

斜面安定 (IX)

朴 鍾 寬^{*1}

4. 최근의 새로운 解析法 및 實驗

4.1 有限要素法

4.1.1 서 론

일반적으로 사면 안정 해석은 사면 내의 가상 활동면에서 전단 파괴가 발생할 것인가를 검토하는 안전율의 개념으로 해석되고 있다. 사면 해석 결과 안전율이 1보다 큰 사면은 대체적으로 전단 파괴가 발생하지 않는다고 간주한다. 그러나, 실제로 안전율이 1보다 큰 사면의 경우라도 체체의 침하나 사면의 bulging(부풀어 오르는 현상) 같은 변형이 더욱 큰 문제가 되는 경우가 많다. 사면 안정 해석에 있어서, 변형에 대한 검토와 예측은 대단히 중요하다. 예를 들면, 대형 댐의 건설, 또는, 기존 구조물과 인접한 굴착 사면의 경우 변형에 대한 예측을 통하여 공사의 문제점 등을 미리 파악하여 조치할 수 있다. 특히, 지진과 같은 동하중을 고려한 사면 안정 해석의 경우는 전단 파괴에 대한 안전율 보다는 체체의 변형이 사면을 판단하는데 중요한 역할을 한다.

유한요소해석은 사면변형에 대한 예측에 가장 적합한 방법이라 할 수 있다. 유한요소해석은 1950년대에 처음 구조 해석에 도입되었다. 토질 공학에서는 1960년대부터 제방의 거동 해석에 이용되었다. 지금까지의 사면 해석을 보면, 다음 4단계로 구분하여 검토, 연구되었다.

① 시공 단계별 안정에 대한 검토

- ② 공사 직후 최종 단면의 안정에 대한 검토
- ③ 장기간의 안정에 대한 검토
- ④ 지진과 같은 동하중에 대한 검토

최근의 유한요소해석은 성토 사면에 대한 검토 뿐 아니라, 도심지의 굴착과 관련된 굴착 사면에 대한 변형 해석에 적용되고 있다. 유한요소해석을 통하여 굴착 사면의 변형을 공사 단계별로 예측할 수 있어서, 흙막이공의 설계에 이용된다.

사면 안정해석에 있어서 유한요소법은 간단한 문제는 아니다. 토질은 탄성체가 아니므로 비선형의 거동을 한다. 이러한 비선형 거동을 해석하기 위하여 여러가지 거동 모델들이 연구되고 있으며, 유한요소 프로그램에 적용되고 있다. 그러나, 일단 프로그램이 개발되면, 이를 통한 해석은 어렵지 않으며, 이러한 해석을 통하여 공사의 문제점을 파악하고 설계에 이용할 수 있다.

4.1.2 유한요소해석

유한요소해석 방법을 간단히 소개하면 다음과 같다.

(1) 요소의 분할(Discretization)

유한요소해석의 첫번째 과정은 해석하고자 하는 문제를 그림 4.1과 같이 여러 개의 요소(element)로 분할한다. 요소의 종류로서는,

- 1차원 해석: 선 요소
- 2차원 해석: 삼각형 요소 또는, 사각형 요소
- 3차원 해석: 사면체 요소 또는, 육면체 요소

^{*1} 正會員, 서울산업대학 부교수

등을 사용한다. 요소의 꼭지점을 절점(nodal point)이라 하며, 이 절점에서 변위와 같은 값이 정의되고, 이 변위로부터 요소 안의 응력을 구한다.

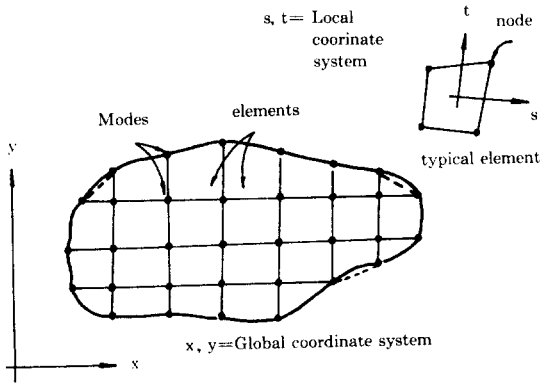


그림 4.1 요소의 분할

(2) 형상함수(Shape function)와 보간 다항식(Interpolation Polynomials)의 선택한 요소 안의 임의의 점에서 변위 ϕ 는 다음과 같은 다항식으로 나타낼 수 있다.

$$\phi = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 xy + \alpha_6 y^2 \quad (4.1)$$

여기서, α_1 는 계수이며, x 와 y 는 임의의 점의 좌표값이다. 예를 들어, 그림 4.2 는 절점의 좌표값이 (x_i, y_i) 이고 변위가 u_i 인 삼각형 요소에 대한 변위를 나타낸 것이다. 이러한 절점의 값을 위 식 4.1 에 대입하여 계수 α_i 를 구하고, 요소안

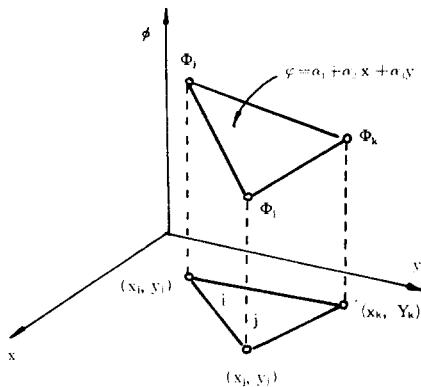


그림 4.2 2차원 삼각형 요소의 변위

의 변위를 절점의 변위 u_i 로 나타내면 다음과 같다.

$$\phi = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 \quad (4.2)$$

여기서, N_i 을 형상함수(Shape function)이라 하며, N_i 는 삼각형의 면적, 절점의 좌표값 및 임의의 점 x, y 의 함수로 나타낸다. 일반적으로 형상함수의 모양은 요소의 모양과 절점의 수에 따라 다르다.

