

名古屋大学 工学部 正員 ○鈴木 壽
 名古屋大学 工学部 学生員 永田 誠樹
 名古屋大学 工学部 正員 松尾 稔

1. はじめに 文献1)では、C-φ系土質材料からなる盛土斜面の信頼性設計法をクーロン破壊基準に従って定式化した。また、この信頼性設計結果と道路公団が現在実施している設計法とを比較も行ない、現行設計法は信頼性設計結果を安全側に包括する規程であることを明らかにした。しかし、統計学的な見地からすれば、この解析には非常に大きな仮定が設けられている。つまり、それは、破壊確率 P_f の算定の入力データである強度定数(C , $\tan\phi$)の真の分布が既知であるという仮定である。ところが、実務設計では非常に広範な地盤を対象としているので、実際の土質調査からは非常に少量の試料でかつ少数個のデータしか得られていないのが実状であり、統計量としては十分ではあるまい。そこで、本研究では、この統計的推測誤差を取り上げることにする。ただし、本来ならば、調査位置などの空間的な規模も考慮すべきであるが、ここではサンプル個数 n のみをパラメータとした予測破壊確率 $\hat{P}_F$ の定式化から、最適な調査個数について検討を加えることにする。

2. 予測破壊確率 $\hat{P}_F$ の定式化 文献1)では、図-1の幾何学的条件から、不飽和土地盤の盛土の最小安全率 G_{min} を次式のように求めた。

$$G_{min} = \frac{48 \theta^* \sin \alpha^* \sin \theta^*}{f(\alpha^*, \theta^*)} \frac{C}{\delta H} + \frac{g(\alpha^*, \theta^*)}{f(\alpha^*, \theta^*)} \tan \phi \quad (1)$$

ここに、 (α^*, θ^*) は安全率が最小となる臨界円に対応する (α, θ) の値を示している。また、図-1から以下の諸関係も成立する。

$$\left. \begin{aligned} R^* &= H / 2 \sin \alpha^* \sin \theta^*, \quad \psi_2^* = \theta^* + \alpha^*, \quad \psi_3^* = \theta^* - \alpha^* \\ \psi_1^* &= \cos \psi - (2 \sin \alpha^* \sin \theta^* \cos \beta - \sin \psi_3^*) \\ l_1 &= \begin{cases} l_1 = \cos \psi - \cos \psi_2^* & (\psi_1^* \leq \psi \leq \psi_2^*) \\ l_2 = \cos \psi + \tan \beta \sin \psi + \tan \beta \sin \psi_3^* - \cos \psi_2^* - 2 \sin \alpha^* \sin \theta^* (-\psi_1^* \leq \psi \leq \psi_3^*) \end{cases} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

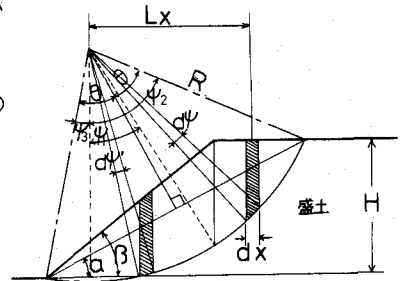


図-1 不飽和土斜面の安定解析法

1.でも述べたように、 $\hat{P}_F$ はサンプル個数 n の関数になるはずであるが、事前分布を散漫な確率密度関数であると仮定し、バイズの定理を用いてその分布を修正すると、結果的にその関数は自由度 $n-1$ のステューデント t 分布になる。一方、粘着力成分および内部摩擦角成分の自己相関関数をそれぞれ $r_c(\tau) = \exp(-A_c |\tau|)$, $r_{\tan\phi}(\tau) = \exp(-A_{\tan\phi} |\tau|)$ ($i=1, 2$)と仮定するならば、実際の土質データから得られる粘着力成分および内部摩擦角成分の共分散 $S_{G_c}^2$, $S_{G_{\tan\phi}}^2$ はそれぞれ次式となる。

$$S_{G_c}^2 = \frac{n \sigma_c^2}{n-2} \int_{-\psi_3^*}^{\psi_1^*} \int_{-\psi_3^*}^{\psi_2^*} \exp\left(\frac{-A_c H |l_i - l_j|}{2 \sin \alpha^* \sin \theta^*}\right) d\psi d\psi' \quad S_{G_{\tan\phi}}^2 = \frac{n \sigma_{\tan\phi}^2}{n-2} \int_{-\psi_3^*}^{\psi_1^*} \int_{-\psi_3^*}^{\psi_2^*} \exp\left(\frac{-A_{\tan\phi} H |l_i - l_j|}{2 \sin \alpha^* \sin \theta^*}\right) l_i l_j \cos \psi \cos \psi' d\psi d\psi' \quad (3)$$

従って、 G_{min} の共分散 Se^2 は式(3)を用いて次式で表わされる。

$$Se^2 = \left\{ \frac{K_1(\alpha^*, \theta^*)}{\delta H} \right\}^2 S_{G_c}^2 + \left\{ \frac{K_2(\alpha^*, \theta^*)}{\delta H} \right\}^2 S_{G_{\tan\phi}}^2 + \frac{2\rho}{\delta H} K_1(\alpha^*, \theta^*) K_2(\alpha^*, \theta^*) S_{G_c} \cdot S_{G_{\tan\phi}} \quad (4)$$

