

對數螺線破壞에 대한 確率論的 3次元 斜面安定解析

Probabilistic Three-Dimensional Slope Stability Analysis on Logarithmic Spiral Failure

서 인 식*¹
Seo, In - Shik
김 영 수*²
Kim, Young - Su

Abstract

This paper presents the probabilistic model to evaluate the three-dimensional stability of layered deposits and $c-\phi$ soil slopes. Rotational slides are assumed with a cylindroid central part terminated with plane ends. And the potential failure surfaces in this study are assumed with the logarithmic spiral curve refracted at boundary of layers. This model takes into consideration the spatial variabilities of soil properties and the uncertainties stemming from insufficient number of samples and the discrepancies between laboratory-measured and in-situ values of shear strength parameters. From the probabilistic approximate method (FOSM and SOSM method), the mean and variance of safety factor are calculated, respectively. And the programs based on above models is developed and a case study is analysed in detail to study the sensitivity of results to variations in different parameters by using the programs developed in this study.

On the basis of this study the following conclusions could be stated: (1) The sensitivity analysis shows that the probability of failure is more sensitive to the uncertainty of the angle of internal friction than that of the cohesion, (2) The total 3-D probability of failure and the critical width of failure are significantly affected by total width of slope. It is found that the total 3-D probability of failure and the critical width of failure increase with increasing the slope width when seismic forces do not exist and the total 3-D probability of failure increases with increasing the slope width and the critical width of failure decreases when seismic intensity is relatively large, (3) A decrease in the safety factor (due to effect such as a rise in the mean ground water level, lower shear strength parameters, lower values for the correction factors, etc.) would result in reduction in the critical width of failure.

*¹ 정회원, 경동전문대학 토목과 전임강사

*² 정회원, 경북대학교 공과대학 토목공학과 교수

요 지

본 연구에서 경계가 불규칙하고 여러 토층으로 이루어진 자연과 인공 사면에 대한, 토층의 경계에서 굴절하는 대수나선곡선을 파괴면으로 가정한 신뢰도해석 모델을 개발하였다. 이 모델에서, 사면파괴토포는 양 끝단이 수직평면으로 된 일정한 폭을 가진 Cylindroid로 가정하여 절편법을 적용하였고, 강도정수의 공간적인 변화, 불충분한 시료의 수에 의한 오차 그리고 실험실과 현장조건의 차이에서 오는 모델오차를 고려하여, FOSM 그리고 SOSM의 방법으로 신뢰도 지수를 구하여 파괴확률을 구하는 프로그램을 개발하였다.

이러한 연구를 기초로 다음의 결과를 얻었다: (1) 내부마찰각의 변동계수가 점착력의 변동계수보다 민감하게 영향을 미침을 보여주었다. 따라서 대수나선파괴면의 사면안정해석에서 내부마찰각의 불확실성이 사면안정에 더 큰 영향을 주므로 내부마찰각의 추정에 더 큰 주의를 기울여야 할 것으로 사료된다. (2) 지진이 없을 경우에는, 사면폭이 증가함에 따라 전체 3차원파괴확률과 한계파괴폭은 증가하였으며, 지진이 있을 경우에는 전체 3차원파괴확률은 증가하였으나 한계파괴폭은 전체 사면폭이 비교적 클 때, 진도가 커짐에 따라 급격히 감소하였다. (3) 지하수위는 높을수록, 전단강도와 수정계수는 작을수록 사면의 한계폭을 감소시키는 효과가 있다.

1. 서 론

모든 사면활동은 유한한 크기를 가지기 때문에 3차원 효과가 중요한데, 2차원 사면안정에 관한 방대한 문헌에 비하여 3차원 해석에 관한 연구는 저조하다. 최근에는 Hutchinson¹⁰⁾, Hovland¹¹⁾ 그리고 Chen & Chameau⁹⁾가 배수와 비배수 조건에 대해 3차원 사면안정해석 방법을 제안하였고, Baligh & Azzouz²⁾에 의하면, 끝단효과(end effects)를 고려하면 안전율이 4%~40%까지 증가한 것으로 나타났다.

이제까지의 연구들을 살펴보면, 주로 원호파괴면에 대한 해석이 주를 이루었고, 실제 파괴형태에 더 가까운 대수나선파괴면에 대한 연구는 별로 없었다. 그리고 몇몇의 대수나선파괴면에 대한 해석에서도 균질한 흙사면에 대하여 수행하였고, 단순사면에 대하여 기하학적 방법 또는 적분에 의한 방법이었다. 이 또한 2차원 해석^{4, 22)}이 전부였으며, 불규칙한 경계와 이질 토층으로 이루어진 자연 또는 인공사면에서 파괴면의 굴절을 고려할 수 없었다.

이에 본 연구에서는, 불규칙한 단면과 이질 토층으로 이루어진 사면의 파괴형상을 흙의 내부마찰각이 다른 층에서 파괴면의 굴절을 고려할 수 있는 대수나선곡선으로 가정하였고, 사면파괴토포는 양 끝단이 수직평면으로 된 일정한 폭을 가진 Cylindroid로 가정하여 절편법을 적용하였고, 지진을 고려하고, 강도정수의 공간적인 변화, 불충분한 시료의 수에 의한 오차 그리고 실험실과 현장조건의 차이에서 오는 모델오차를 고려하여, FOSM 그리고 SOSM의 방법으로 신뢰도 지수를 구하여 파괴확률을 구하는 3차원 신뢰도해석 프로그램을 개발하고, 개발된 프로그램들을 이용하여 파괴확률에 영향을 미치는 각종 설계변수들에 대한 민감도를 조사분석하여 사면의 설계, 안전진단에 필요한 정보를 제공하려는데 그 목적이 있다.