• Isoparametric 요소

유한요소해석에는 주로 isoparametric 요소를 사용하고 있다. isoparametric 요소란 변위를 정의하는 절점 수와 요소의 형상을 정의하는 절점 수가 같은 요소로서, 이 요소를 사용하면 임의의 점에서 변위와 좌표값을 같은 형상 함수로 나타낼 수 있다. 즉,

$$\{\phi\} = [N]\{u\} \quad (4.3)$$

$$\{x\} = [N]\{x_i\} \quad (4.4)$$

여기서, u 와 x_i 는 절점의 변위와 좌표값이다.

유한요소해석시 요소의 크기는 절점의 좌표에 따라 다르지만, isoparametric 요소는 전체를 대표하는 요소로써, 이 요소의 형상 함수는 요소의 크기와 관계없이 같은 형태를 가진 다른 요소에 적용할 수 있다. 그림 4.3 은 4 절점을 가진 사각형 isoparametric 요소를 나타낸 것이며, 이에 따른 형상함수는 다음과 같다.

$$N_1 = (1-s)(1-t) / 4$$

$$N_2 = (1+s)(1-t) / 4$$

$$N_3 = (1+s)(1+t) / 4$$

$$N_4 = (1-s)(1+t) / 4$$

(4.5)

여기서 s 와 t 는 isoparametric 요소의 좌표값이다.

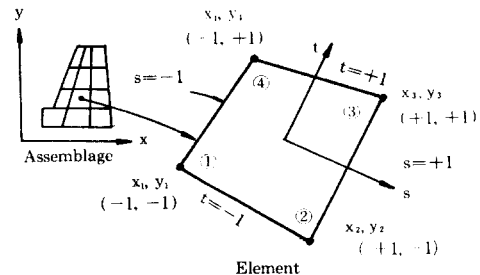


그림 4.3 사각형 isoparametric 요소

(3) 유한요소에 대한 식의 형성

유한요소를 해석하기 위한 식의 형성방법은 해석하는 문제에 따라 여러 방법을 적용할 수 있으나, 보편적으로 다음과 같은 방법이 있다.

- ① Direct Approach.
- ② Variational Approach.
- ③ Weighted Residual Approach.

최근에는 Weighted Residual 방법의 일종으로 Galerkin 방법이 많이 이용되고 있으며, 이 방법은 선형(linear)이나 비선형(non-linear)문제에 적합하다.

유한요소에 있어서 최종적으로 형성된 식의 모양은 위의 어느 방법을 이용해도 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$[k] \{u\} = \{f\} \quad (4.6)$$

여기서, $[k]$ 는 요소의 특성을 나타내는 행렬식으로 변형 해석의 문제에서는 요소강성행렬(stiffness matrix), 물의 흐름에 대한 문제에서는 투수행렬(permeability matrix)이다. $\{u\}$ 는 절점의 변형, 또는 수두(fluid potential)이며, $\{f\}$ 는 절점에서 외력 벡터, 또는 유체의 유입량(fluid flux)이다.

• 변위해석법

많은 토질공학적인 문제는 절점에서 변위를 미지수로 하여 식을 형성하는 변위해석법이 이용된다. 이 방법은 요소의 포텐셜 에너지를 최소화시키는 원리(the principle of minimum potential energy)을 기초로한 편미분방정식(variational formulation)을 통하여 유한요소의 식을 유도하였다. 그 이외의 방법으로 응력을 미지수로 하여 식을 형성하는 equilibrium approach, 또는 변위와 응력을 미지수로 하는 혼합방식 등이 있다. 변위 해석법은 다른 방법에 비하여 해석이 쉽지만, 토질의 층이 다양하거나 굴착과 같이 복잡한 문제의 해석에는 적합하지 못하다.

변위 해석법으로는 2차원 plane strain 문제를 식으로 유도하면, 한 요소에서 물체력(body force)을 무시할 경우, $[k]$ 와 $\{f\}$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$[k] = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [C] [B] |J| ds dt \quad (4.7)$$

$$\{f\} = \int [N]^T \{T\} ds \quad (4.8)$$

여기서, $[B]$ 는 형상함수를 좌표값 x, y 로 편미

분한 행렬이고, $[C]$ 는 토질의 응력-변형 거동을 나타내는 행렬로서, 비선형(non-linear)문제의 경우는 여러 가지 거동모델을 통하여 이 행렬을 구할 수 있다. 또한, $[N]$ 는 형상함수, J 는 Jacobian 행렬, $\{T\}$ 는 외력에 대한 벡터이다. 식(4.7)과 (4.8)에서 보는 바와 같이 $[k]$ 와 $\{f\}$ 의 값을 얻기 위해서는 수치해석적 적분법이 이용된다.

