

盛土の設計安全率決定に関する研究

DECISION METHOD OF SAFETY FACTOR IN DESIGN OF EMBANKMENT

長尾 義三*・松尾 稔**・黒田 勝彦***
By Yoshimi Nagao, Minoru Matsuo and Katsuhiko Kuroda

1. はじめに

土木構造物を設計する場合、その安全率のとり方はきわめて重要な問題である。安全率の決定法に関しては従来からいくつかの研究や提案がなされてきた。その中で筆者らが特に注目するのは Freudenthal によって与えられた基本的な考え方である^{1), 2)}。すなわち、純力学の問題として安全率と破壊確率の関係を求める一方、設計に採用すべき合理的な破壊確率を力学を離れた経済的な側面から決定し、その結果として、合理的な設計安全率を決定しようとする考え方である。

さて筆者らは、地盤の強度その他のばらつきに起因する破壊確率に着目し、地盤調査規模や設計安全率の合理的な決定法に関して研究を行ない、その一部はすでに発表した^{3), 4), 5)}。本論文においては、具体的な対象として盛土の設計安全率を取り上げ、主として、破壊確率を考慮した経済的な評価モデルの提案と、これに関する試算や実際例による種々の検討を行なっている。この場合、明確にしておかなければならぬ本論文の基本的立場は次の点である。社会的、経済的な意味での合理性や最適性を考慮した上で、力学的にそれに見合ったものを作るのが最もよい、と考えるのである。すなわち、社会的、経済的諸条件に基づいてその構造物に対する最適の投資額が本論文の方法を含む何らかの方法で求められたとき、それに対応して力学的に適正な設計条件を見出そう、とするわけである。

第 2 章で経済的に評価するためのモデルと調査や設計との関連を明確にした上で、第 3 章においてそのモデルを提案する。第 4 章では数値計算や実際例をもとにモデルの検討を行なう。なお、本論文では、沈下問題は一応

除外し、盛土の急速破壊のみを対象とする。また、盛土は円弧すべり面にそって破壊することを容認することとし、破壊面の生起確率そのものについては言及しない。

2. 経済的評価と調査、設計との関連

(1) 概 説

調査、設計、施工を相互に関連するシステムとしてとらえ、その中の個々の問題を解明していくことが必要である。その意味で、詳細な評価モデルの議論に先立ち、本章では、経済的な評価と調査や設計との相互関係を明らかにしておきたい。

(2) フローチャートによる説明

経済的な評価モデルと調査、設計との関連を、作業の手順にしたがって図示したのが図-1 である。図からもわかるように、本研究で対象とするのは実施計画の段階であり、構想計画等の上位計画の段階を問題にしているのではない。図にしたがって説明すると以下のとおりである。

a) 盛土の天端高さ H と天端幅 B_u は、上位計画の段階における路線選定および施工基面の決定時に定まる。

b) 一方、種々の盛土実施例を対象にして第 3 章で提案する経済的な評価モデルにより計算を行ない、期待総費用 C_T を最小にするときの破壊確率 $(P_F)_{opt}$ を求める。これらを盛土の重要度に応じてクラス分けし、あらかじめ、それぞれの重要度に応じた $(P_F)_{opt}$ の大体の範囲（オーダー）を知るための表を作成しておく。

c) いま対象としている盛土の重要度に応じて、上述した表より大体の $(P_F)_{opt}$ を選び出し、これを用いて前論文⁵⁾で詳述した先行設計を行なう。その結果、盛土を建設する地盤の期待強度（盛土の破壊確率が上述の

* 正会員 工博 京都大学教授 工学部交通土木工学科

** 正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部附属土圧研究施設

*** 正会員 工修 京都大学助手 工学部交通土木工学科

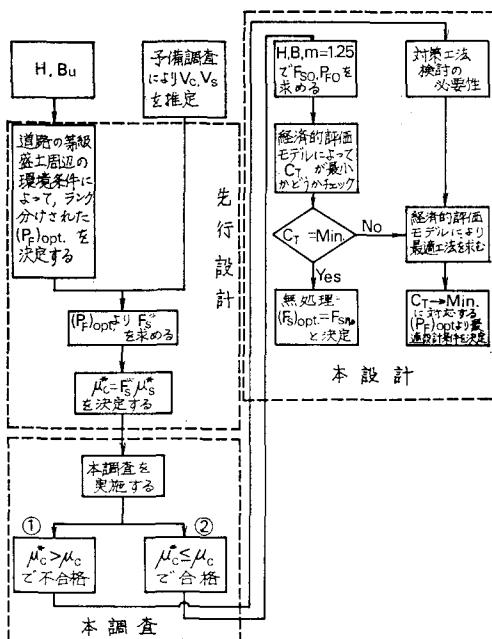


図-1 調査、設計と評価モデルの関係

$(P_F)_{opt}$ 以下に抑えられるために必要な地盤の強度 μ^* が求まる。

d) 前論文で詳述した手順に従って本調査を実施する。本調査の結果は図-1 の ①, ② のいずれかの場合となる。

e) ついで本設計を行なう。本調査において n_0 個の力学試験（たとえば一軸圧縮試験）結果が得られたすると、その結果を用いて、地盤の母数 (μ, σ) を推定する。この母数に対してすべり計算を行ない、力学的な意味での破壊確率 $(P_F)_{n_0}$ を求める。一方、経済的な評価モデルから、経済的な意味での $(P_F)_{opt}$ と最小の期待総費用 $(C_T)_{min}$ を求める。そして $(P_F)_{n_0}$ と $(P_F)_{opt}$ とを比較する。

f) もし $(P_F)_{n_0} = (P_F)_{opt}$ であるならば、実際の力学的な破壊確率が経済的な意味での適正破壊確率に一致しているわけであるから、この地盤上に所定の盛土を地盤改良その他の対策なしに急速施工することが可能であり、最適設計安全率は $(P_F)_{n_0}$ に対応する値 $(F_s)_{opt}$ として定まる。

g) 一方、 $(P_F)_{n_0} > (P_F)_{opt}$ であるならば、経済的にみてより適正な破壊確率を与える対策工が他に存在するわけであるから、押え盛土や地盤改良などの対策を講じて、 $(P_F)_{opt}$ を実現することが必要となる。

h) これ以下の説明を助けるために図-2 を用いる。この図は、費用と破壊確率の関係を模式的に表わしたものである。もし大きな破壊確率を許容するならば、破壊による期待損失費が大となる反面、調査費や建設費は安

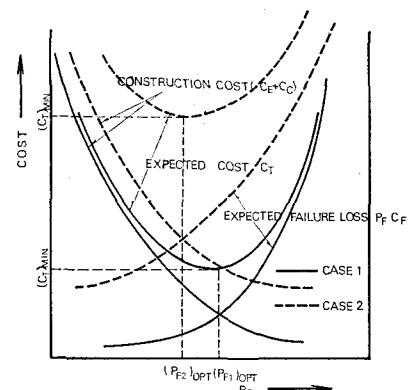


図-2 費用～破壊確率関係の模式図

くつく。一方、小さな破壊確率に抑えようとするならば調査費や建設費は高くなるが、破壊による期待損失費は小さくなるであろう。このことから、総費用が最小となるような $(P_F)_{opt}$ が存在するに違いない。

さていくつかの対策工を考え、それぞの対策工、あるいはそれらの組合せに対して、たとえば図実線や点線の総費用曲線を描くと、それぞれに対して $(P_F)_{opt}$, $(C_T)_{min}$ が求まる。いくつかの $(C_T)_{min}$ の中で最小の $(C_T)_{min}$ を与える工法が最適工法となる。この理由は以下のとおりである。すなわち、たとえばこの盛土が道路のためのものとすると、どのような工法で施工されようとも、所定の断面、機能を有するようにでき上った後には、その道路がもたらす便益 B は不变と考えてよい。したがって、純便益 N が最大、すなわち、 $N = (B - C_T) \rightarrow \max$ を評価基準と考えたとき、これはとりもなおさず $(C_T)_{min}$ に対応し、結局総費用最小の手段が最適の対策工といえるからである。なお、対策工としては、押え盛土、地盤改良、盛土の斜面勾配の変化、あるいは追加調査を行ない地盤強度の推定信頼度を増大させて破壊確率を低減する方法、などが考えられる。

(3) 本設計において対象とする破壊確率

粘土地盤上に道路のための盛土を施工する場合を例にとると、施工中や施工直後、あるいは道路として供用を開始した後の各時点において、一般に地盤の強度は異なる。なぜなら、各時点において地盤の圧密度が異なるからである。したがって、一見、それぞれの時点における力学的な破壊確率は異なってくるように思える。一方、破壊損失費は各時点によって相違するから、経済的評価モデルから求められる $(P_F)_{opt}$ も当然変化する。そこで、どの時点での破壊確率を対象にするかが重要な問題となる。本節では、この点に関する筆者らの考え方を明らかにする。