2. 대수나선파괴의 해석방법

2.1 대수나선파괴면의 굴절

사면의 가능파괴면을 대수나선곡선으로 가정한, 가능파괴면은 흙의 내부마찰각, ϕ 의

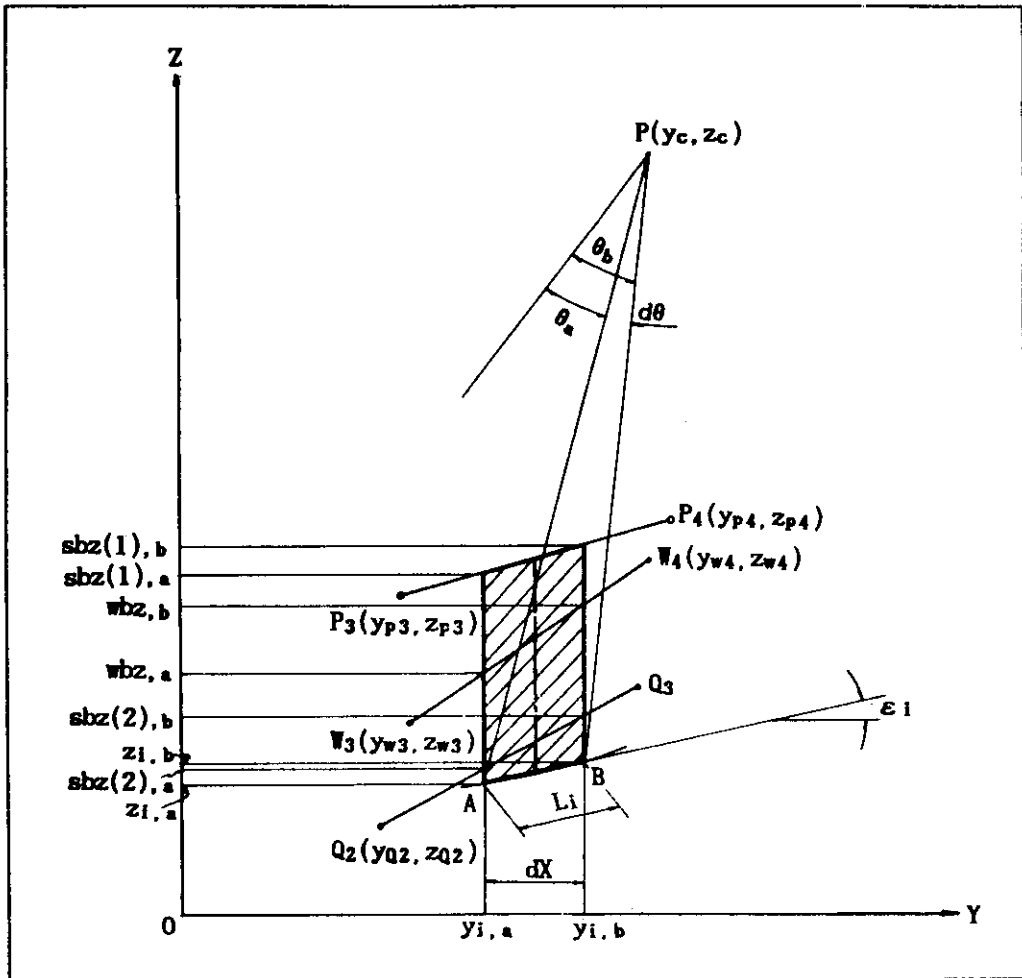


그림 3 i번째 절편의 좌표

2.3 3차원 안전율

3차원 안전율은 3차원 사면파괴토포에서 측면(끝단면)의 고려 때문에 2차원 안전율과는 많이 다르다.

3차원(3-D) 해석에 대해서, 사면파괴토포는 $x=x_0$ 에 중점을 두고, $x_1=x_0-b/2$ 와 $x_2=x_0+b/2$ 에서 수직평면으로 경계를 이루는 Cylinder라고 가정되었다.

따라서 3차원 안전율, $F_{3,b}(X_0)$ 는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\begin{aligned}
 F_{3,b}(x_0) &= \frac{R_b(x_0)}{S_b(x_0)} \\
 &= \frac{\int_{x_1}^{x_2} R(x)dx + R_e}{\int_{x_1}^{x_2} S(x)dx} \quad (10)
 \end{aligned}$$

$$F_{3,b}(x_0) = \frac{bR + R_e}{bS} \quad (11)$$

여기서, $R(x)$ 와 $S(x)$ 는 각각 단면의 파괴면을 따르는 활동에 저항하는 힘과 활동을 일으키는 힘이다.

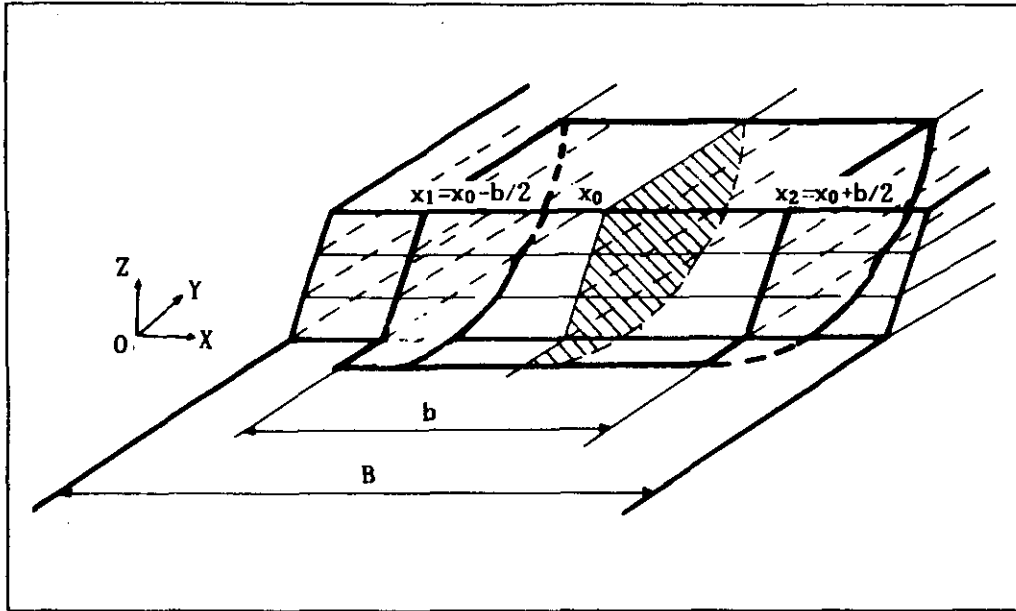


그림 4 수직결단을 가진 3차원 파괴토포

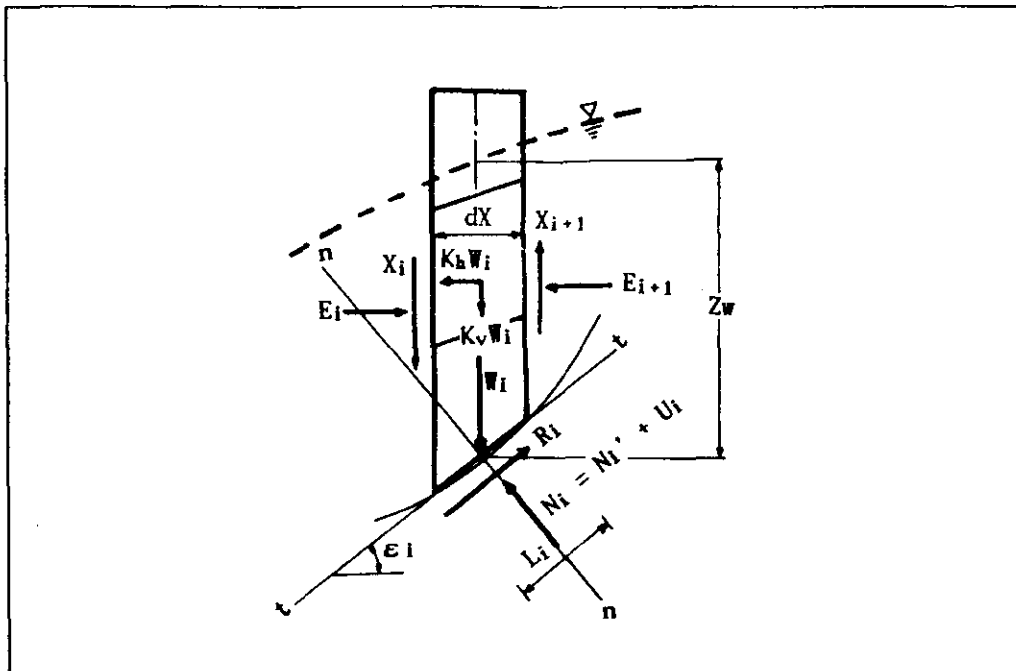


그림 5 파괴면의 i 번째 절편에 작용하는 힘

R(x)와 S(x)의 계산에 대해서는 절편법을 적용하면, 다음과 같다.

$$R(x) = \sum_{i=1}^n \{c_i L_i + [(W_i \cos \varepsilon_i - u_i L_i) - k_h W_i \sin \varepsilon_i + k_v W_i \cos \varepsilon_i] \tan \phi_i\} \quad (12)$$

$$S(x) = \sum_{i=1}^n \{W_i \sin \varepsilon_i + k_h W_i \cos \varepsilon_i + k_v W_i \sin \varepsilon_i\} \quad (13)$$

여기서, n = 절편의 수

W_i = i번째 절편의 단위중량

ε_i = i번째 절편저면의 수평면에 대한 경사각

L_i = 파괴면의 i번째 절편 저면의 길이

u_i = γ_w z_w cos² ε_i

k_h, k_v = 수평, 수직방향에서의 진도

c_i = i번째 절편저면의 내부마찰각

φ_i = i번째 절편저면의 내부마찰각

그리고 R_e는 저항하는 힘에 대한 파괴면의 끝단면적의 효과인데, 다음과 같이 표현될 수 있다.¹³⁾

$$R_e = 2 \sum s_i' A_i \quad (14)$$

여기서, s_i' = i번째 절편의 끝단면적의 도심에서의 평균 전단강도

A_i = i번째 절편의 끝단면적

따라서, 3차원 안전율, F_{3,b}(x₀)는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} F_{3,b}(x_0) &= \frac{bR + R_e}{bS} \\ &= \left[b \sum_{i=1}^n \{c_i L_i + [(W_i \cos \varepsilon_i - u_i L_i) - k_h W_i \sin \varepsilon_i + k_v W_i \cos \varepsilon_i] \tan \phi_i\} + R_e \right] \\ &\quad / \sum_{i=1}^n b(W_i \sin \varepsilon_i + k_h W_i \cos \varepsilon_i + k_v W_i \sin \varepsilon_i) \\ &= \frac{R(b+d_0)}{Sb} \\ &= F_2(1+d_0/b) \end{aligned} \quad (15)$$