ここに、 $K_1(\alpha^*, \theta^*) = 24 \sin \alpha^* \sin \theta^* / f(\alpha^*, \theta^*)$, $K_2(\alpha^*, \theta^*) = 12 / f(\alpha^*, \theta^*)$, ρ は C , $\tan\phi$ の相関係数であり、解析誤差 e が $-0.1 \sim 0.1$ の α -様分布であると仮定すると、予測破壊確率 $\hat{P}_F$ は次式となる。

$$\hat{P}_F = \int_{-0.1}^{0.1} \frac{1}{(0.1) - (0.1)} \int_{-\infty}^{(1-e)/\sigma_e} \frac{\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)}{\sqrt{(n-1)\pi} \Gamma\left(\frac{n-1}{2}\right)} \frac{1}{(1 + \frac{t^2}{n-1})} dt de \quad (5)$$

盛土および地盤の土質	μ (kN/m ²)	c (kN/m ²)	ϕ (°)
粘性土	18	25	15
砂質土	19	15	25

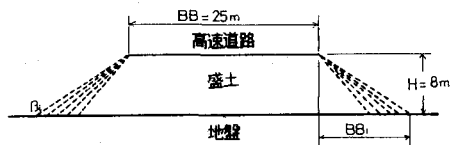


図-2 高速道路用盛土の設計条件

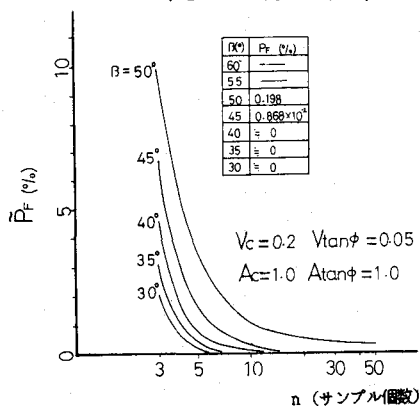


図-3 サンプル個数 n が破壊確率 P_f の影響(変動小)

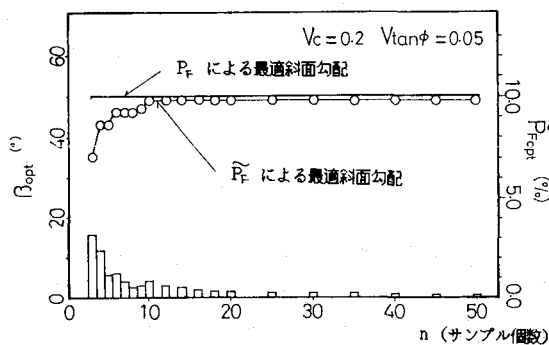


図-4 P_f および $\hat{P}_f$ による最適斜面勾配 α 比較 (変動小)

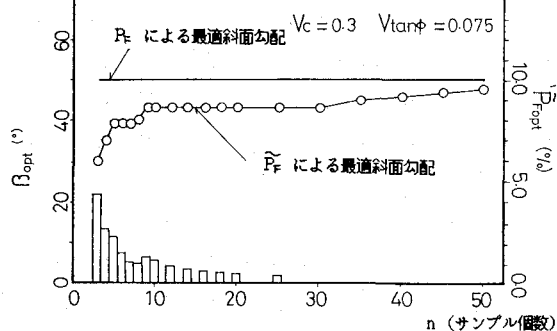


図-5 P_f および $\hat{P}_f$ による最適斜面勾配 α 比較 (変動大)

3. 予測破壊確率 $\hat{P}_f$ を用いた盛土の最適設計 設計条件を図-2に示す。設計対象は、盛土高さおよび盛土幅が上位計画からそれぞれ8m、25mと定められた高速道路用盛土である。土質条件は、盛土および地盤が均質であるととし、同図の表に記載している強度定数を有する砂質土とする。最適設計案を α_{opt} とすると、損失関数は、 $L(\beta, \alpha_{opt}) = \min_{\alpha} (C_c + P_f C_f)$ となり、図-2を参照にして、 C_c 、 C_f を具体的に示すと次式となる。

$$C_c = (BB + 2BB_1) C_a + H(BB + BB_1) C_b + H C_{ex} \quad C_f = C'_c + C_R \quad (6)$$

ここに、 C_a は用地費、 C_b は土工費であり、 C'_c は盛土の再建費、 C_R は盛土の破壊による補償費である。 C'_c は種々考えられるが、本解析では $C'_c = C_c$ とする。また、 $C_R = 4000$ (円/m)、 $C_a = 6$ (円/m²)、 $C_b = 2.5$ (円/m²)、 C_{ex} は一般の C 、 ϕ が得られる非圧密非排水(U,U)三軸試験の費用で40 (円/m²)とする。

なお、この金額には、ボーリング調査費も含まれている。図-3は サンプル個数と $\hat{P}_f$ の関係を示した図である。図中の曲線は左端に示した斜面勾配 β の一連の計算結果である。また、図中の表は、各曲線が $n \rightarrow \infty$ となった時に収束すべき値(P_f)を示している。この図から $n = 15$ 程度になると $\hat{P}_f$ と P_f はほぼ等しくなるということがわかる。図-4,5は n の変化による最適斜面勾配 β_{opt} の変化を整理したものである。図中の α プロットは、土質調査個数が n 個のときの β_{opt} を示しており、棒グラフはその β_{opt} に対応する最適破壊確率 $\hat{P}_{f,opt}$ を示している。強度 α の変動が大の時は収束性が悪いが比較的小さい時は $n = 10$ 程度になると両者の β_{opt} はかなり一致する傾向にあることがわかる。図-6はサンプル個数と G との関係を整理したものである。この図の G_{min} に相当するサンプル個数 n_{opt} が最適調査個数であり、ここでは $n_{opt} = 5, 6$ 程度となっている。

4. おわりに $\hat{P}_f$ を n の関数として定式化し、それを用いた最適設計を実施した結果、強度 α の変動にはあまり影響されずに、最適調査個数は5, 6個となった。参考文献 松尾、鈴木、永田、不飽和土斜面の信頼性設計 土質工学 1984