(4) 행렬식의 조합과 응력의 계산

각각의 요소에서 구한 $[k]$ 와 $\{f\}$ 는 전체의 거대한 행렬식으로 조합하여 경계조건을 적용하면

$$[K] \{u\} = \{R\} \quad (4.9)$$

이 된다. 여기서, $[K]$ 는 전체 강성행렬, $\{u\}$ 은 변위 벡터이며, $\{R\}$ 은 전체의 외력 벡터이다. 일단 전체의 행렬식이 만들어지면, 이 연립방정식을 풀어서, 각 절점의 변위를 계산하고, 이 변위로부터 아래와 같이 변형 $\{\epsilon\}$, 응력 $\{\sigma\}$ 를 구한다.

$$\{\epsilon\} = [B] \{u\} \quad (4.10)$$

$$\{\sigma\} = [C] \{\epsilon\} = [C] [B] \{u\} \quad (4.11)$$

4.1.3 성토에 대한 유한요소해석

(1) 건설단계별 변형 해석

성토에 대한 유한요소해석은 견고한 지반이나, 연성 지반 위에 성토를 할 경우에 적용할 수 있다. 이 해석은 Kulhawy 등에 의하여, 건설단계별 성토 층을 나누어 실시되었다. 최종 성토 단면의 변형해석과 성토 층을 나누어 해석하는 결과는 다르게 나타났다. 그림 4.4에서 보는 바와 같은 성토 층을 나누는 경우, 지반에 발생하는 응력은 지반의 초기 응력 σ_0 에 단계별로 발생하는 추가 응력 $\Delta\sigma_i$ 로 생각할 수 있다. 즉,

$$\sigma_i = \sigma_0 + \sum_{j=1}^i \Delta\sigma_j \quad (4.12)$$

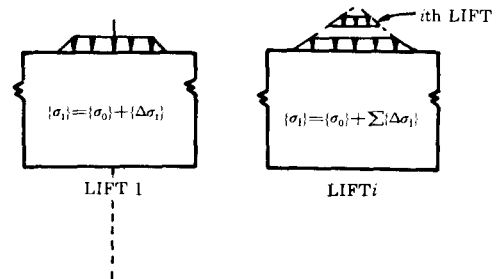


그림 4.4 성토에 대한 응력상태

여기서, 지반의 초기 응력은 쉽게 계산할 수가 있다. 즉, 초기 수직응력 σ_y , 초기수평응력 σ_x 과 지표면에서의 전단응력 τ_{xy} 는

$$\sigma_y = \gamma H, \sigma_x = k_0 \sigma_y, \tau_{xy} = 0 \quad (4.13)$$

이다. 여기서, γ 는 토질의 단위중량, H 는 지반의 깊이이며, k_0 는 토압계수이다.

• 성토층의 설치

단계별의 성토가 끝나면 최종 완성단면이 된다. 최종단면에 의한 제방 및 기초내의 응력과 변위는 설치되는 성토층의 두께에 영향을 받는다. 성토층에 대한 과정을 해석하는 방법으로 새로이 설치하는 층의 무게를 전에 설치된 층에 수직하중으로 부가하고, 그에따른 수평응력은 수직응력에 $\nu / (1-\nu)$ 를 곱한 값으로 하였다. 여기서 ν 는 지반의 포아슨 비이며, 설치되는 층에 대해서는 토질 강도정수와 변형을 무시하였다.

• 층의 수

층의 수에 따라 해석의 결과가 다르므로 층의 수는 중요하다. 실제의 성토작업에서 층의 수는 대단히 많아서 실제의 수만큼으로 해석하기는 곤란하다. 그래서 층의 수에 따른 오차가 최소화 되는 경제적인 층의 수가 필요하다. 많은 해석 결과에 의하면 응력은 층의 수에 따라 큰 영향을 받지 않으나, 변형은 큰 영향을 받는다. 층 수에 따른 오차의 원인은 토질 자체를 비선형 재료로 간주하여 탄성계수 등과 같은 토질정수를 응력의 상태에 따라 변화하는 함수로 가정했기 때문이다. 그래서 일반적으로 사용되는 프로그램의 경우 최소한 층의 수를 정하고 있으며, Duncan 에 의하여 개발된 댐해석 프로그램인 FEADAM 의 경우는 최소한 층의 수를 8층으로 하였다.

• 불연속면의 해석

불연속면은 암반의 절리나 과압밀된 퇴적층과 같은 층을 생각해 볼 수 있다. 이러한 층에 대해서는 특별한 전단거동, 또는, 응력-변형거동에 대한 관계식을 적용하여야 한다.

• 요소의 분할

제방의 해석은 일반적으로 2차원의 plane strain 의 문제로 가정하여 해석한다. 요소의 분할은 문제의 형상에 따라 다르지만 전형적인 문제로는 그림 4.5와 같다. 특히, 제방의 끝(edge)에서

경계면까지의 거리는 지반의 두께의 3배 이상으로 한다.