식 (15)에서, F₂(=R/S)는 2차원 안전율, b

는 사면파괴폭이며, d₀는 확장길

이로서 다음 식으로 근사적으로 구할 수 있다.¹³⁾

$$d_0 = 2A/L \quad (16)$$

여기서, L=가능파괴면의 전체길이(=ΣL_i)

A=가능파괴토괴의 끝단면적(=ΣA_i)

3. 강도정수의 불확실성

3.1 불확실성의 요소

1) 공간적인 가변성

토질정수의 점추정에서 표준편차가 크다고 하더라도 구간 z-(Δz/2), z+(Δz/2)에서 공간평균에 의한 값의 변동은 평균간격 Δz 값이 커지면 토질정수의 변동크기가 줄어들게 된다. 공간평균에 따른 표준편차의 감소를 나타내는 척도로서 표준편차함수, Γ_s를 사용하며, 거리의 공간평균에 따른 표준편차함수, Γ_s(Δz)는 다음과 같이 나타낼 수 있다.^{2, 19, 20)}

$$\Gamma_s(\Delta z) = \frac{s(\Delta z)}{s} \quad (17)$$

여기서, s̄(Δz) : 거리, Δz의 공간평균에 따른 토질정수, s의 표준편차

s : 토질정수, s의 점추정에 대한 표준편차

또한, 흙의 강도정수, s(Δz)의 분산은 Δz에 반비례 할 것이며 Vanmarcke에 의하면, 분산함수는 아래 식으로 나타낼 수 있다.^{2, 20, 21)}

$$\Gamma_s(\Delta z)^2 = \begin{cases} \frac{\lambda_s}{\Delta z} & ; \Delta z \geq \lambda_s \\ 1.0 & ; \Delta z \leq \lambda_s \end{cases} \quad (18)$$

여기서, λ_s는 상관거리이다.

따라서 토질정수의 고유의 공간적 변화성에 기인한 불확실성은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\delta_\lambda(s) = \frac{s(\Delta z)}{s} = \frac{\Gamma_s \Delta(z) s}{s(\Delta z)} = \Gamma_s(\Delta z) \delta(s) \quad (19)$$

여기서, $\delta(s)$ 는 한 점에서 토질정수의 변동계수이며, $\bar{s}(\Delta z)$ 와 \bar{s} 는 $s(\Delta z)$ 와 s 의 표준편차이며, $\Gamma_s(\Delta z)$ 는 영역 Δz 에 걸친 표준편차함수이다.

2) 불충분한 시료의 수에 따른 통계적인 불확실성

불충분한 시료의 수로 부터 결과되는 통계적인 불확실성은 주로 평균 토질정수의 산정에 달려있다. 평균 토질정수를 결정하고 그에 따른 불확실성을 산정하는 것에 대한 방법론은 자료의 수에 달려있다. 따라서 불충분한 시료의 수에 대한 토질정수의 불확실성은 다음과 같이 나타낼 수 있다. 만약 n 개의 직접적인 시험 자료 $s_1, s_2, s_3, \dots, s_n$ 이 있다면, 산정된 토질정수의 평균과 표준편차는 각각 다음과 같다.

$$\bar{s} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n s_i \quad (20)$$

그리고

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (s_i - \bar{s})^2 / (n-1)}{\sqrt{n}}} \quad (21)$$

따라서 불충분한 시료의 수로 부터의 오차를 나타내는 변동계수, $\Delta_o(s)$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.¹⁸⁾

$$\Delta_o(s) = \frac{s}{\bar{s}} = \frac{\delta(s)}{\sqrt{n}} \quad (22)$$

여기서 $\delta(s)$ 는 한 점에서 토질정수, s 의 변동계수이며, n 은 시료의 수이다.

3) 실험실과 현장조건의 불일치에 따른 조직적인 불확실성

현장값과 실내실험값과의 불일치에 따른 모델오차에 대한 수정계수, N 은 응력상태의 변화, 기계적 교란, 시료의 크기, 전단 비율, 시료의 방향성과 이방성, 평면변형 파괴, 진행성 파괴, 작도오차와 같은 분력수정계수들로 구성되어 있다.^{2, 18, 21)}

따라서 c 와 ϕ 의 전체적인 수정계수의 평균과 시험불일치 오차는 각각의 분력을 이용하여

다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\bar{N}(c) = \prod_{j=1}^8 \bar{N}_j(c) \quad (23)$$

$$\bar{N}(\phi) = \prod_{j=1}^8 \bar{N}_j(\phi)$$

$$\Delta_N(c) = \sqrt{\sum_{i=1}^8 \Delta_i^2(c)} \quad (24)$$

$$\Delta_N(\phi) = \sqrt{\sum_{i=1}^8 \Delta_i^2(\phi)}$$

3.2 강도정수의 확률론적 모델링

현장 흙의 강도정수인 c, ϕ 의 평균은 다음과 같다.

$$\bar{c} = \bar{N}(c) \bar{c}_1 \quad (25)$$

$$\bar{\phi} = \bar{N}(\phi) \bar{\phi}_1 \quad (26)$$

여기서, \bar{c}_1 : 실험실에서 산정된 점착력

$\bar{\phi}_1$: 실험실에서 산정된 내부마찰각

사면의 신뢰도해석에서, 현장 흙의 c 와 ϕ 의 불확실성을 확률론적으로 모델링 하는데에는 공간적 변화와 불충분한 시료의 수, 실험실과 현장 조건사이의 불일치에 따른 오차등을 고려하여야 한다.

파괴사면의 길이($Y-Z$ 방향)에 따른 c 의 변동계수, $\Omega(c_L)$ 과 ϕ 의 변동계수, $\Omega(\phi_L)$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.^{2, 18)}

$$\Omega(c_L) = \sqrt{\Delta_o^2(c) + \Delta_N^2(c) + \{\Gamma_c(L) \delta(c)\}^2} \quad (27)$$

$$\Omega(\phi_L) = \sqrt{\Delta_o^2(\phi) + \Delta_N^2(\phi) + \{\Gamma_\phi(L) \delta(\phi)\}^2}$$

그리고 사면의 폭(x 방향)에 따른 c 의 변동계수, $\Omega(cb_L)$ 와 ϕ 의 변동계수, $\Omega(\phi_L)$ 는 사면의 폭에 따른 감소계수, $\Gamma(b)$ 를 첨가하여 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\Omega(cb_L) = \sqrt{(\Delta_o^2(c) + \Delta_N^2(c) + \{\Gamma_c(b)\Gamma_c(L) \delta(c)\}^2)} \quad (28)$$

$$\Omega(\phi_{bL}) = \sqrt{(\Delta_c^2(\phi) + \Delta_N^2(\phi) + \{\Gamma_c(b)\Gamma_c(L) \delta(\phi)\}^2}$$

여기서, $\delta(c)$: c 의 점 변동계수

$\delta(\phi)$: ϕ 의 점 변동계수

n : 실험실에서 시험된 시료의 수

$\Gamma(L)$: 파괴사면의 길이 방향(Y-Z 방향)의 표준편차함수

$\Gamma(b)$: 사면의 폭 방향(X 방향)의 표준편차함수

4. 신뢰도해석 모델

4.1 사면의 신뢰도해석 모델

거동함수는 안전율을 이용하였고, 신뢰도해석 모델은 근사해석방법 중에서, FOSM(first order second moment) 방법과 SOSM(second order second moment) 방법을 채택하였다.