施工直後と供用開始後における最小安全率円上の応力

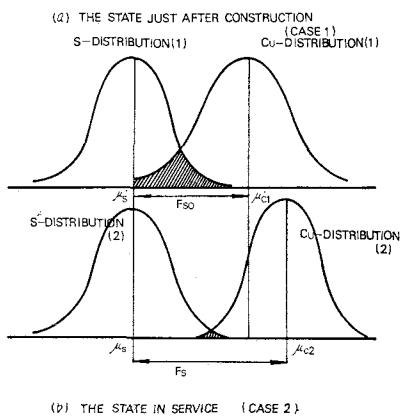


図-3 せん断応力とせん断強度の分布の関係

分布と地盤強度（たとえば非排水強度 c_u ）の分布の相互関係を模式的に表わしたのが図-3である。すでに発表したように⁴⁾、設計安全率 F_s をそれぞれ上記 2 つの平均値の比、 $F_s = (\mu_c / \mu_s)$ で定義し、そのときの破壊確率を図の斜線部として考えるならば、図から明らかなように、力学的には盛土が立上った施工直後が最も危険な状態となる。したがって力学的な側面からのみ考えれば、施工直後を対象にして破壊確率と設計安全率を考えるのが最も妥当のように思える。しかしながら、経済的な側面からみた場合には、必ずしも施工直後を対象に考えるのが最適とする根拠がない。

筆者らのアンケート調査によると、ある工区において施工中あるいは施工直後にすべり破壊を生じた場合、その再建によって予定の全線開通、供用開始の期日が大幅に遅れた例はきわめてまれである。いいかえれば、施工直後に生じたすべり破壊は、原則的に予定の供用開始期日を遅らせることなく復旧が可能である（復旧しなければならない）と考えるのは妥当であろう。あるいはまた、たとえ供用開始が多少遅延しても、これは上位計画における裕度として考慮されるべきもので、道路としての便益や損失は供用開始後始めて生ずる、と考えることは許されるであろう。すなわち、道路としての機能を發揮する以前の段階である盛土施工直後を対象にした場合には、破壊損失費としては、その道路の全区間にに対する損失や開通後の道路機能の停止による損失などを考える必要はない。開通前の、その盛土区間のみを対象とすれば十分である。この場合には、盛土の再建費や破壊の周辺地域に対する損害賠償などだけが問題となる。

さて、一方、供用開始後、現実に車が道路上にあるときに破壊したり、あるいは幸運にも道路上に車がなかつたとしても、この時点での破壊すると、道路の機能停止期間に失われる経済的損失は非常に大きなものとなるであろう。このように考えると、供用開始後のある時点にお

ける破壊確率を対象にした方が、設計上より妥当であるようにも思える。

ところで、ここで考えなければならないのは、「盛土の破壊」という問題が有する特殊性である。図-3 の 2 つの斜線部が原理的に何を意味するかを考えてみよう。図 (a) (施工直後) の場合の斜線部は、強度が曲線 (1) で示されるような地盤上に、曲線 (1) で示す分布の荷重が載荷された場合の破壊確率を示す。一方、図 (b) は図 (a) とは無関係に、もしはじめから曲線 (2) の強度を有する地盤上に曲線 (2) の載荷が行なわれたならば、その破壊確率が斜線部となることを意味している。いいかえると、施工直後の場合は、図 (a) の分布形を有する c_u, s のうち、実際にはどのような値の組合せが実現するかは盛り終わってみなければわからなかったわけで、その意味で、確率的に斜線部の破壊の可能性があったわけである。ところが、いったん現実に盛土が立上ったとすると、その時点ではすでに、ある確定した c_u, s が実現しており、かつ $c_u > s$ が確認されているわけである。したがって、その時点ではすでに、図 (a) 斜線部の破壊確率は実際に意味のないものとなっている。すなわち地震荷重などの突発的な荷重を考慮外にするならば、このようにいったん盛土ができ上ってしまうと、その後図 (a) の状態が図 (b) の状態に移行して、供用開始後もなお図 (b) 斜線部の破壊確率が実存するわけではなくて、供用後の破壊確率はゼロと考えてよいわけである。なぜなら、いったん実現した載荷重は施工直後と供用開始後でほとんど変わらないのに対し、施工直後に実際に十分であった地盤の強度は、時間の経過とともに、一般に、さらに増加しているからである。この点が、荷重または強度の出現が時間的に大問題となる場合、たとえば、主として地震荷重や風荷重に対して設計されなければならない吊橋や鉄塔などの場合と、盛土の場合が性質を異にする点である（もちろん盛土に関しても、地震外力などの破壊確率に及ぼす影響は実際問題として無視できず、今後究明されなければならない課題である）。

要約すると、盛土の場合には、施工直後に破壊しなければ供用開始後に破壊することはないと考えてよく、その意味で施工直後の破壊確率を対象にすればよいと考えられる。そしてその場合の破壊損失費としては、供用開始後の損失を考慮する必要はない。筆者らの調査によると、片盛土の場合に大沈下で舗装が割れ、そこから大雨が浸透してすべり破壊にいたった例を除き、供用開始後にすべった例はない。また、平地上の全面盛土では供用開始後に破壊した例はない。大量の雨水の浸入は、防水処置として設計上考慮されるべきで、回避できない程度の雨水の浸透による盛土本体の重量の増加は、当初から載荷重のばらつきの範囲に入れて設計上考慮されるべき

表-2 費用項目の分類

筆者らの分類		建設省方式	国鉄方式	道路公団方式
地盤調査費 C_E	地盤調査費	地盤調査費	地盤調査費	
建設費 C_C	施工費	材料費	材料費	
		直接工事費	直接工事費	直接工事費
		—労務費	—労務費	—労務費
		—直接経費	—運搬費	—割損間接工事費
		間接工事費	—共通仮設費	—技術管理費
			—現場管理費	—管轄費
				—現場経費
		間接工事費	—共用機械器具経費	
			—共通経費	
	その他	現場経費		
		一般管理費 利潤	一般管理費 利潤	一般管理費 利潤
破壊損失費 C_F	再調査費			
	整地・地盤改良費			
	再建費			
	補償費			

ときは、追加調査で安全率を1.8前後にまで上昇できるから、一般に工学的にはこれで十分である。次節においては、表-1のすべての組合せに関する結果を説明することはできないので、代表的な例（表の太線わく内の条件の全組合せ）に関して計算例をあげ、費用関数の誘導とその意味を説明する。

なお、見積りや積算に関しては種々の方法がある。本論文で取上げる費用項目と二、三の代表的な積算法^{7), 8)}による項目との対応は表-2に示すとおりである。筆者らの費用項目の分け方は、一見、大分類的に過ぎるようみえるが、詳細な項目別費用をまとめて一括表示すればよいわけで、実際的な意義が損われることはまったくない。また、費用関数形を決定する上では、これ以上項目を細かくすることは、いたずらに複雑化するだけで実益は何もない。

(2) 地盤調査費と破壊確率

地盤調査費 C_E には、先行調査費 C_{EP} および本調査費と追加調査費の和 C_{En} が含まれる（先行調査、本調査の定義、目的、実施法などについてはすでに発表した^{4), 5)}）。計算の便宜上、すべての環境条件が同一であるとみなしうる盛土区間、すなわち、一律に取扱える1ブロックの盛土区間に關して、費用は、盛土の単位長さ当たりに換算して表わす。地盤調査費は、通常、全建設費の2%前後であるが、試験個数 n は ζ に対してきわめて敏感があるので、 ζ を低下させるための対策として、 n を増加させることが最適の選択となることがある。

うる。

本論文では、粘土層上の盛土の急速破壊を考えている。したがって、本調査としては、一軸あるいは非圧密非排水三軸圧縮試験が実施されるものとする。すでに提案したように⁵⁾、逐次確率比検定法の応用などによって、本調査段階で n_0 個の土質試験が行なわれたものとする。このとき、粘土の非排水強度 c_u の母平均値 μ_c の $(\alpha/2)\%$ 信頼下限値 $\mu_c(n_0)$ は、標準偏差 σ_c が既知の場合には、

$$\mu_c(n_0) = \mu_c - \frac{\sigma_c}{\sqrt{n_0}} z_{\alpha/2} \quad \dots(5)$$

で与えられる⁵⁾。ここに $z_{\alpha/2}$ は、標準正規積分において確率が $(\alpha/2)$ になるときの積分下限値である。また、これに対応する破壊確率 P_F は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} P_F &= \int_{K_0}^{\infty} e^{-t^2/2} dt \\ K_0 &= \frac{\mu_c(n_0) - \mu_s}{\sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_s^2}} = \frac{(F_{s0}-1)}{\sqrt{(F_{s0}V_c)^2 + V_s^2}} \end{aligned} \right\} \dots(6)$$