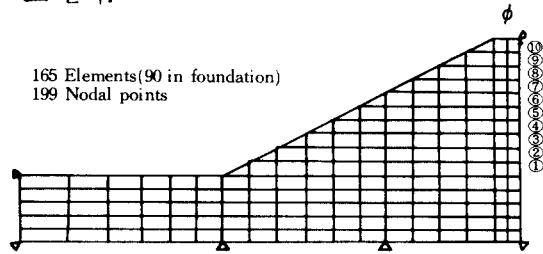


그림 4.5 성토의 유한요소해석

(2) 토질의 응력-변형에 대한 거동모델

유한요소해석에서 가장 중요한 과제는 토질의 응력-변형에 대한 정확한 거동식을 연구하는 것이다. 지금까지 거동 모델에는 선형 모델, 비선형 모델, 탄소성 모델과 점소성 모델 등이 있으며, 그 이외에도 많은 경험적 모델들이 있다. 그 중에서도 제방에 대한 해석에는 hyperbolic 모델이 가장 많이 사용되었다.

Hyperbolic 모델은 토질의 삼축압축 실험 결과를 이용하고 있다. 그림 4.6은 전형적인 삼축압축 실험 결과인 축차응력과 변형률의 관계곡선이다. Hyperbolic 모델에서는 곡선의 기울기인 토질의 탄성계수를 아래와 같은 관계식으로 나타내었다.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_1} + \frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (4, 14)$$

여기서, E_1 는 초기 탄성계수 값이며, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 는 극한 축차응력이다.

초기 탄성계수는 변형곡선 상의 시작점에서 기울기를 말하며, 극한축차응력 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 는 파괴상태의 축차응력 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 으로 나타낸다.

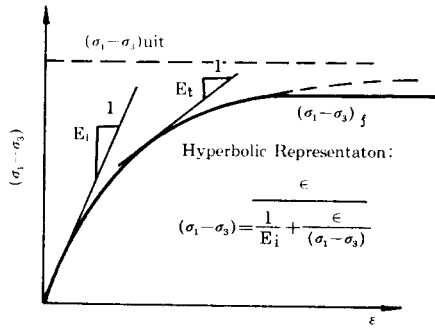
$$R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = (\sigma_1 - \sigma_3)_f \quad (4.15)$$

여기서 계수 R_f 는 일반적인 토질의 경우 0.6에서 0.9 사이 값을 갖는다. 한편 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 는 Mohr-Coulomb의 전단파괴 기준으로부터

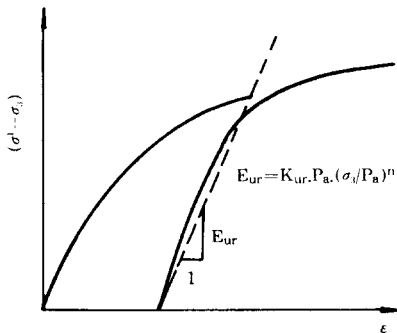
$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = c + \sigma \tan \phi \quad (4.16)$$

의 관계식으로 나타낸다. 여기서, c 는 점착력이고, σ 는 수직응력이며, ϕ 는 내부마찰각이다.

토질의 거동은 같은 토질의 경우라도 구속응력이 크기에 따라 영향을 받으므로, hyperbolic 모델



(a) Hyperbolic representation of stress-strain curve for primary loading.



(b) Linear unloading-reloading stress-strain relationship

그림 4.6 hyperbolic 모델의 응력-변형곡선

에서는 응력경로에 따른 토질정수를 구속응력의 함수로 다음과 같이 정의하였다.

- 초기탄성계수 : $E_i = K Pa (\sigma_3 / Pa)^n$ (4.17)

- 탄성계수-하중부가시

$$E_t = E_i \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2(C \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)} \right]^2 \quad (4.18)$$

—하중제거시

$$E_{ur} = K_{ur} Pa (\sigma_3 / Pa)^n \quad (4.19)$$

- 체적계수 $B = K_B Pa (\sigma_3 / Pa)^m$ (4.20)

- 포아슨비 $\nu = 0.5 - \frac{E_t}{6B}$ (4.21)

여기서, K , K_{ur} , K_B , n , m 은 상수이며, Pa 는 대기압이다.

(3) 건설 직후에 대한 해석

건설 직후에 대한 해석은 최종 성토층 후에

하중이 부가된 최종 단면상태의 해석을 의미한다. 이때 과잉간극수압이나 압밀은 진행되지 않은 상태로 점성토에 대해서는 비배수 상태이며, 사질토의 경우는 배수상태로 해석한다. 지금까지의 해석의 결과를 설계에 이용하기 위하여 정리를 하면 다음과 같다.

① 응력 크기는 성토의 단위중량과 높이에 따라 비례하고, 토질정수에 따라 영향을 받지 않는다.

② 변형의 크기는 성토의 단위중량에 비례하고, 높이의 제곱에 비례하며, 토질정수에 반비례한다.

③ 포아슨비의 영향은 복잡하여 일반적으로 포아슨비가 감소하면 수평 및 수직응력의 경우는 감소하며, 수직변형은 증가하고, 전단응력은 변화하지 않는다.