먼저, FOSM의 신뢰도 지수, β_F 는 다음과 같다.

$$\beta_F = \frac{E(F_s) - 1.0}{\sigma(F_s)} \quad (29)$$

따라서 안전율의 평균, $E(F_s)$ 와 표준편차, $\sigma(F_s)$ 를 구할 필요가 있다.

전단강도는 c 와 ϕ 그리고 u 에 달려있기 때문에, 이러한 매개변수들은 기본적인 무작위 변수들로 취급되어진다. 그러나 흙의 단위중량과 사면의 기하형상은 관련된 불확실성이 상대적으로 작기때문에 무작위 변수로 취급하지 않는다.

저항하는 힘의 평균, \bar{R} 는 다음과 같다.

$$\bar{R} = \sum_{i=1}^n \{ \bar{c}_i L_i + [(W_i \cos \varepsilon_i - \bar{u}_i L_i) - k_h W_i \sin \varepsilon_i + k_v W_i \cos \varepsilon_i] \tan(\bar{\phi}_i) \} \quad (30)$$

따라서 폭 b 를 가진 3차원안전율의 평균, $E(F_{3,b})$ 는 다음과 같다.

$$E(F_2) = \frac{R}{S}$$

$$\frac{\sum_{i=1}^n \{ c_i L_i + [W_i \cos \varepsilon_i - u_i L_i - k_h W_i \sin \varepsilon_i + k_v W_i \cos \varepsilon_i] \tan(\phi_i) \}}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \varepsilon_i + k_h W_i \cos \varepsilon_i + k_v W_i \sin \varepsilon_i)} \quad (31)$$

$$E(F_{3,b}) = \frac{R(b+d_0)}{Sb} = E(F_2) (1+d_0/b) \quad (32)$$

그리고 c 와 ϕ 는 서로 통계적으로 독립이고 끝단면의 불확실성을 무시한다면, 3차원안전율의 분산, $\sigma^2(F_{3,b})$ 는 다음과 같다.

$$\sigma^2(F_{3,b}) = \frac{\sum_{i=1}^n [L_i^2 c_{bi}^2 + \{W_i \cos \varepsilon_i - u_i L_i - K_h W_i \sin \varepsilon_i + K_v W_i \cos \varepsilon_i\}^2 \phi_{bi}^2]}{\{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \varepsilon_i + K_h W_i \cos \varepsilon_i + K_v W_i \sin \varepsilon_i)\}^2} + \frac{\sum_{i=1}^n (L_i \cos^2 \varepsilon_i \tan^2 \phi_i)^2 u_i^2}{\{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \varepsilon_i + k_h W_i \cos \varepsilon_i + k_v W_i \sin \varepsilon_i)\}^2} \quad (33)$$

여기서,

$$\bar{c}_{bi} = \Omega(c_{bi}) \bar{c}_i$$

$$\bar{c}_{bi} = \Omega(c_{biL_i}) \bar{c}_i$$

$$\bar{\phi}_{bi} = \Omega(\phi_{bi}) \bar{\phi}_i$$

$$\bar{\phi}_{bi} = \Omega(\phi_{biL_i}) \bar{\phi}_i$$

그리고 SOSM 방법에 관하여, x 축 방향을 고려한 2차원안전율의 평균, $E(F_{2b})$ 는 다음과 같다.

$$E(F_{2b}) = \frac{\sum_{i=1}^n \{ L_i c_i + (W_i \cos \varepsilon_i - u_i L_i - K_h W_i \sin \varepsilon_i + K_v W_i \cos \varepsilon_i) \tan \phi_i \}}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \varepsilon_i + K_h W_i \cos \varepsilon_i + K_v W_i \sin \varepsilon_i)} \quad (34)$$

$$+ \frac{\sum_{i=1}^n \{W_i \cos \epsilon_i - u_i L_i - K_h W_i \sin \epsilon_i\} + K_v W_i \cos \epsilon_i \sec^2 \phi_i \tan \phi_i \phi_i^2}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \epsilon_i + K_h W_i \cos \epsilon_i + K_v W_i \sin \epsilon_i)}$$

따라서 폭, b를 가진 3차원 안전율의 평균, $E(F_{3,b})$ 는 다음과 같다.

$$E(F_{3,b}) = \frac{R(b+d_0)}{Sb} = E(F_{2b}) (1+d_0/b) \quad (35)$$

그리고 3차원 안전율의 분산, $\sigma^2(F_{3,b})$ 는 FO SM과 같다.

4.2 파괴확률

거동함수의 확률분포는 정규분포로 가정하여, P_f 는 다음과 같다.^{2, 8)}

$$P_f = \phi(-\beta) \quad (36)$$

여기서, $\phi(-\beta)$ 는 표준정규분포의 누적분포 함수이고, β 는 신뢰도 지수이다.

그리고 사면의 3차원 신뢰도해석에서는 사면파괴가 사면의 전체폭, B에 걸쳐 일시에 파괴가 일어난다고 가정하는 것이 아니라, 일정한 폭을 가지고 사면의 일부분에서 파괴가 일어난다고 가정하는 것이다.

그러면, 사면의 X축을 따라 특정한 위치 ($x=x_0$)에 중점을 둔 폭, b의 사면토괴의 파괴 확률, $P_B(b)$ 는 다음과 같이 정의되어진다.

$$P_B(b) = P(F_{3,b} \leq 1.0) = P\left(\frac{F_{3,b} - F_{3,b}}{F_{3,b}} < -\beta_{3,b}\right) = \phi(-\beta_{3,b}) \quad (37)$$

위의 식(45)는 폭, b를 가진 사면토괴의 어떤 특정한 위치에서의 파괴확률을 나타낸다. 그러나 사면의 X축을 따라 임의의 위치에서

폭, b를 가진 토괴의 파괴확률을 산정하는 것이 필요하다. 다시 말하면, 사면의 전체폭 (total width of slope), B를 따라 어느 곳에서도 파괴가 일어날 수 있는 확률을 구하는 것이 필요하다.

3차원 파괴가 사면을 따라 어떤 위치에서 발생할 수 있는 확률 즉, 사면의 전체 3차원 파괴 확률 (total 3-D failure probability of slope), $P_{F3}(B)$ 를 구하는 방정식은 무작위 함수의 Level crossing concepts를 이용하여 Vanmarcke에 의하여 유도되었다.^{2, 15, 17, 21)}

이 방정식은 다음과 같다.

$$P_{F3}(b) = \begin{cases} 1 - \{1 - P_B(b)\} \exp\{-v(B-b)\}, & B \geq b \\ P_B(B), & B < b \end{cases} \quad (38)$$

여기서, $v = (\pi\sqrt{2b\lambda})^{-1} \exp(-\beta_3, b^2/2)$

식 (45)로 부터 $P_B(b)$ 의 계산에서, 사면의 파괴폭, b가 고정되어진 것으로 가정되었다. 실제적으로 식 (46)에서 가장 높은 파괴확률을 주는 한계폭이 있을 것이다. 이 한계 파괴폭 (critical width of failure), b_c 는 사면의 전체 3차원 파괴확률, $P_{F3}(B)$ 를 최대로 하는 값으로 취하여 진다.^{2, 20, 21)}

5. 프로그램의 구성

프로그램의 주요입력자료는 사면의 기하형상, 각 층의 토질정수들, 수정계수들의 평균값과 변동계수 그리고 각 방향에서 상관거리, 절편의 크기, 사면의 전체폭, 수평 및 수직진도이다.

주요출력자료는 임계파괴면의 특성치인 $P_{F3}(B)$ 를 최대로 하는 파괴면의 극점과 시작점 그리고 중점, 한계 파괴폭, 평균 2차원 및 3차원 안전율 등이다.