ここに、 μ_s 、 σ_s は地中で動員されているせん断応力 s の平均値と標準偏差、 V_c 、 V_s はそれぞれ c_u 、 s に関する変動係数、 $F_{s0} = \mu_c(n_0)/\mu_s$ である。

さて、無処理状態で盛土を急速施工することが無理であることがわかり、その対策法として、試験精度を高めるために地盤調査を追加することにしたとする。いま、試験個数を n_1 個追加して総数 $n = (n_0 + n_1)$ 個の結果を得たとすると、 μ_c の $(\alpha/2)\%$ 信頼下限値 $\mu_c(n)$ とそのときの破壊確率 P_F は、それぞれ式(7)、(8)で与えられる。

$$\mu_c(n) = \mu_c - \frac{\sigma_c}{\sqrt{n}} z_{\alpha/2} \quad \dots(7)$$

$$\left. \begin{aligned} P_F &= \int_K^{\infty} e^{-t^2/2} dt \\ K &= \frac{\mu_c(n) - \mu_s}{\sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_s^2}} = \frac{(F_s-1)}{\sqrt{(F_sV_c)^2 + V_s^2}} \end{aligned} \right\} \dots(8)$$

ここに、 $F_s = \mu_c(n)/\mu_s$ で、 n 個の試験結果に基づいて設計した場合の最小安全率である。式(5)、(7)より、 F_s を F_{s0} で表わすことができ、これを式(8)に用いることによって、

$$\left. \begin{aligned} P_F &= \int_K^{\infty} e^{-t^2/2} dt \\ K &= \left\{ \left(\frac{\sqrt{nn_0} - \sqrt{n_0} V_c z_{\alpha/2}}{\sqrt{nn_0} - \sqrt{n} V_c z_{\alpha/2}} \right) F_{s0} - 1 \right\} \end{aligned} \right\} \dots$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sqrt{nn_0} - \sqrt{n_0}V_c z_{\alpha/2}}{\sqrt{nn_0} + \sqrt{n}V_c z_{\alpha/2}} F_{s0} V_c\right)^2 + V_s^2} \quad \dots \dots \dots (9)$$

したがって、式(2)で定義されたくは、式(9)と式(6)の比で与えられることになる。

一方、 n 個の試験に必要な調査費 C_{En} は、次のように表わしてよいであろう。

$$C_{En} = \frac{1}{l_e} (a_e n + b_e) \dots \dots \dots (10)$$

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_e は調査区間の長さである。

表-1 の太線わく内のケースについて計算結果を示す。 $V_c=0.3$, $V_s=0.04$ という値は、普通の粘土地盤上に通常の精度で盛土が施工された一般的な場合に相当し^{5), 9), 10), 11), 12)}, $n_0=30$ というのも常識的な例である。 F_{s0} の範囲については前節で説明した。さて、 $n_0=30$ から n_1 を 10 個単位で増加させて $n=120$ に至るまでの各場合について、式(2), (6), (9) を用いてくを計算し、その結果を $n \sim \zeta$ 関係として両対数紙上に描いたのが図-4 である。ここで F_{s0} をパラメーターにとったのは、盛土の規模や、その他の環境条件によって、たとえ初期の試験個数 n_0 が同一であっても F_{s0} は当然異なるってくるからである。図-4 をみれば、 $n \sim \zeta$ 関係は両対数紙上でなめらかな曲線関係になっている。このような場合は、 $F_{s0}=0.8$ に関して図中に例示したように、平均法を用いた簡単な計算によって C_e を適当に定めることにより、きわめて高い精度で、

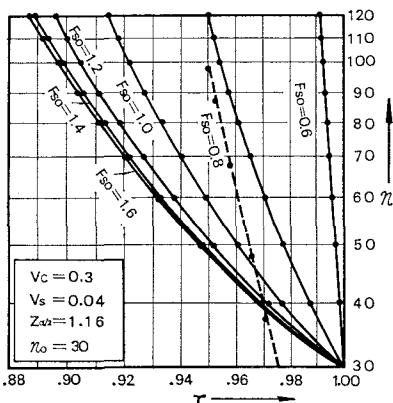


図-4 n と ζ の関係（追加調査）

$$\log(n - C_e) = \log A_e + B_e \log \zeta$$

なる直線関係にかけることは周知である。すなわち、

$$n = A_e \zeta^{B_e} + C_e \dots \dots \dots (11)$$

で表わせることがわかる。この関数形が、表-1 のすべての組合せに関して確認されたことはいうまでもない。

上例に関する A_e , B_e , C_e の計算結果を表-3 中に示

表-3 費用関数の係数一覧表

$$C(\zeta) = C + A \cdot \zeta^B$$

	F_{s0}	A	B	C
追加調査の場合 ($n_0=30$)	0.6	17.78950	-219.35435	12.21050
	0.8	13.71430	-38.86358	16.28570
	1.0	12.84360	-23.06201	17.15700
	1.2	12.02273	-19.36335	17.97727
	1.4	11.25000	-18.59938	18.75000
	1.6	10.52174	-13.63072	19.47826
のり勾配を変えた場合	0.6	-2.8816	48.85757	4.2296
	0.8	-3.5468	6.43167	4.8565
	1.0	-3.6972	3.68259	4.9838
	1.2	-4.0887	2.64045	5.3813
押え盛土をした場合	0.6	-128760.0	17.42402	1789800
	0.8	-188510.0	3.46610	2002820
	1.0	-203130.0	2.12365	2097400
	1.2	-204290.0	1.87629	2081100
地盤改良をした場合	0.6	-12.650×10^5	0.56122	12.320×10^5
	0.8	-15.716×10^5	0.39632	15.230×10^5
	1.0	-24.499×10^5	0.19026	23.776×10^5
	1.2	-40.623×10^5	0.10174	39.840×10^5

す。

式(11)を式(10)に用いれば、目的とする地盤調査費と破壊確率の関係が次のように求められる。

$$C_E = C_{Ep} + C_{En} = C_{Ep} + \frac{1}{l_e} \times \{a_e(A_e \zeta^{B_e} + C_e) + b_e\} \dots \dots \dots (12)$$

上式の b_e は n に関するが、変動範囲は小さいので、実際には、実績をもとに n の範囲に応じて選択すればよい。

(3) 建設費と破壊確率

建設費 C_e には、盛土本体や押え盛土の建設費、地盤改良のための費用などが含まれる。建設費と破壊確率の関係を考える場合、基準となる建設費と、破壊確率をさらに減少させるための対策工に関する追加建設費に区別して考えるのが便利である。基準となる建設費 C_{e0} としては、 n_0 個の本調査結果に基づく無処理状態の建設費、すなわち、路体、路床、路盤、舗装からなる盛土本体 (m は 1.25) の材料費と施工費、および盛土建設に際する直接、間接的な諸経費との和を、盛土の単位長さ当たりに換算して考える。この場合、予定の盛土底面幅に必要な土地は、上位計画の段階で「盛土」に決定されたときに当然確保されるべきものであるから、これに要する用地費は基準建設費に組入れて考えるのが妥当である。これに対し、破壊確率を小さくすると、いかえると、安全率上昇の目的で m を大きくしたり、押え盛土をしたり、地盤改良をしたりするために必要な建設費は追加建設費である。個々の場合の追加建設費に関し、以下に関数形を求める。

a) 斜面勾配 m を変化させる場合

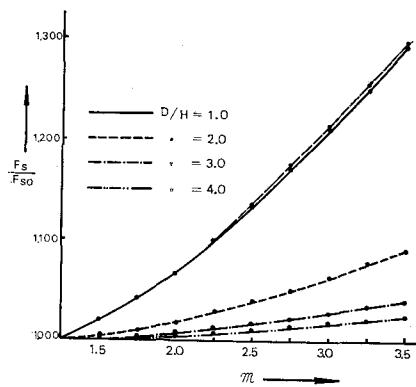
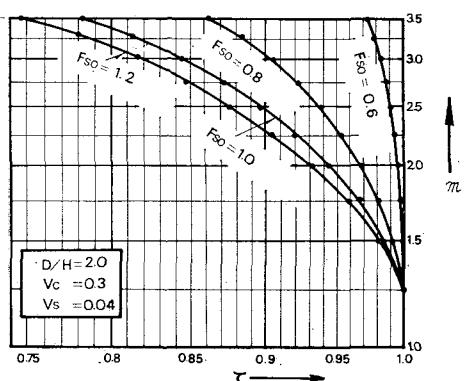
図-5 m と (F_s/F_{s0}) の関係図-6 m と ζ の関係(斜面勾配変化)