④ 사면 경사의 크기에는 복잡한 변화를 보이며, 대체로 사면 경사가 증가하면 수평 및 수직응력은 감소하고, 전단응력과 수평 및 수직변형은 증가한다.

⑤ 제방 기초에 발생하는 수직응력은 기초의 강도에 영향을 받지 않지만, 기초의 강도가 증가하면 수평 및 전단응력은 감소한다. 제방 기초의 수평 및 수직변형은 기초의 강도가 증가하면 증가된다.

⑥ 여러 재료로 구성된 댐의 경우, 두 인접 재료 간의 토질정수가 차이를 보일수록 하중 전달이 크며, 국부 파괴나 균열이 발생할 가능성이 크다.

⑦ 3차원 해석의 영향은 경사가 3:1 보다 낮은 댐에 대해서는 크지 않지만, 경사가 1:1 정도의 계곡에 설치된 댐에 대해서는 크다.

⑧ 비등방(anisotropy)한 면이 성토층에 수직 및 수평 방향으로 존재할 경우, 수직응력의 변화는 크지 않지만 수평 및 전단응력과 변형에 대한 변화는 크다.

⑨ 비배수 상태의 제방이나 기초의 경우 간극수압은 전응력과 간극수압계수에 따라 잘 예측되며, 간극수압계수는 토질의 거동 모델에 민감하지 않다.

대체적으로 위에서 보는 바와 같이 유한요소해석을 통하여 시공 직후의 제방의 거동을 잘 예측

될 수 있다. 그림 4.7은 전형적인 해석 결과로 Oroville 댐의 침하와 응력상태를 나타낸 것이다.

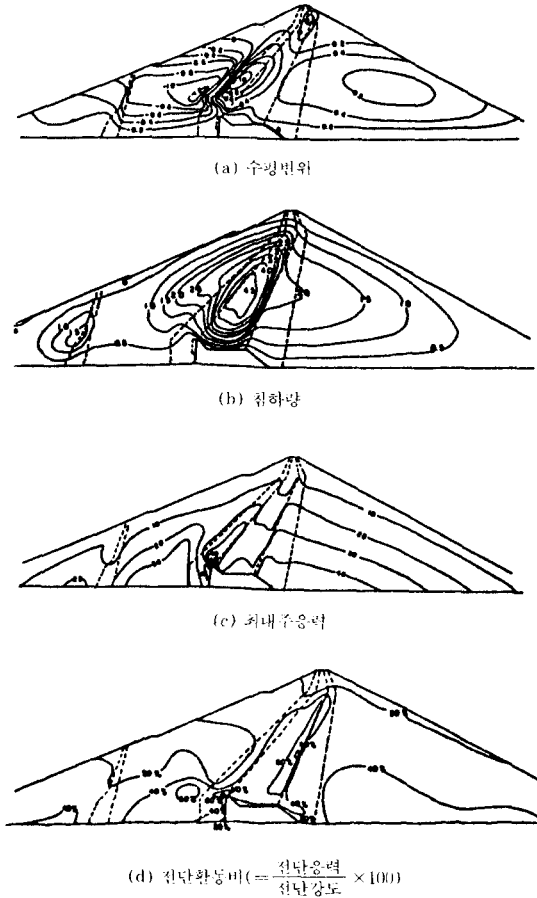


그림 4.7 Oroville 댐의 유한요소해석결과

(4) 장기간에 대한 해석

제방의 공사가 끝나면 제방 내의 간극수압이 빠져 나가며, 압밀이 진행되고, 침투수의 흐름이 안정된다. 이러한 조정 기간을 거친 후 댐은 장기간의 안정 상태에 도달하며, 이러한 상태에서 하중의 변화가 예상되고 균열과 2차 압밀 같은 현상이 발생한다. 제방의 장기적 해석은 담수후 수위 변동에 따른 침투수의 흐름이나, 압밀에 대한 해석으로 변형해석과는 달리 시간에 종속되는 문제이다. 이러한 해석은 대단히 복잡하므로 본 강좌에서는 생략하기로 한다.

(5) 사면 안정의 평가

유한요소해석은 변형에 대한 예측 이외에도 성토 사면안정과 관련하여,

- ① 제방의 인장균열에 대한 예측,
 - ② 과잉 간극수압으로 인한 제방의 균열 (hydraulic fracturing)에 대한 예측,
 - ③ 국부 파괴가 발생하는 지역 및 전반적인 안정에 대한 예측
- 에 등을 할 수 있다.

(가) 인장균열에 대한 예측

초기의 연구는 토질을 탄성체로 가정하여 제방 내에 인장균열이 발생할 가능성이 있는 지역으로 예측하였다. 이러한 해석 결과로서 댐의 축 방향으로 인장력이 발생하는 지역의 면적은 제방의 높이에 따라 증가하며, 인장력의 크기는 포아슨비의 크기에 반비례한다. 인장력이 발생하는 지역은 다음과 같으며 이는 측정된 지역과 정량적으로 잘 일치하고 있다.