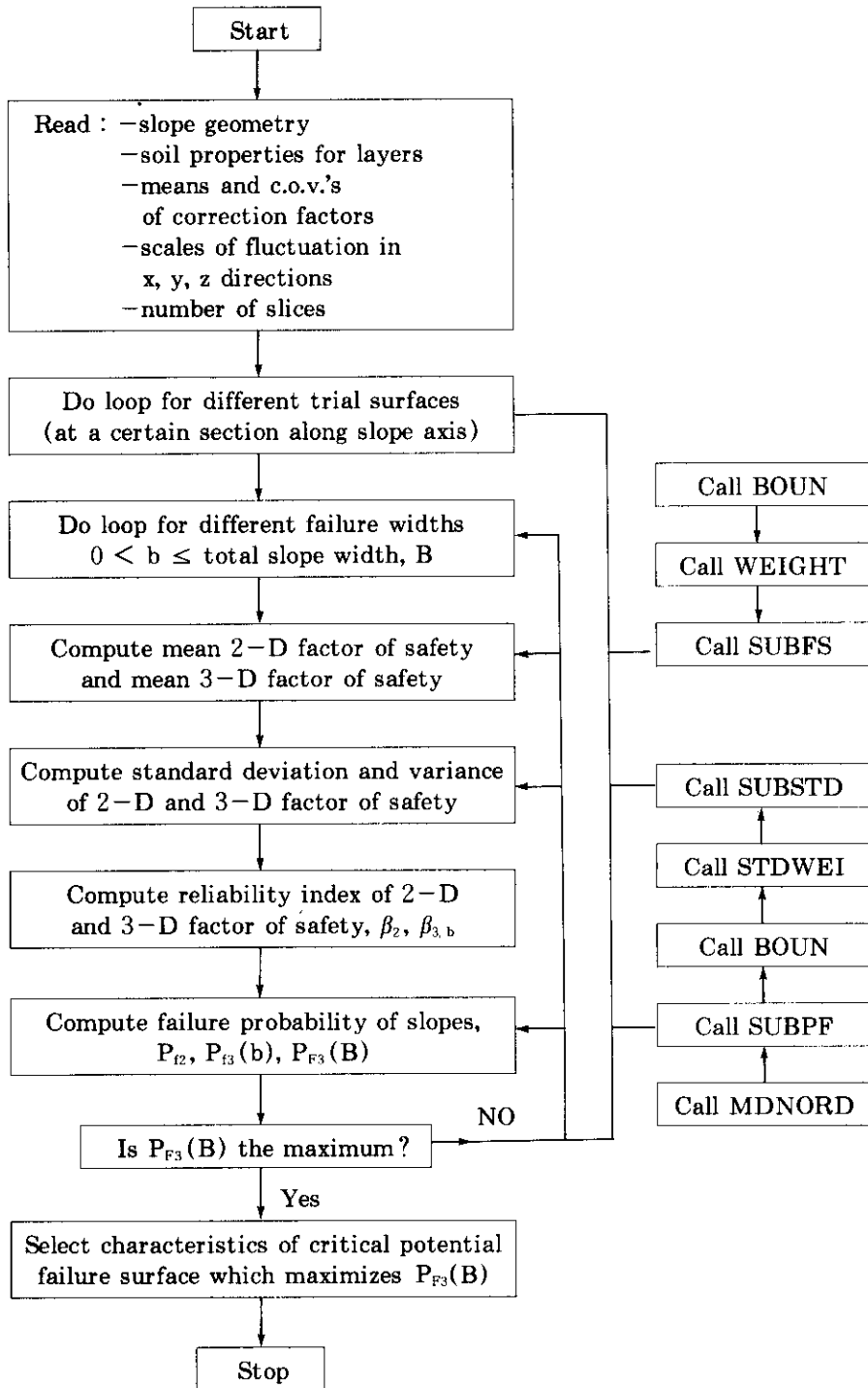


그림 6 주프로그램에 대한 간략화한 흐름도

6. 예제적용 및 고찰

6.1 사면의 기하형상과 입력자료의 산정

본 연구에서 개발된 프로그램의 사용에 있어서, 입계파괴면의 위치와 사면안정에 영향을 미치는 점착력, 내부마찰각, 지하수의 위치, 사면높이에 대한 사면파괴폭의 비, 수평 및 수직

진도 그리고 절편크기의 변화에 대한 파괴확률과 한계폭의 민감도를 연구하는 것이 필요하다. 이를 위하여 다음의 그림과 같은 기하형상을 가지는 사면을 채택하였으며, 지하수면의 위치는 계산상의 편의를 위하여 사면의 표면에 평행한 것으로 가정하였다.

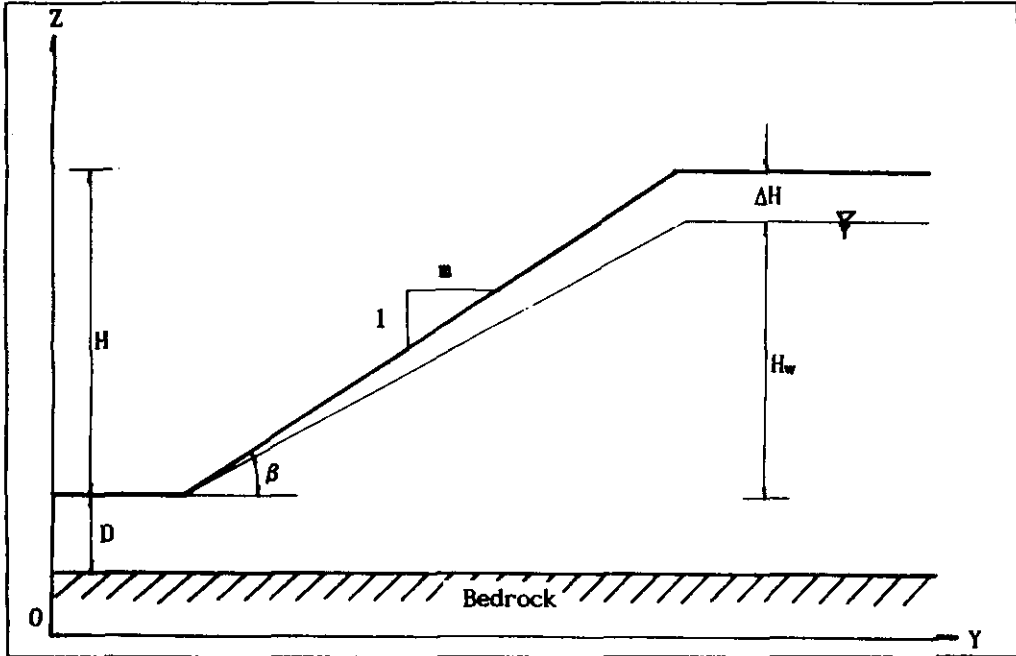


그림 7 사면의 기하형상

그리고 토질정수들은 다음과 같다.

$$\bar{c} = 10\text{KN/m}^2, \bar{\phi} = 30^\circ, \delta(c) = 0.33, \delta(\phi) = 0.15 \text{ 이며,}$$

$$\gamma_t = 18\text{KN/m}^3, \gamma_{\text{sat}} = 20\text{KN/m}^3 \text{ 이다.}$$

또한 c 와 ϕ 의 수정계수들의 평균과 변동계수들은 다음과 같다.

$$\bar{N}_1(c) = \bar{N}_1(\phi) = 1.0, \bar{N}_2(c) = 1.15, \bar{N}_2(\phi) = 1.0, \\ \bar{N}_3(c) = \bar{N}_3(\phi) = 0.87,$$

$$\bar{N}_4(c) = \bar{N}_4(\phi) = 0.98,$$

$$\bar{N}_5(c) = \bar{N}_5(\phi) = 1.0, \bar{N}_6(c) = \bar{N}_6(\phi) = 1.0,$$

$$\bar{N}_7(c) = \bar{N}_7(\phi) = 1.0, \bar{N}_8(c) = \bar{N}_8(\phi) = 1.0$$

$$\Delta_1(c) = \Delta_1(\phi) = 0.0, \Delta_2(c) = 0.08, \Delta_2(\phi) = 0.05,$$

$$\Delta_3(c) = 0.05, \Delta_3(\phi) = 0.15, \Delta_4(c) = \Delta_4(\phi) = 0.11,$$

$$\Delta_5(c) = \Delta_5(\phi) = 0.14, \Delta_6(c) = \Delta_6(\phi) = 0.11,$$

$$\Delta_7(c) = \Delta_7(\phi) = 0.11, \Delta_8(c) = \Delta_8(\phi) = 0.11$$

그리고 간극수압의 변동계수, $\delta(u) = 0.35$, 시험된 시료의 수는 c 와 ϕ 에 대하여 각각 7개로

하였으며, 사면 전체폭, $B=97.6\text{m}$ 로 가정하였다.

x , y 그리고 z 방향의 상관거리는 $\lambda_x(c)=\lambda_y(c)=\lambda_z(c)=\lambda_x(\phi)=5.0\text{m}$, $\lambda_y(c)=\lambda_y(\phi)=5.0\text{m}$, $\lambda_z(c)=\lambda_z(\phi)=1.0\text{m}$ 로 가정하였다.