表-1 の全組合せ条件について安定計算を実施した結果、粘土層の厚さ D と盛土高さの比 (D/H) が一定ならば、個々の D や H の値にかかわらず、 m と (F_s/F_{s0}) がほぼ完全に $1:1$ に対応することが明らかとなった。表-1 の太線内の各条件を組合せたケースに関して、この関係を図示したのが図-5である。 (F_s/F_{s0}) は一義的に ζ に変換されるから、この関係は $m \sim \zeta$ 関係を求める上で重要な示唆を与えていた。 (D/H) を固定して両者の関係を両対数紙上にプロットした例が図-6である。 (D/H) が 2.0 以外の場合や表-1 の他の条件の場合にも同様の関係が得られている。さて、図-6 から、前節で説明したのと同じ理由により、 (D/H) を一定とした場合の m と ζ の関数形が

$$m = A_m \zeta^{B_m} + C_m \quad \dots \dots \dots (13)$$

の形で表わせることが明らかである。係数 A_m , B_m , C_m を決定した例を表-3 中に示す。

一方、斜面勾配を基準値である 1.25 から m にした場合の追加建設費 C_{cm} は、簡単な幾何学計算により、

$$C_{cm} = 1.5 H (0.5 b_{cm} H + a_{cm}) \quad \dots \dots \dots (14)$$

$$+ 2 m H (a_{cm} + 0.5 b_{cm} H) \quad \dots \dots \dots (14)$$

となる。ここに a_{cm} は m を大きくするために必要と

なった土地の単位面積当たりの用地費、 b_{cm} は同じ理由で必要となった盛土部分の単位体積当たりの材料費と施工費である。式(13)を式(14)に用いることにより、斜面勾配を変化させる場合の全建設費と破壊確率の関係が次のように求められる。

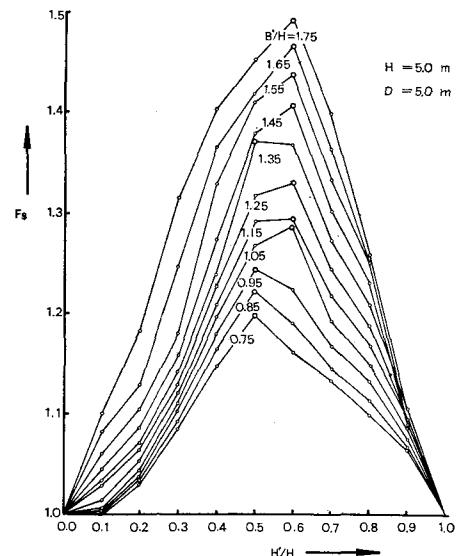
$$\begin{aligned} C_c &= C_{co} + C_{cm} = C_{co} + 1.5 H (0.5 b_{cm} H + a_{cm}) \\ &\quad + 2 H (a_{cm} + 0.5 b_{cm} H) (A_m \zeta^{B_m} + C_m) \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (15)$$

b) 押え盛土をする場合

押え盛土のための追加建設費 C_{cp} は次のように表わせる。

$$\begin{aligned} C_{cp} &= 2 B' (a_{cp} + b_{cp} H') = 2 a_{cp} B' (1 + k_p H') \\ k_p &= (b_{cp}/a_{cp}) \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (16)$$

ここに、 B' , H' はそれぞれ押え盛土の幅と高さ、 a_{cp} は押え盛土のために必要な単位面積当たりの用地費、 b_{cp} は単位体積当たりの押え盛土の材料費と施工費、 k_p は押え盛土のコストインデックスである。

図-7 (H'/H) による F_s の変化

押え盛土の斜面勾配は盛土本体の勾配に一致させるものとして、多数の安定計算を実施した。最小の安全率 F_s と盛土本体の高さ H に対する H' の比 (H'/H) との関係の例を示したのが図-7である。この図は、 $(D/H)=1.0$ の場合で、 (B'/H) をパラメーターとして描いてある。図は、 $(H'/H)=0.5$ 程度において最小安全率が最も大きくなるという興味深い結果を示している。すなわち、押え盛土の高さが盛土本体の高さの半分以上になると、力学的な安定度はかえって低下していく。この傾向は、図-7 の場合を含むすべての底面破壊の場合に認められた。一方、 (D/H) が大きくなり、か

つ $H' > 0.5H$ になると層内すべりを生ずるケースがでてくる。この場合には、図-7 に示すようなきれいな傾向は認められないけれども、 (F_s/F_{s0}) が $H' = 0.5H$ のときの値よりも大きくなることがほとんどないことを確かめた。以上の結果だけからすれば、数多くのケースの中で力学的に最も安定度の高い $H' = 0.5H$ の場合に関するのみ費用関数を検討すればよいように思えるが、建設費もあわせ考慮すると、力学的に最適な条件が、必ずしも経済的に最も有利な状態になりえないかも知れない。この理由は、斜面勾配変化の場合のように費用関数が 1 变数 (m) のみによって定まるのではなく、 B' , H' の 2 变数を含み、かつ $B'(a_{cp} + b_{cp}H')$ という関数形が力学量、たとえば転倒モーメントなどと 1:1 に対応しないからである。したがって費用関数を求める場合、い

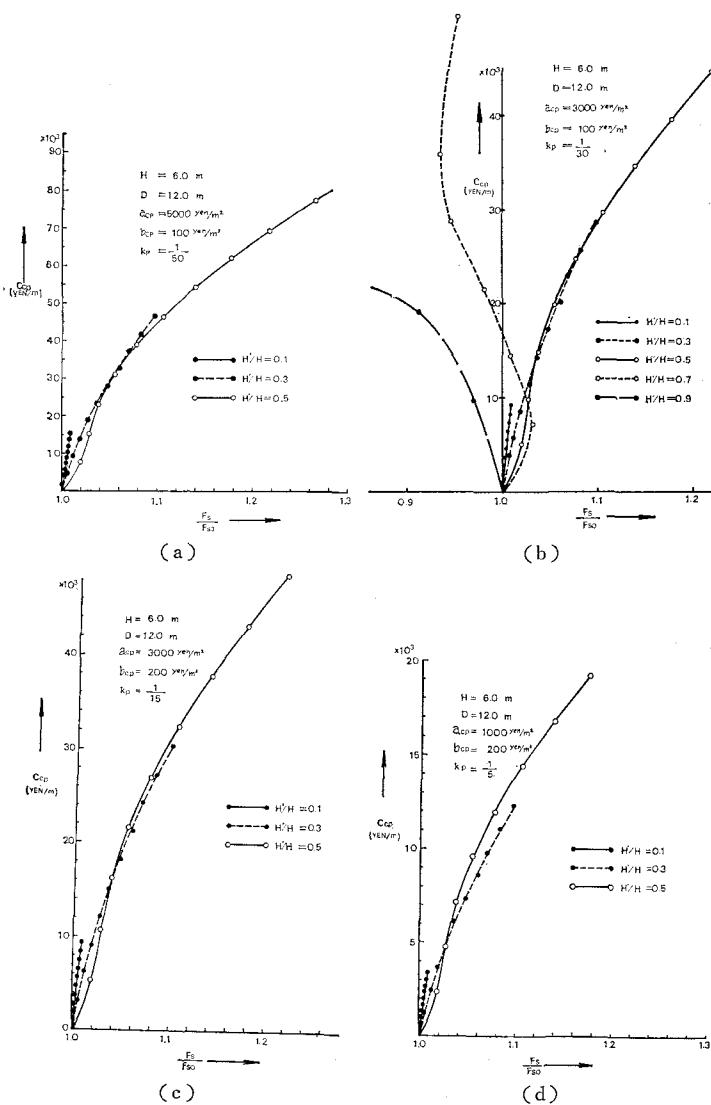


図-8 C_{cp} と (F_s/F_{s0}) の関係

かなる H' を対象にすればよいかを、まず明らかにしておかなければならぬ。

式(16)で求めた C_{cp} と (F_s/F_{s0}) の関係を図示した例が図-8である。ここにあげた例は、表-1の太線内の場合である。 C_{cp} の計算に際しては、実際にありうる場合という意味で、 $a_{cp}=1000, 3000, 5000$ ($\text{円}/\text{m}^2$), $b_{cp}=100, 200$ ($\text{円}/\text{m}^3$) を用い^{8), 13)}, k_p を種々変化させた。図をみれば、予想されたように、同一の費用に対して H'/H が異なれば力学的に到達しうる (F_s/F_{s0}) が変ってくることがわかる。しかし図(b)をみればわかるように、 $H' > 0.5H$ (この場合は層内すべり)になると、ごく初期の部分を除いて、建設費の増大にもかかわらず、 (F_s/F_{s0}) は大幅に減少てくる。このことは、 $H' > 0.5H$ の場合を問題にする必要はなく、 $H' \leq 0.5H$