- ① 경사가 급한 교대
- ② 제방과 압축성이 큰 기초의 경계면
- ③ 사석이 코아보다 압축성이 큰 경우는 사석과 코아의 윗부분
- ④ 코아의 압축성이 크거나, 포아슨 비가 적은 경우는 코아의 윗부분

그후 인장균열의 현상을 더욱 규명하기 위하여 비선형 토질거동 모델을 이용한 2차원, 또는 3차원 해석이 실시되었다. 비선형 토질정수를 이용할 경우, 상당히 인장력이 발생하는 지역은 줄거나 없어졌지만, 다음과 같은 사항을 지적할 수 있다.

- ① 인장 지역의 발생은 기초의 압축성, 재료의 토질정수, 또한 건설 후의 하중 등에 영향을 받는다.
- ② 사석과 코아의 재료 특성이 상당한 차이를 보이므로, 이러한 차이가 인장력을 발생시킨다.
- ③ 제방 내의 암거와 같은 구조물이 있는 경우, 구조물의 윗부분에 인장력이 발생한다.
- ④ 기초 내에서는 차수벽의 윗 부분에 인장력이 발생하고 부마찰력도 발생된다.

(나) 과잉 간극수압으로 인한 제방의 균열 (hydraulic fracturing)

제방은 과잉 간극수압에 인하여도 균열이 발생되며, 이러한 균열이 점토코아에 진행될 경우,

이를 통하여 누수가 발생한다. 제방 내의 주응력과 간극수압비 σ_1/u 가 최소가 되는 깊이에서 균열이 발생할 가능성을 검토할 수 있다. 만일 σ_1/u 의 비가 1보다 작으면, 인장력이 나타나지 않아도 균열이 발생할 가능성이 있다고 간주한다. 유한요소해석 결과에 따르면, 높이가 높은 댐일수록 이러한 균열이 많이 발생하며, 다음과 같은 조치를 통하여 이러한 현상을 감소시킬 수 있다.

- ① 코아의 폭을 넓힌다.
- ② 코아를 함수비를 낮은 쪽에서 다진다.
- ③ 사석보다 덜 단단한 중간 층을 둔다.
- ④ 코아에 경사를 둔다.

(다) 성토 사면에 대한 안정해석

유한요소해석 결과를 통하여 사면의 국부적인 파괴, 또는 전반적인 사면에 대한 평가를 할 수 있다. 이는 근본적으로 가장 위험한 가상 전단활동면(critical shear surface)를 따라 전단응력에 대한 안전율을 산정한다는 점에서 Bishop 방법과 동일하다. 즉, 가상활동면을 따라

$$\text{안전율 } F = \frac{s}{\tau} \quad (4.22)$$

로 표시할 수 있다. 여기서, s 는 전단강도이며, τ 는 전단응력이다. 이 전단응력은 유한요소해석에 따라 각 요소별로 구할 수 있다. Bishop 방법의 안전율은 가상 파괴원에서 하나의 평균 안전율로 표시되지만, 유한요소해석에 의하면 가상 전단파괴면을 따라 국부적인 파괴가 발생할 것인가를 검토할 수 있으며, 이는 유한요소의 해석의 장점이다.

그림 4.8은 성토사면을

$$\text{무차원계수 } \lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H \tan \phi}{c} \quad (4.23)$$

로 나타내고 Bishop의 안전율이 1이 되는 가상 활동면에서 유한요소해석을 한 결과 안전율을 나타낸 것이다. 안전율이 1보다 적은 곳은 과잉응력(overstress)에 의한 국부적인 전단파괴가 발생한다. 이러한 국부적인 전단파괴를 방지하기 위해서는 표 4.1에 나타낸 만큼의 안전율이 필요하다.

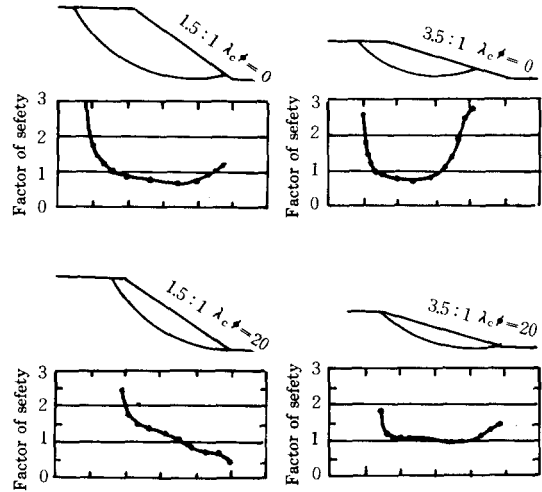


그림 4.8 유한요소해석에 의한 사면의 안전율(Bishop 방법의 $F=1$)

표 4.1 성토사면에 있어서 국부적 파괴에 대한 안전율

$\lambda_{c\phi}$	사 면 경 사		
	1.5 : 1	2.5 : 1	3.5 : 1
0	1.46	1.44	1.49
2	1.32	1.23	1.23
5	1.34	1.18	1.14
20	2.27	1.21	1.10
50	4.36	1.37	1.12

4.1.4 굴착 사면에 대한 해석

(1) 건설단계별 변형 해석

굴착에 대한 해석은 성토에 대한 해석과 비슷한 과정으로 생각해 볼 수 있다. 굴착 과정은 그림 4.9와 같이 나타낼 수 있으며, 굴착에 대한 응력의 감소는

$$\sigma_i = \sigma_0 - \sum_{j=1}^n \Delta \sigma_j \quad (4.24)$$

로 생각해 볼 수 있다. 굴착단계에 따른 감소되는 응력은 요소의 절점에 성토의 경우와 반대 방향으로 부가한다.