6.2 민감도 분석

(1) $P_{F3}(B)$ 그리고 b_c 에 대한 H_w/H 의 영향

$P_{F3}(B)$ 그리고 한계파괴폭, b_c 에 대한 지하수위의 영향은 그림 8, 9에서 보여진다.

그림 8을 살펴보면, $P_{F3}(B)$ 는 H_w/H 가 0.4까지는 완만하게 증가하였으나, 0.4를 초과하

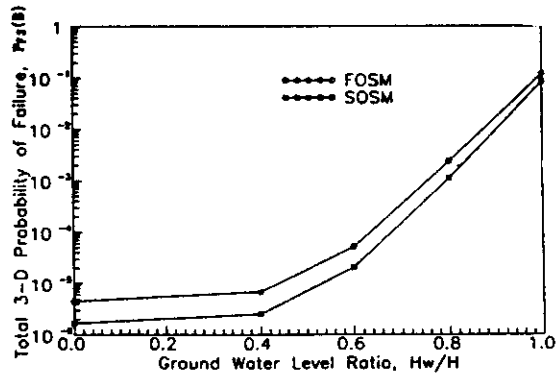


그림 8 $P_{F3}(B)$ 에 대한 H_w/H 의 효과

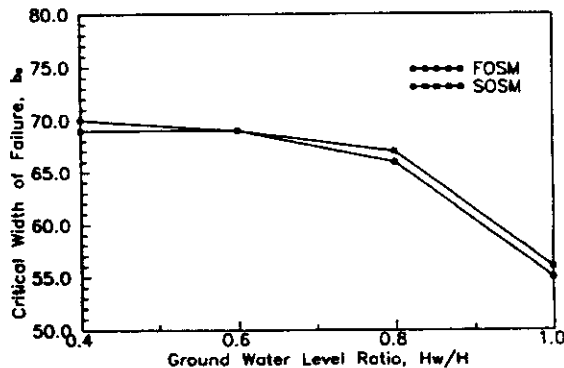


그림 9 b_c 에 대한 H_w/H 의 효과

면서 $P_{F3}(B)$ 는 크게 증가하였다. 그리고 FO

SM과 SOSM의 파괴확률의 차이는 지하수위가 증가함에 따라서 감소하였다.

그림 9를 살펴보면, b_c 는 지하수위가 증가함에 따라 감소하였으며, 그 정도는 H_w/H 의 값이 0.8을 초과하면서 b_c 는 크게 감소하였다. 그리고 지하수위가 얕을 때에는 FOSM의 결과가 SOSM보다 컸으나, 지하수위가 높아지면 반대의 결과를 나타내었다.

(2) $P_{F3}(B)$ 와 b_c 에 대한 변동계수의 영향

그림 10을 살펴보면, $\delta(c)$ 를 0.10에서 0.50으로 변화시켰을 때에 FOSM에서 $P_{F3}(B)$ 는 $0.124\text{E}-2$ 에서 $0.219\text{E}-2$ 로 약 1.77배 증가하였으며, SOSM에서 $P_{F3}(B)$ 는 $0.626\text{E}-3$ 에서 $0.117\text{E}-2$ 로 약 1.87배 증가하였다. 그리고 FOSM과 SOSM의 차이는 별로 크지 않았으며, $\delta(c)$ 에 관계없이 일정하였다.

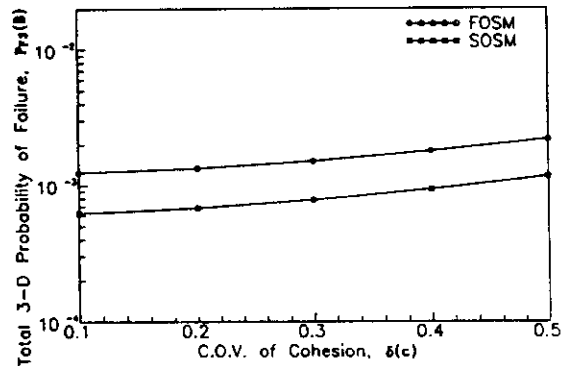


그림 10 $P_{F3}(B)$ 에 대한 $\delta(c)$ 의 효과

그리고 b_c 는 FOSM에서 69.0m에서 67.0m로 감소하였으며, SOSM에서 70.0m에서 68.0m로 감소하였다.

그림 11을 살펴보면, $\delta(\phi)$ 를 0.10에서 0.50으로 변화시켰을 때에 FOSM에서 $P_{F3}(B)$ 는 $0.147\text{E}-2$ 에서 $0.534\text{E}-2$ 로 약 3.63배 증가하였으며, SOSM에서 $P_{F3}(B)$ 는 $0.772\text{E}-3$ 에서 $0.205\text{E}-2$ 로 약 2.65배 증가하였다. 그리고

FOSM 과 SOSM 의 차이는 별로 크지 않았으며, $\delta(\phi)$ 가 커짐에 따라 커졌다.

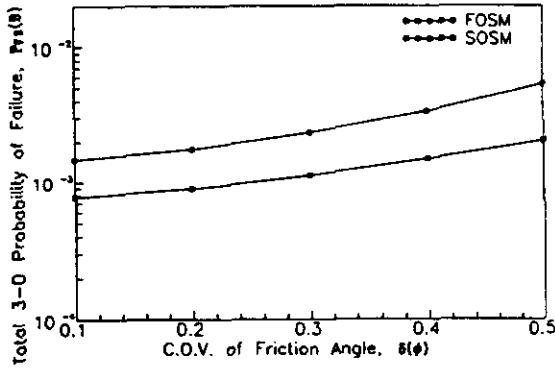


그림 11 $P_{F3}(B)$ 에 대한 $\delta(\phi)$ 의 효과

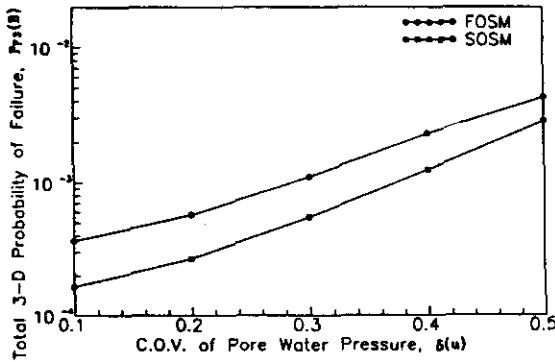


그림 12 $P_{F3}(B)$ 에 대한 $\delta(u)$ 의 효과

그림 12를 살펴보면, $\delta(u)$ 를 0.10에서 0.50으로 변화시켰을 때 FOSM에서 $P_{F3}(B)$ 는 $0.366E-3$ 에서 $0.492E-2$ 로 약 13.44배 증가하였으며, SOSM에서 $P_{F3}(B)$ 는 $0.165E-3$ 에서 $0.285E-2$ 로 약 17.27배 증가하였다. 그리고 FOSM과 SOSM의 차이는 별로 크지 않았으며, $\delta(u)$ 가 커짐에 따라 작아졌다.

그리고 b_c 는 FOSM에서 72.0m에서 65.0m로 감소하였으며, SOSM에서 73.0m에서 66.0m로 감소하였다.