の範囲内で検討すればよいことを意味している。

さて、4枚の図を比較すればわかるように、 k_p の値が小さい範囲では、 $H' \approx 0.5 H$ という力学的に最適である状態が同一の費用で最大の安全率上昇をもたらす、すなわち、経済的にも最適条件となっている。一方、地価が非常に安かったり、また土材料の特別の買収や遠方からの運搬などによって b_{cp} が地価に比べてかなり高くなるような場合 (k_p が大) には、経済的に最も有利な条件は $H' < 0.5 H$ の範囲に現われてくる(図(d))。以上のことから、 k_p の大きさによって、力学条件 (H'/H) の選択を行なわなければならない。図にかけていない場合も含めて多数のケースについて検討した。その結果、 $k_p < (1/15)$ の場合には $H' = 0.5 H$ が経済的にも最適条件となるが(図(a), (b) 参照)、 $(1/15)$ ぐらいいを境にして逆転し、 k_p がそれ以上になると、一般に、 $H' = (0.3 \sim 0.4) H$ が最も有利な条件になるようである(図(c), (d) 参照)。

(F_s/F_{so}) を ζ に変換し, $H' = 0.5H$ として $C_{cp} \sim \zeta$ 関係を両対数紙上で描いた例が 図-9 である。図(a)は $k_p = (1/25)$, 図(b)は $k_p = (1/15)$ とした場合である。図から明らかのように, $C_{cp} \sim \zeta$ 関係は次式で表わすことができる。

$$C_{cp} = A_p \zeta^{B_p} + C_p \dots \dots \dots \quad (17)$$

$k_p > (1/15)$ の場合も、式(17)の基本的な関数形はまったく変わらないことが確

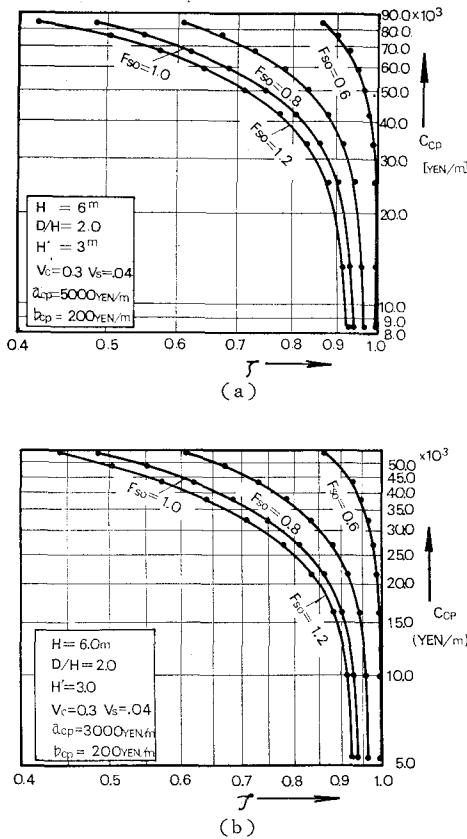


図-9 C_{cp} ～ ζ 関係（押え盛土）

かめられている。以上のことから、押え盛土をする場合の全建設費と破壊確率の関係は、

$$C_c = C_{c0} + C_{cp} = C_{c0} + (A_p \zeta^{-B_p} + C_p) \dots \dots \dots (18)$$

となる。 $k_p = (1/25)$ に関する A_p , B_p , C_p の計算例を表-3 に示した。

c) 地盤改良を実施する場合

種々の地盤改良工法があるが、盛土の場合最も一般的なのは、サンドドレン工法とサンドコンパクションパイル工法であろう。本論文においては、最初の試みとして最も簡単な場合を取り上げるという意味から、一挙に立上る盛土の急速破壊を対象としており、圧密を考慮した盛土の段階施工などは考えていない。そこでここでは、サンドドレン工法ではなく、サンドコンパクションパイルを用いて地盤改良する場合を考える。

筆者の一人は、締固め砂ぐいを含む粘土地盤の安定計算法を提案し¹⁴⁾、室内実験によってこれを検証したが¹⁵⁾、実際の破壊例との対比検討は少ない。さらに、この方法では計算がかなり複雑になる。そこで本論文では、複合地盤に関する厳密な力学計算は行なわず、精度的にはやや問題があるがより工学的な見地から、現地における過去の実績を基礎にして考察を進めることにする。

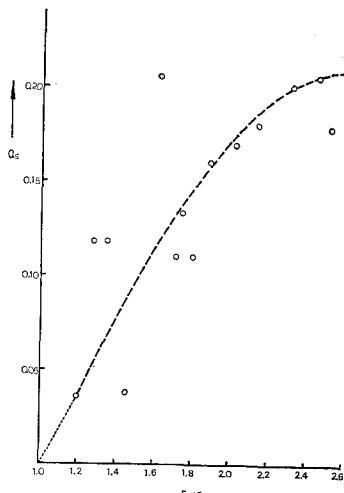


図-10 a_s と (F_s/F_{s0}) の関係（実績例）

図-10 は、公表された実績例^{16), 17), 18)}をもとにして、 a_s と (F_s/F_{so}) の関係をプロットしたものである。ここで a_s は砂置換率と呼ばれるもので、対象とする改良部分の全面積に対する全砂杭断面積の比である。また、 F_{so} は改良後の安全率で、押え盛土を併用しなかった実績例のみをプロットしてある。複合地盤における地盤強度の上昇は、正しくは、砂杭周辺粘土の圧密による強度増加と砂杭自体のせん断強度によってもたらされる。しかし便宜上、これを粘土の非排水強度の上昇という形におきなおせば、一応いままでと同じやり方で、 (F_s/F_{so}) の変化をくの変化に写し代えることができる。しかし、精度的には問題があるといわざるをえない。さらに、図-10 の F_s 自体、圧密度 50~90% を考慮したものがほとんどである。上述したような理由により、以下に導かれる関係は、追加調査や本節 a), b) の場合に比べるとやや粗雑であるといわざるをえない。しかし複合地盤に関する設計法や実績に関していまだ確固たる定説がない現在、やや粗雑ではあっても、その基本的な関数形を見出すことこそ重要であり、将来その係数の精度を高めることが必要であると考える。

さて、地盤改良に要する費用は、 a_s と改良深度に影響される。砂杭の直径 d_s 、砂杭部分の全面積 A_s 、盛土の横断面における改良幅 B_s 、盛土の長手方向の改良部分の長さ l_s 、砂置換率 α_s 、改良深度 D_s 、砂杭の打設本数 n' 、砂杭施工単位長当たりの費用 a_{cs} 、盛土の単位長さ当たりに換算した総改良費を C_{cs} とすると、次式が成立

$$\left. \begin{array}{l} a_s = A_s / B_s l_s \\ n' = A_s / \pi (d_s / 2)^2 \\ C_{ss} = a_s n' D_s / l_s \end{array} \right\} \dots \dots \dots \quad (19)$$

式(19)を整理すると次式が求められる。

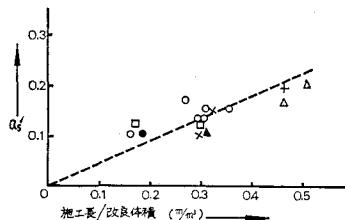


図-11 a_s と砂杭施工長の実例¹⁹⁾

ところで図-11は、改良体積当りの砂杭の施工長($n' D_s / B_s D_s l_s$)と a_s の関係を示す実績例である¹⁹⁾。両者の関係はほぼ直線とみなしうる。ところで式(19)から、

$$\frac{n'D_s}{B_s D_s l_s} = \frac{a_s}{\pi (d_s/2)^2}$$

が求められ、これは、 d_s 一定の場合の $(n'D_s/B_s D_s l_s) \sim a_s$ の直線関係を示している。このことから、図-11 の実際例は式(20)を支持しているといえる。

図-10 で a_s と ζ の関係がつき、式(20)で C_{cs} と a_s の関係が与えられたので、 C_{cs} と ζ の関係を求めることができる。しばしば起こりうる例として、表-1 の太線内のケースについての計算例を 図-12 に示す。この例では、式(20)の d_s を 0.6 m にしてある。また文献 20)によれば、 a_{cs} は普通 1800~2000 (円/m) であることが示されているので、計算には $a_{cs}=1900$ (円/m) を用いた。図-12 をみれば明らかのように、 C_{cs} と ζ は次の関数形で表わせることがわかる。