굴착사면에 대한 변형해석의 단면은 그림 4.10과 같다. 굴착사면 끝에서 경계선까지의 거리는 전고층까지의 깊이 D 의 3배, 즉, $3D$ 이상으로 하며 굴착상단에서 경계면까지의 거리는 적어도 암반층까지 깊이 D 와 절토높이 H 를 합한 값에

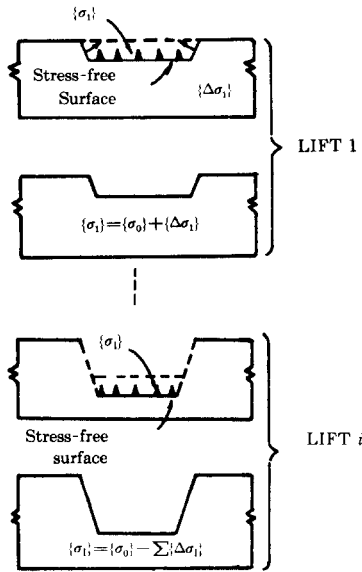


그림 4.9 굴착사면의 응력변화

3배 즉, 3(H+D)로 한다.

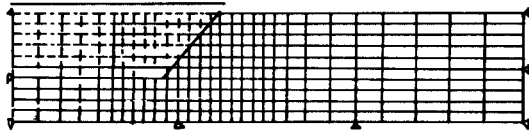


그림 4.10 굴착사면의 유한요소해석

(2) 토질거동에 대한 모델

굴착에 대한 해석에는 성토해석의 경우처럼 초기에는 탄성모델이 적용되었으나, hyperbolic 모델이 많이 사용되었다. 그 이외에도 탄소성 모델인 Drucker-Prager, Cam-clay, Cap 모델 등도 사용되고 있다.

(3) 굴착 직후에 대한 해석

지금까지의 굴착 해석의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- ① 응력의 변화는 토질의 단위중량에 비례하고, 토질정수에는 영향을 받지 않는다.
- ② 변형은 단위중량에 비례하고, 절토 높이의 제곱으로 비례하고, 토질정수에 반비례한다.

③ 포아슨비의 영향은 연구되지 않았으나, 암사면의 경우는 일정한 값으로 사용하였고, 비배수의 토질의 경우는 0.5를 사용하였다.

④ 초기 수평토압계수 K_0 는 굴착에 있어서 가장 중요한 요소이며, K_0 의 증가는 사면의 변형과 굴착 사면의 파괴지역을 증가시킨다.

⑤ 정규압밀 토질에서 파괴지역은 사면의 아래쪽부터 시작하여, 지표면을 향하여 위쪽으로, 사면이 시작되는 곳(toe)를 향하여 아래쪽으로 진행한다. 과압밀 토질에서는 파괴지역은 굴착 기초의 아래 쪽에서 시작하여 기초면을 향하여 위쪽으로, 굳은 지반을 향하여 아래 쪽으로 진행한다.

⑥ 선형이나 비선형 굴착해석은 파괴면의 범위를 과대 평가하고 있다.

⑦ 굴착 사면 위쪽으로 인장력이 발생한다.

⑧ 사면의 경사 각도가 증가하면 변형, 전단응력과 파괴지역이 증가한다.

⑨ 비등방(anisotropic)지반의 토질정수는 결과에 큰 영향을 미치지 않는다.

⑩ 굴착시 간극수압은 전응력과 간극수압계수에 따라 잘 예측되며, 간극수압 계수는 토질거동 모델의 차이에 따라 민감하다.

⑪ 굴착 저면에 가로 질러 있는 절리나 불연속면의 경우에는 초기 수평응력의 증가와 절리의 연성(flexibility)에 따라 변형이 증가되고 인장지역이 확장된다.

굴착에 있어서 가장 중요한 문제는 인장지역(tension zone)의 문제이다. 모든 굴착 해석에서 인장응력이 발생한다. 그러나, 토질이나 암의 경우 이러한 인장력을 잘 받지 못한다는 점을 고려하여 해석하여야 한다.

(4) 굴착 사면 해석

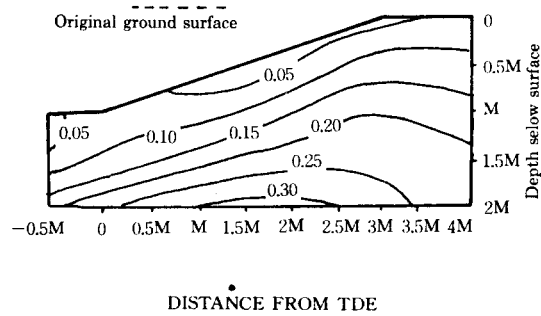
절토 사면에 대한 유한 요소해석의 장점은 진행되는 파괴면을 굴착단계에 따라 예측할 수 있는 점이다. 전체적인 사면안정 해석에 대한 문제는 Dunlop에 의하면 가상전단 파괴원에서 식 (4.22)로부터 사면안정에 대한 안전율을 구할 수 있다. 그러나, 유한요소법의 주된 장점은 절토 사면에 있어서 최대활동전단응력과 사면의 평행에 필요한 평균 전단응력과 비교할 수 있는 것이다. 이는 사면의 국부적 파괴 또는 전반적인 안정

에 대한 안전율을 구할 수 있다.