위의 결과를 살펴볼 때, $\delta(u)$ 의 영향이 가장

컸으며, 강도정수 중에서는 $\delta(c)$ 보다 $\delta(\phi)$ 의 영향이 더 컸다.

원호과파면에 대한 해석에서 “ $\delta(\phi)$ 보다는 $\delta(c)$ 가 더 큰 영향을 미친다”는 것에 반대의 결과이며, 대수나선과파에 대한 다른 연구결과⁴⁾와는 일치한다.

(3) $P_{F3}(B)$ 에 대한 k_h 와 k_v 의 영향

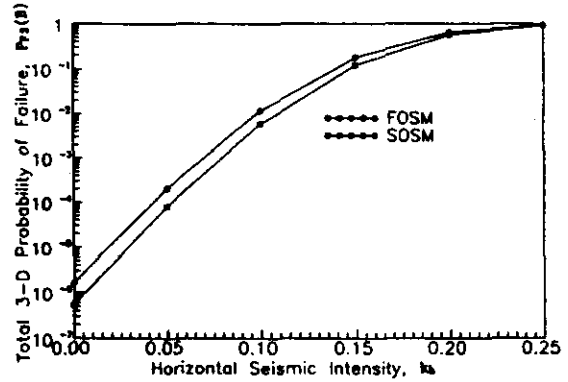


그림 13 $P_{F3}(B)$ 에 대한 k_h 의 효과

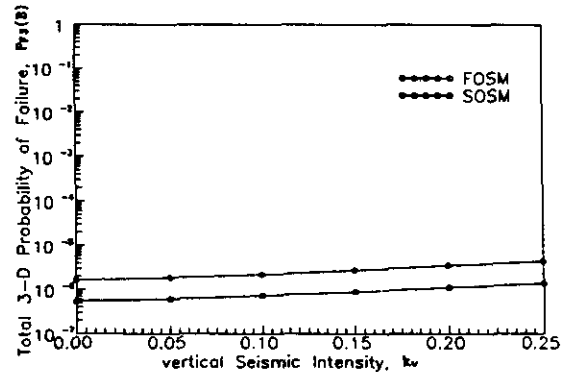


그림 14 $P_{F3}(B)$ 에 대한 k_v 의 효과

그림 13, 14를 살펴보면, k_h 가 0.0에서 0.25까지 증가함에 따라 $P_{F3}(B)$ 는 FOSM에서는 $0.167E-5$ 에서 0.932까지 크게 증가하였고, SOSM에서는 $0.554E-6$ 에서 0.896까지 크게 증가하였으며, k_v 는 약간의 영향만을 미쳤다.

(4) $P_{F3}(B)$ 와 b_c 에 대한 B/H 의 영향

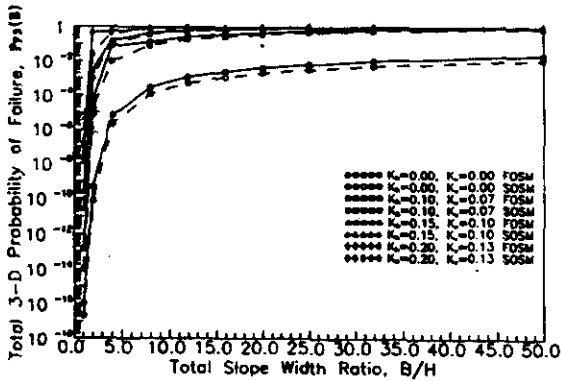


그림 15 $P_{F3}(B)$ 에 대한 B/H 의 효과

그림 15에서 보는바와 같이, 지진이 없을 경우에는 B/H 가 8.0까지는 FOSM과 SOSM 모두 $P_{F3}(B)$ 가 급격히 증가하였으나 그 이상에서는 완만하게 증가하였다. 그리고 지진이 있을 경우에도 B/H 가 8.0까지는 $P_{F3}(B)$ 가 급격히 증가하였으나 그 이상에서 완만하게 증가하였다.

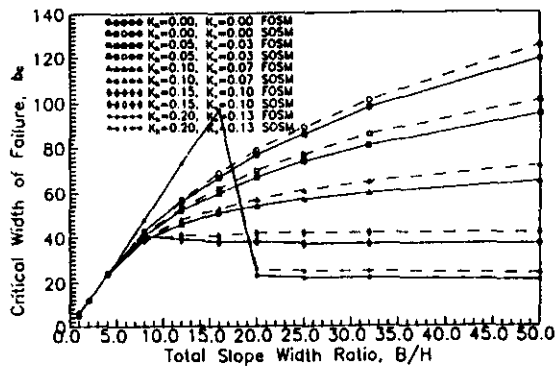


그림 16 b_c 에 대한 B/H 의 효과

그림 16을 살펴보면, b_c 는 지진이 없을 경우에는 FOSM과 SOSM 모두 B/H 가 증가함에 따라 증가하였으며, B/H 가 증가함에 따라 FOSM과 SOSM의 차이는 미약하지만 커졌다. 그러나 지진이 있을 경우에, 진도가 커짐에

따라 b_c 는 점점 그 증가량이 작아지다가 $k_h=0.15$, $k_v=0.10$ 일 때 $B/H=8.0$ 에서 약간 감소하여 일정하게 되었고, $k_h=0.20$, $k_v=0.13$ 일 경우에는 $B/H=16.0$ 까지는 B/H 가 증가함에 따라 크게 증가하였으나 그 이상에서는 급격히 감소하여 거의 일정하게 되었다. 그리고 FOSM과 SOSM의 차이는 미약하지만 커졌다.

진도가 커짐에 따라 b_c 가 작게 증가하다가 진도가 매우 커지면 b_c 가 급격히 작아지는 원인은 정확히 알 수 없었으며, 앞으로 더 많은 연구가 필요할 것으로 사료된다.

(5) $F_{3,b}$ 와 P_{F3} 의 관계

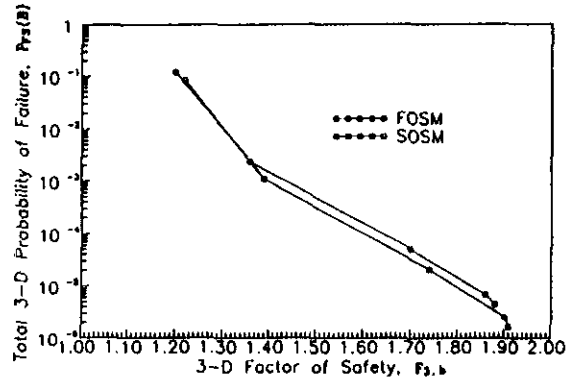


그림 17 $F_{3,b}$ 와 $P_{F3}(B)$ 의 관계

그림 17을 살펴보면, FOSM에서는 $F_{3,b}$ 가 1.20일 때에 $P_{F3}(B)$ 가 $0.119E+0$ 에서 $F_{3,b}$ 가 1.88일 때에 $P_{F3}(B)$ 가 $0.447E-5$ 로 감소하였으며, SOSM에서는 $F_{3,b}$ 가 1.22일 때에 $P_{F3}(B)$ 가 $0.838E-1$ 에서 $F_{3,b}$ 가 1.91일 때에 $P_{F3}(B)$ 가 $0.168E-5$ 로 감소하였다.

(6) $F_{F3}(B)$ 와 b_c 에 대한 $d\theta$ 의 영향

그림 18을 살펴보면, 절편의 크기가 증가함에 따라 FOSM에서는 b_c 가 72.0m에서 49.0m로 감소하였으며, SOSM에서는 b_c 가 75.0m에서 52.0m로 감소하였다. 그리고 FOSM과

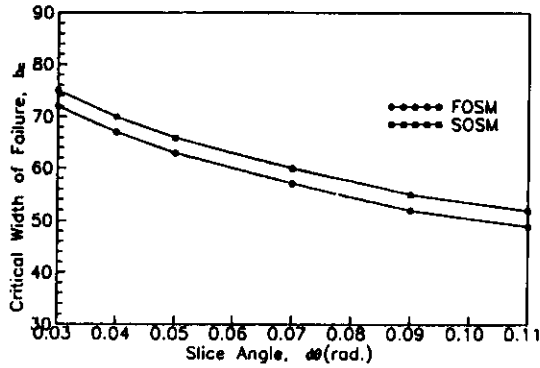


그림 18 b_c 에 대한 $d\theta$ 의 효과

SOSM의 차이는 절편의 크기에 관계없이 3.0m로 일정하였다.