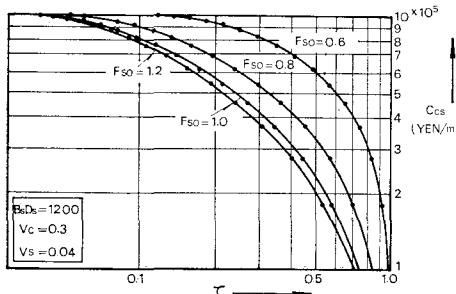


図-12 C_{cs} との関係（地盤改良）

表-1 の他のケースの場合にも、基本的に同様の関係が確認された。したがって、地盤改良をする場合の全建設費と ζ の関係は次のような。

$$C_c = C_{c0} + C_{cs} = C_{c0} + (A_s \zeta^{B_s} + C_s) \quad \dots \dots \dots \quad (22)$$

これまでと同様、例として示したケースに関する A_s , B_s , C_s の計算結果を表-3 に示した。

(4) 破壊損失費と破壊確率

破壊損失費 C_F とは、盛土が破壊した場合に生ずる損

失費である。したがって、 $P_F C_F$ は、もしも確率 P_F で盛土が破壊したならば期待される損失費ということになる。 C_F の中には、生じたすべり面の確認その他の目的で実施される土質調査費 C_{Er} 、盛土の破壊による流出土砂その他の整地費 C_a 、直接、間接的な損害賠償費 C_r 、また、当初の所定断面まで盛土をつくり直す再建費、そのための地盤改良費などが含まれる。前節までと同様、各費用は、予想される盛土の破壊延長で除した単位長さ当たりの費用で表わす。

上記費用項目のうち、 C_F の関数とならない費用 C_{F0} と関数となる費用 C_{F1} に分ける。 C_{F0} は一般に次のようになる。

C_r は盛土周辺の環境条件に依存するが、物件損害の場合は原形復旧を原則とする。また、移転などの対策を含み施工管理を厳重に行なって、人命の損失がないようとする立場をとる。 C_{F0} は盛土の単位長さ当たりで表わすので、 C_r を想定する場合、被害の及ぶ範囲、すなわち、盛土の破壊延長の推定が重要な問題となる。筆者らが実施したアンケート調査や文献 21) によると、盛土の破壊延長は 50 m 前後の場合がほとんどで、20~120 m の範囲が観測されている。別に根拠はないが、平均的な場合よりも少し大きく見積もって、80 m の長さで盛土が破壊した場合の全損害賠償費を算出し、これを 80 m で除した値を C_r とすればよいと考えられる。調査費 C_{Er} は、盛土再建のための再設計に際する新しい破壊確率と関連するから、 C_{F0} の中に入れて考えるにはやや無理がある。さらに、当初建設の際の調査費が全建設費に占める割合がたとえ小であったとしても、破壊後の調査はより慎重を期すべきであるから当初の調査費よりももっと多額の費用を要するかも知れない。したがって、 C_{Er} との関数関係を明確にしていくことが、今後重要であり、当初調査によって得られた情報と破壊調査によって得られる情報を組み合せて考察する必要がある。これには Bays (ベイズ) の理論などが応用できると考えられる。しかし、ここでは全体としての方法論を確立することが主目的であることに加えて、これらの関数関係を明確にするためのバックデーターが不足しているため、一応、第一段階の便法として C_{Er} を ζ に無関係の費用 C_{F0} に含めて考えることにする。

次に、 ζ に関する費用 C_{F_1} は次式で与えられる。

上式の右辺各項は前節までに説明したとおりである。ただし、破壊後の地盤改良工法として砂杭工法が不適当と考えられる場合、すなわち、たとえばすべり置換法が適当と考えられるようなケースに対しては、新しく C_{cs} の関数形を求める必要がある。なお式(24)で、ある工

法、たとえば押え盛土を実施しない場合には C_{cp} を省略する。

全破壊損失費 C_F は、式 (23), (24) の和として求められる。

(5) 簡単なまとめ

前節までに得られた結果をまとめると、盛土の建設に要する期待総費用 C_T は次のようにかける。

上式は、考えられるすべての対策工を併用した場合の一
般式である。建設手段として採用しない工法があるとき
には、上式からそれに対応する項を省けばよい。

さて、(1) 節で述べたように、費用関数の無次元化を図るために C_{T_0} を考える。 C_{T_0} は、 $m=1.25$, $n=n_0$ で無処理状態の場合に相当するから、式 (26)において、 $C_E(\zeta=1.0)=C_{E0}$, $C_{cm}(\zeta=1.0)=C_{cp}(\zeta=1.0)=C_{cs}(\zeta=1.0)=0$ を適用することにより次のようになる。

式(27)で定義された C_{T_0} を基準として、式(26)をかきなおすと、

$$\begin{aligned}\frac{C_T(\zeta)}{C_{T_0}} &= \eta(\zeta) = \alpha(\zeta) + \beta(\zeta) \\ \alpha(\zeta) &= \frac{1}{C_{T_0}} \{ C_{E_0} + C_{e0} + C_E(\zeta) + C_{cm}(\zeta) \\ &\quad + C_{cp}(\zeta) + C_{cs}(\zeta) \} \\ \beta(\zeta) &= \frac{\zeta}{C_{T_0}} \{ C_{F_0} + C_{cm}(\zeta) + C_{cp}(\zeta) + C_{cs}(\zeta) \} \end{aligned} \quad \dots \quad (28)$$

上式の $\eta(c)$ は、実際の使用に際して、式(1)で定義した C_T よりもはるかに一般性があり、計算誤差も少なくできる。費用関数の無次元化の有利さについては、前に指摘した²²⁾。

4. 二、三の数値計算例と実際例に関する検討

(1) 概 説

はじめに二、三の数値計算例を示したのち、実際に施工されたいいくつかの例に対して前章の評価モデルを適用し、考えられる種々の代替案の中で、実際に施工された盛土がどの程度の適正さを有していたかを検討する。実際例の中には、何の事故もなく予定どおりに完成したものもあれば、施工中にすべりを生じて地盤改良その他の対策を講じつくり直したものもある。なお、ここで明確

にしておかなければならぬことは次の点である。本論文の主目的は、土質力学的な考察に裏付けられた費用関数の決定であり、この目的は 3. で一応達せられた。しかし、式(28)の最適解を求める方法に関しては今後の課題として残し、本論文では取扱っていない。そのため、この章で比較されるいくつかの案は、最適解を含むものではなく、あくまでも、いくつかの代替案である。

(2) 数値計算例

F_{s0} と k_p の影響をみるために、 $F_{s0}=0.8, 1.2$ に対し、それぞれ農村部や都市近傍を想定して、 $a_{cp}(=a_{cm})$ を 3 000, 10 000, 40 000 (円/m²) の 3 段階に分け、 $b_{cp}(=b_{cm})$ は 200 (円/m³) として計算した。また、損害賠償費に関しては、農産物補償による原形復旧と被害範囲の土地買収の場合に分け、合計 12 ケースの計算を行なった。前者については、生産者米価を参考にし、1 年間の稻作収入を補償するとして計算した。また、過去の実績を参考にして、 C_{Ep} は 200 (円/m), ($C_{Er}+C_a$) は C_{co} の 5.7% とした。図-13 は計算の結果である。図-13(a)～(f) が原形復旧、(g) が買収の場合である。計算に用いた諸数値は、すべて図中に示してある。

結果を検討する際に重要なことは次の点である。本計算では斜面勾配変化や押え盛土を実施する場合には、これに必要な土地は無制限に一定の地価で入手できるものとして計算している。しかし実際は、無制限に土地を買収できない事情があり、この範囲には現実的な制約が加わる。現在実施されている一般的な押え盛土の幅 B' や斜面勾配 m の現実的な最大値は、このような理由によって定まっているものと思われる。したがって、結果の考察にはこの点を考慮しなければならない。また、筆者らは $C_T \rightarrow \min$, すなわち $\eta(5) \rightarrow \min$ を評価基準として採用しているので、この観点から代替案の比較を行なう。

さて図において $\eta(s)$ に付したサフィックス E, m , p, s は、それぞれ追加調査、斜面勾配変更、押え盛土、地盤改良を行なうことを意味する。たとえば、 $\eta_p^s(\zeta)$ は、もし破壊したら地盤改良を併用して再建する予定のもとに、押え盛土併用で盛土を建設する場合の $\eta(\zeta)$ の値である。はじめに地価の影響をみてみる。図(a), (d) をみれば明らかのように、盛土建設地域の地価が高い場合は、ここに示したいくつかの代替案の中では、 $\eta(\zeta)$ の大きさからみて当初地盤改良工法を用いるのが圧倒的に有利である。このことは、地価の高い場合は p や m の案では用地費が非常に高くつくのに対し、盛土直下の狭い範囲で実効の上る s の有利性を示すもので、きわめて常識的な結果であるといえるであろう。なおこの場合、砂杭改良工法の現実的な技術的制約条件、すなわち実