절편의 크기에 따른 $P_{F3}(B)$ 와 b_c 의 변화에 대한 연구가 더 필요할 것으로 사료된다.

(7) 모델오차와 공간적 변화에 의한 오차의 영향

사면의 강도정수의 불확실성에서 모델오차, Δ_N 에 의한 영향과 공간적 변화, δ_A 에 의한 영향 중에서 어느것이 더 큰지를 알아보았다.

모델오차와 공간적 변화에 의한 P_{F2} 와 $P_{F3}(B)$ 의 계산결과는 표 1, 2와 같다.

표 1, 2를 살펴보면, 모델오차에 의한 불확실성이 공간적 변화의 불확실성보다도 P_{F2} , $P_{F3}(B)$ 에 더 큰 영향을 미치며, FOSM과 SOSM

표 1. 불확실성에 대한 2차원 해석

오 차	해석방법	$E(F_2)$	β_2	P_{F2}
모델오차, Δ_N 만 고려	FOSM	1.29	2.97	0.150E-2
		1.31	3.13	0.869E-3
공간적 변화, δ_A 만 고려	SOSM	1.29	5.52	0.166E-7
		1.29	5.54	0.153E-7

표 2. 불확실성에 대한 3차원 해석

오 차	해석방법	$E(F_{3,b})$	$\beta_{3,b}$	$P_{F3(B)}$
모델오차, Δ_N 만 고려	FOSM	1.36	3.64	0.534E-3
		1.38	3.81	0.278E-3
공간적 변화, δ_A 만 고려	SOSM	1.35	7.42	0.133E-12
		1.35	7.44	0.118E-12

의 차이는 작았다.

모델오차와 공간적 변화의 불확실성의 차이는 2차원 해석에서 보다 3차원 해석에서 더 컸는데, 이는 2차원 해석에서는 사면파괴길이 방향의 공간적 변화만 있고, 3차원 해석에서는 사면파괴길이 방향과 사면폭 방향의 공간적 변화가 있기 때문이다.

이와 같은 결과를 볼 때, 설계변수의 예측시에 모델오차를 되도록 줄이는 것이 전체의 불확실성을 줄일 수 있다고 할 수 있겠다.

7. 결 론

본 연구는 경계가 불규칙하고 여러 토층으로 이루어진 자연 및 인공 사면에 대하여, 토층의 경계에서 굴절하는 대수나선곡선을 파괴면으로 가정한 신뢰도해석 모델을 개발하였다. 이 모델에서, 사면파괴토포는 약 끝단이 수직평면으로 된 일정한 폭을 가진 Cylindroid로 가정하여 절편법을 적용하였고, 강도정수의 공간적인 변화, 불충분한 시료의 수에 의한 오차와 실험실과 현장조건의 차이에서 오는 모델오차를 고려하여 FOSM과 SOSM의 방법으로 신뢰도 지수를 구하여 파괴확률을 구하는 프로그램을 개발하였다.

이러한 연구를 기초로 다음의 결과를 얻었다.

1. 신뢰도해석 방법으로 구한 파괴확률을 비교한 결과 FOSM으로 구한 파괴확률이 SOSM으로 구한 파괴확률보다 약간 크게 나타나지만 다른 영향에 비해 그 영향은 그다지 크지 않았다.

2. 내부마찰각의 변동계수가 접착력의 변동계수보다 민감하게 영향을 미침을 보여주었다. 따라서 대수나선파괴면의 사면안정해석에서 내부마찰각의 불확실성이 사면안정에 더 큰 영향을 주므로 내부마찰각의 추정에 더 큰 주의를 기울여야할 것으로 사료된다.

3. 지진이 없을 경우에는, 사면폭이 증가함에 따라 전체 3차원 파괴확률과 한계파괴폭은 증가하였으며, 지진이 있을 경우에는 전체 3차원 파괴확률은 증가하였으나 한계파괴폭은 전체 사면폭이 비교적 클 때, 진도가 커짐에 따라 급격히 감소하였다.

4. 지하수위는 높을수록 그리고 전단강도와 수정계수는 작을수록 사면의 한계폭을 감소시키는 효과가 있다.

참 고 문 헌

1. 김영수(1988). "진행성 파괴에 대한 사면 안정의 확률론적 해석", 대한토질공학회, 제 4권 제 2호, pp.5-14.
2. 김영수 외 2인(1991). "사면의 3차원 안정해석에 관한 연구", 한국지반공학회, 제 7권 제 4호, pp.89-96.
3. 박종현(1990). "ROCKFILL DAM 사면파괴에 대한 신뢰도 해석연구", 박사학위논문, 고려대학교.
4. 정성관(1986). "사면의 대수나선파괴에 대한 확률론적 해석", 박사학위논문, 경북대학교.
5. 황정규(1992). 건설기술자를 위한 지반공학의 기초이론, 구미서관.
6. 도덕현, 고재만(1992). 내진 공학, 도서출판 효성.
7. Alonso, E. E.(1974), "Risk Analysis of Slopes and Its Application to Slopes in Canadian Sensitive Clays," Geotechnique, 26(3), pp. 453-472.
8. Ang, A. H. and Tang, W. H. (1984), Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol. II, Jone Wiley and Sons.
9. Ang, A. H. and Amin, M. (1969), "Safety Factors and Probability in Structural Design," ASCE, 95(7), pp.1398-1405.
10. Azzouz, A. S., Baligh, M. M. and Ladd, C. C. (1983), "Corrected Field Vane Strength for Embankment Design," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 109(5), pp. 730-734.
11. Baker, R. and Garber, M. (1978), "Theoretical Analysis of the Stability of Slopes," Geotechnique, 28(4), pp.395-411.
12. Baligh, M. M. and Azzouz, A. S. (1975), "End Effects on Stability of Cohesive Slope," Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(GT11), pp.1105-1117.
13. Bjerrum, L. (1967), "Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clay and Shades," the 3rd Terzaghi Lecture, ASCE, 93, pp.1-49.
14. Blake, I. F. (1979), An Introduction to Applied Probability, Jone wiley and Sons, New York.
15. Catalan J. M. and Cornell, C. A. (1976), "Earth Slope Reliability by a Level-Crossing Method," ASCE, 102(6), pp.591-604.
16. Castillo, E. and Alonso, E. E. (1985), "Probabilistic Versus Deterministic Modeling: Filling a Gap," proceedings, Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, California, 2, pp.813-818.
17. Oka, Y. and Wu, T. H. (1990), "System Reliability of Slope Stability," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116(8), pp. 1185-1189.
18. Tang, W. H. (1984), "Principles of Probabilistic Characterization of Soil Properties: Bridge between Theory and Practice," Proceedings of a symposium sponsored by the ASCE Geotechnical Engineering Division in conjunction with the ASCE Conventoin in Atlanta, Georgia, pp.74-89.
19. Vanmarcke, E. H. (1977), "Probabilistic Modelling of Soil Profiles," Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. Paper 13364, Nov., ASCE, 103(GT), pp. 1246-1277.
20. Vanmarcke, E. H. (1977), "Reliability of Earth-slopes," Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. Paper 13364, Nov., ASCE, 103(GT11), pp.1247-1265.
21. Yucemen, M. S. and Al-Homoud A. S. (1990), "Probabilistic Three-dimensional Stability Analysis of Slopes," Structural Safety, 9, pp. 1-20.
22. うのたがお, あさいけいじ and いがらしまこと (1991), "A Trial of Slope Stability Analysis Using a Logarithmic-Spiral," 土と基礎, 358, pp.33-38.

(접수일자 1994. 4. 22)