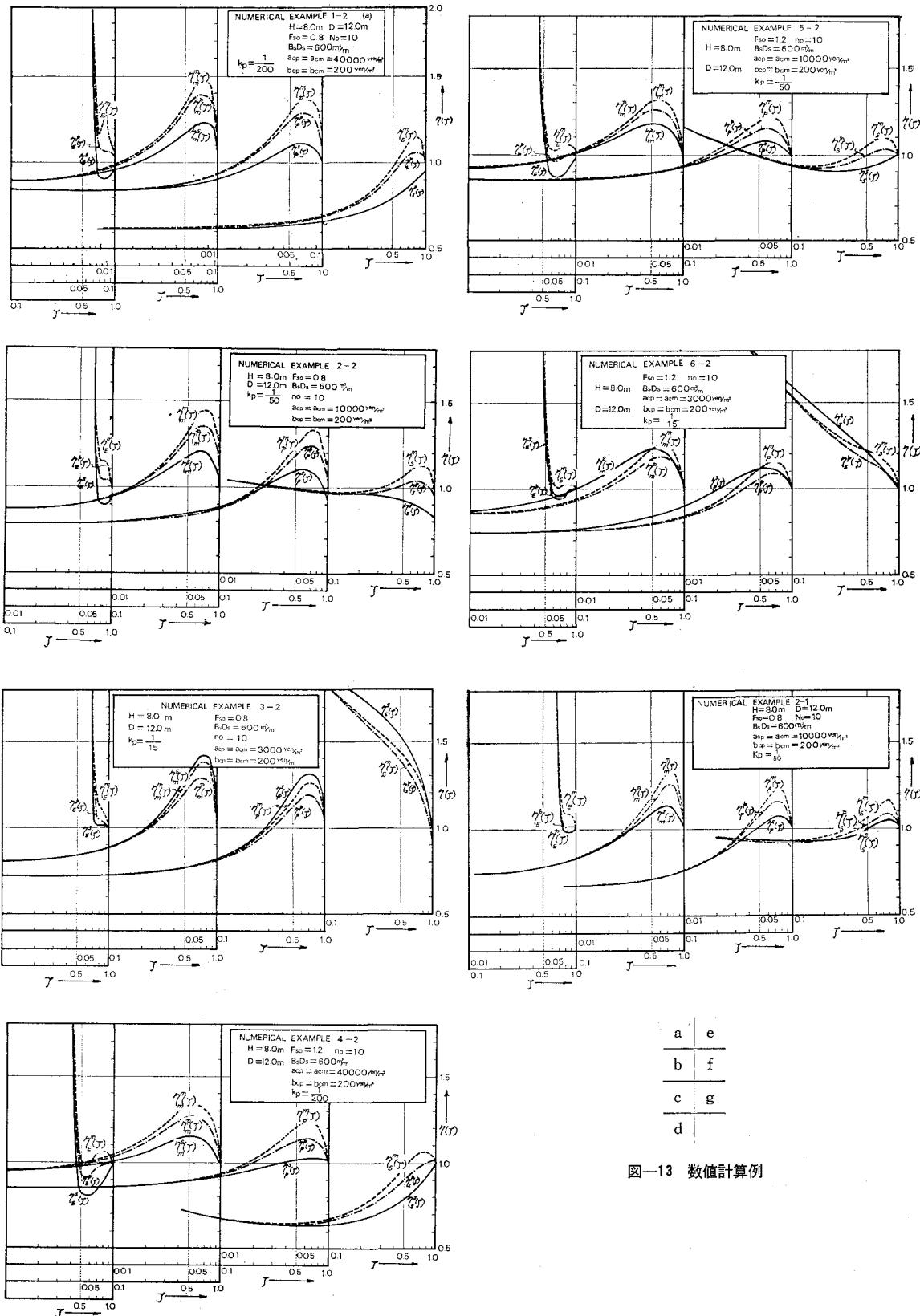


図-13 数値計算例

績における a_s の最大値 0.2 に対応する ζ の値は 0.04~0.05 であり、たとえば、 $\eta_s^s (\zeta=0.05) \approx 0.62$, $\eta_s^s (\zeta=0.04) \approx 0.64$, これに対応する P_F , F_s は $P_F=4.91\%$, $F_s=1.62$ ($F_{so}=0.8$ の場合), $P_F=3.9\%$, $F_s=2.11$ ($F_{so}=1.2$ の場合) となる。一方、地価が安い図 (c), (f) の場合になると、初期建設段階で s を用いるよりも、 p とか m を用いた方が合理的になってくる。前述した B' , m の現実的な制約を考慮すると、 $B'_{max}=15\text{ m}$, $m_{max}=3.5$ 程度と考えられ、これらに対応する ζ はそれぞれ 0.45~0.60, 0.74~0.86 となる。この点を考慮すると、ここにあげた例の中では、 p すなわち押え盛土を初期段階で用いるのが最も有利となり、 $F_{so}=0.8$ のときは $P_F=4.8\%$, $F_s=2.00$, $F_{so}=1.2$ のときは $P_F=2.7\%$, $F_s=2.38$ となる。また図 (b), (e) の場合は、上述の 2 つの場合の中間で、各工法の有用さはかなり接近し、環境条件を十分吟味して選択する必要があることがうかがわれる。

次に、 F_{so} の影響をみると、顕著な特徴は $\eta_E(\zeta)$ 曲線である。図 (a), (b), (c), と (e), (f), (g) を比較すればわかるように、 $F_{so}=0.8$ では E による案、すなわち追加調査によって設計信頼度を上昇させるという案は、他の案に比べてまったく劣っているのが、 $F_{so}=1.2$ の場合には他の案と同程度に有力な案として浮び上がってくることがわかる。このことは、 E によって期待できる安全率の上昇度が他の場合より小さいかから F_{so} 小のときには不利になるであろう、という直観的な予想と一致する。

図 (g) は、被害を受けた土地の買収費を見込む場合の一例である。これを (a) と比較すると、全体の傾向はほとんど変わらないが、 $\eta(\zeta)_{min}$ に対する ζ が少し減少していく。すなわち、図 (a) でたとえば $\eta_s(\zeta)_{min}$ に対する ζ は 0.15 ($P_F=11.7\%$, $F_s=1.60$) であるのに対し、図 (g) では $\eta_s(\zeta)_{min}$ に対する ζ は 0.10 ($P_F=7.8\%$, $F_s=1.74$) に減少することがわかる。このことは、 C_F を大きく見込まなければならない盛土は、それだけ重要度が高く、 F_s も大きくとるべきであることを意味している。

なお、全体の傾向として注目すべき点は、各代替案の中で、いずれも最悪点ともいべき点、すなわち設計として最もまずい選択が存在することである。何かして高い建設費をかけるなら、むしろ何もない方がよい（無処理）ことがありうる点に注意しなければならない。

(3) 実際例についての検討

[例-1]：この実際例は、計画盛土高 6.0 m, 天端

幅 8.4 m, 斜面勾配 1.5 で、橋梁取付道路の盛土として片側水田、片側河川の場所に施工された。地盤は地表面下 12 m までが $c_u=1.55\text{ t/m}^2$ の軟弱粘土層で、その下は $N>20$ の砂れき層である。計算によると $F_{so}=0.75$ となる。さてこの盛土は 4 m まで押え盛土なしに施工され、これから 5 m にかけて盛上ってきたときに水田側に浮上するすべりを生じたので、急速、押え盛土を施工 ($B'=8.0\text{ m}$, $H'=3.0\text{ m}$)、緩速盛土として圧密による強度増加を見込みつつ $F_s=1.13$ で施工された。以上の条件のもとに、一応水田の地価を $a_{cp}=5000\text{ 円/m}^2$, $k_p=1/25$ 、農産物補償と想定して、前章のモデルで検討した結果が 図-14 である。他の費用は、実際に要した費用をそのまま用いた。なおこの例では、河川側は擁壁で留められているので、式 (14), (17) の C_{cm} , C_{cp} はそれぞれ 1/2 にして計算に用いた。現実の実施点を図に •印で示してある。 m , p の現実的な制約を考えると、押え盛土を採用したことは適切であったといえるが、施工中 2 度目のすべりを生じて、結局地盤改良を実施せざるを得なかったことを考慮すると、図中 $\eta_p^{sp}(\zeta)$ 曲線上の実施点よりも $\eta_p^p(\zeta)$ 曲線上でもう少し B' を拡げ、 ζ を下げておいた方がよりよかつたのではないかと思われる。なお、押え盛土が片側だけであるので、 s が相対

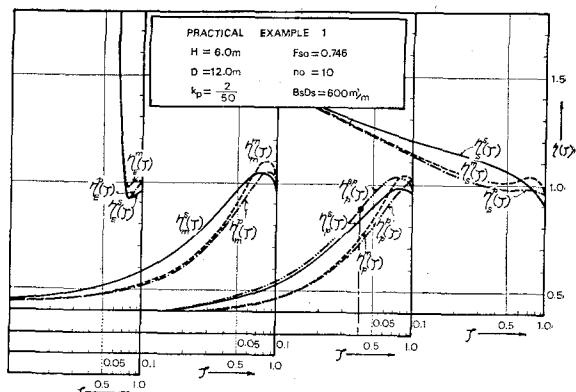


図-14 実施例-1

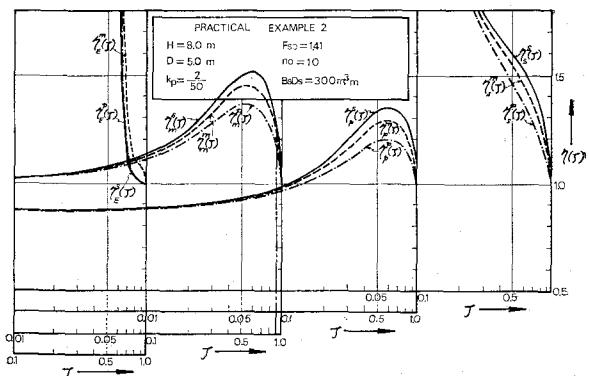


図-15 実施例-2

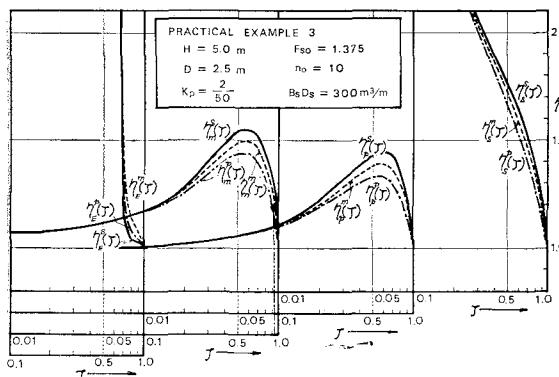


図-16 実施例-3

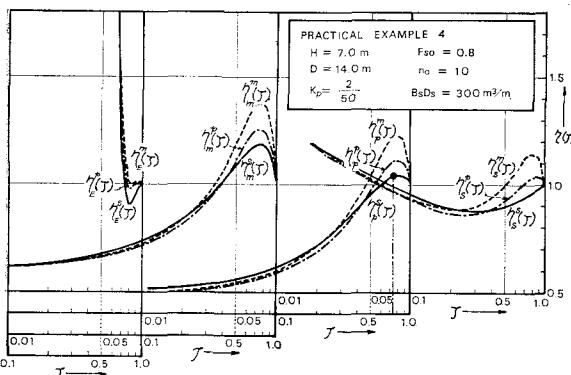


図-17 実施例-4

的に非常に高くつくのは当然の結果である。

[例-2]：やはり道路の盛土である。盛土高 6.0 m, 斜面勾配 2.0, 天端幅 22.0 m で、無事故で立上り現在供用されている。無処理状態で $F_{s0}=1.62$ ($P_F=11.9\%$) である。地盤は、地表面下 2.5 m までが $c_u=2.5$ (t/m^2) の粘土層で、それ以下は基盤層である。周囲は水田で、 $a_{cp}=5000$ ($\text{円}/m^2$), $k_p=1/25$, 農産物補償のケースで計算した結果が 図-15 である。図から、斜面勾配をもう少し急にして、無処理状態に近づけた方がより経済的であったと考えられる。また、実施点のように $F_s=1.65$ ($P_F=10.0\%$) までもっていくのであれば、土質試験を追加して設計信頼度を上げる方がより効率的であったと思われる。

[例-3]：この盛土は盛土高 5.0 m, 天端幅 22.0 m で、地盤は 2.5 m までが $c_u=2.5$ (t/m^2) の粘土層で、それ以下は基盤である。計算によると $F_{s0}=1.38$ であり、實際には $m=2.0$ として無事故で立上った。 $a_{cp}=5000$ ($\text{円}/m^2$), $k_p=1/25$, 農産物補償として計算した結果を 図-16 に示す。図からわかるように、この盛土の $\eta(\xi)_{min}$ は $\xi=1.0$ で生じており、斜面勾配をもっと急にした方が経済的により有利であったといえる。

[例-4]：この盛土は水田の真中を通る道路盛土であ

り、實際にすべき例である。計画盛土高 7.0 m, 底面幅 30.0 m, 天端幅 9.5 m で、地盤は地表面下 14 m までが $c_u=2.0$ (t/m^2) の粘土層、その下が堅い砂れき層であった。計算では $F_{s0}=0.8$ ($P_F=79.4\%$) となり、これをもとに $\eta(\xi)$ 曲線を描くと 図-17 のようになる。 a_{cp}, k_p , 補償形式はこれまでと同じにしてある。さて、用地が無限に買収可能ならば、図からわかるように、 $\eta_p(\xi)$ 、すなわち押え盛土を実施するのが最良である。しかし、さきに述べたように、用地買収にはおのずから限界があるからこれを $B'=2.5 H$ 程度と考えると、 $\eta(\xi)_{min}$ となるのは $\eta_s(\xi)$ 曲線、すなわち地盤改良の場合であることが明らかである。このとき ξ は 0.15 となり、 P_F は 79.4% から 11.9% まで大幅に低下させることが可能となるわけである。なお、實際には、押え盛土を併用して $\xi=0.74$ ($F_s=0.94, P_F=74.6\%$) で施工しており、これが適正でなかったことは図から明らかである。

5. む す び

粘土地盤上の盛土の合理的な設計安全率決定法に關し、力学的な破壊確率と経済的な評価との関連をもとに考究した。3. で導いた費用関数、すなわち、土質力学と確率論的考察に基づいて得られる破壊確率を仲介にして、結果的に、盛土建設に際する期待総費用と設計安全率の関係を明確にしたのが、本研究の主要な成果である。

4. で試みた数値計算例や実施例の検討において、経済的モデルによる結果が、常識的推測ときわめてよく一致することが明らかとなつた。

終りにあたり、盛土の破壊その他に関するアンケート調査に解答下さった方々および貴重なる資料を提供して下さった関係各位に深く感謝いたします。

参 考 文 献

- Freudenthal, A.M. : The Safety of Structures, Proc. ASCE, Vol. 71, pp. 1157~1191, 1945.
- Freudenthal, A.M. : Safety and the Probability of Structural Failure, Proc. ASCE, Vol. 80, pp. 468-1~468-46, 1954
- 浅田秋江・松尾稔・湯浅欽史・羅文鶴：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, 1967.
- 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
- 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
- 堂垣内尚弘：道路の路肩と法面、理工図書、pp. 83~89 1961

- 7) 土木学会：土木工事の積算，pp. 10～12, 1970
8) 土木学会：土木学会誌，Vol. 55, 1 (積算特集号)，1970
9) Hooper, J.A. and Butler, F.G. : Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay, Geotechnique, Vol. 16, pp. 282～304, 1966
10) Lumb, P. : The Variability of Natural Soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. III, No. 2, pp. 74～97, 1966.
11) Lumb, P. : Safety Factors and the Probability Distribution of Soil Strength, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 3, pp. 225～242, 1970.
12) Meyerhof, G.G. : Safety Factors in Soil Mechanics, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 4, pp. 349～355, 1970.
13) 土地政策研究委員会：日本の土地問題，第1部，経済企画協会，pp. 132～139, 1970.
14) 松尾 稔：砂ぐいを打設した粘土地盤の安定計算について，土と基礎，Vol. 15, No. 12, pp. 27～35, 1967.
15) 松尾 稔：複合地盤の支持力に関する研究（その3），土と基礎，Vol. 17, No. 2, pp. 5～11, 1969.
16) 中山二郎・一本英三郎・上田 茂：バイブロコンポーザー工法の盛土基礎地盤スペリ破壊防止効果について，第15回土質工学シンポジウム発表論文集，pp. 81～86, 1970
17) 石井靖丸：軟弱地盤工法，技報堂，1963
18) 松尾 稔：引揚力を受ける基礎と複合地盤の支持力に関する研究，京都大学提出学位論文，pp. 191～211, 1969.
19) 不動建設研究室：コンポーザーシステムデザインマニュアル，Vol. 2 (1972年発行予定)
20) 経済調査会：積算資料，No. 488，経済調査会出版部，p. 31, 1971.
21) 建設省土木研究所：土木研究所資料，第635号，軟弱地盤における盛土の破壊例集，1970
22) Nagao, Y. and Kanai, M. : A Study on the Method of Port Improvement by Physicacal Distribution Cost Analysis, 22 nd Int. Navigation Cong., S.I.-1, pp. 1～23, 1969.

(1971.11.1・受付)