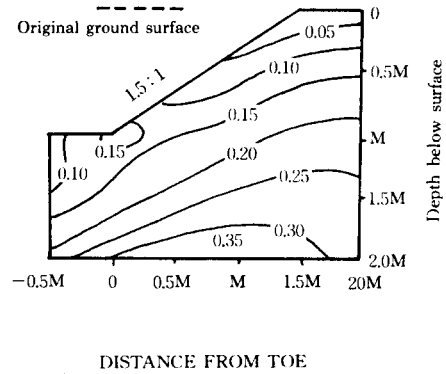
그림 4.11은 점성토 지반의 대표적인 4가지 절토 사면에 대하여 유한요소해석을 실시하고 전단응력비 $\tau/\gamma H$ 를 나타낸 것이다. 각 사면에 따라 최대 전단응력비 τ_{max}/γ 가 발생하는 곳은 다르다. 같은 사면에 대하여 Taylor의 사면안정 해석 도표를 이용하여 안전율 1에 대한 사면안정 해석을 하여 평균 전단 응력비를 구하였다. 표 4.2는 각 사면에 대한 유한요소해석의 최대 전단 응력비와 Taylor 사면해석의 평균 전단응력비를 나타낸 것이다. 최대 전단응력비는 평균 전단응력비 보다 크므로서 과응력에 의한 국부적인 전단 파괴를 방지하기 위해서는 표 4.2에 나타난 만큼의 안전율이 필요하다.

표 4.2 절토사면에 있어서 국부적 파괴에 대한 안전율

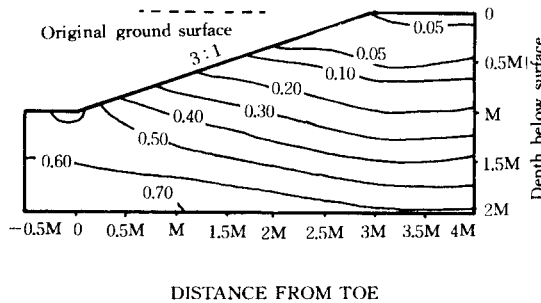
구배	K_0	$\tau/\gamma H$		안전율
		최대전단응력	평균전단응력	
3:1	0.81	0.31	0.16	1.94
	1.60	0.70	0.16	4.37
1.5:1	0.81	0.36	0.175	2.06
	1.60	0.78	0.175	4.45
수직벽	0.81	0.57	0.26	2.19
	1.60	1.01	0.26	3.89
견고층으로부터의 수직벽	0.81	0.77	0.26	2.96
	1.60	1.32	0.26	5.07



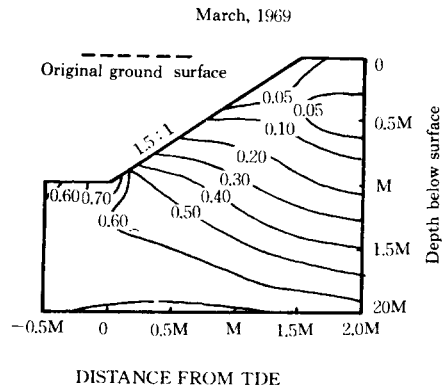
(a) 사면경사 3 : 1, $K=0.81$



(c) 사면경사 1.5 : 1, $K=0.81$

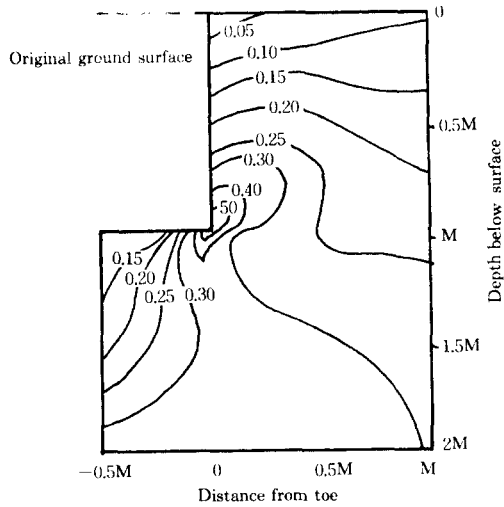


(b) 사면경사 3 : 1, $K=1.60$

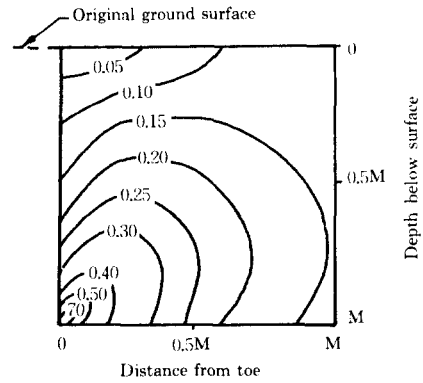


(d) 사면경사 1.5 : 1, $K=1.80$

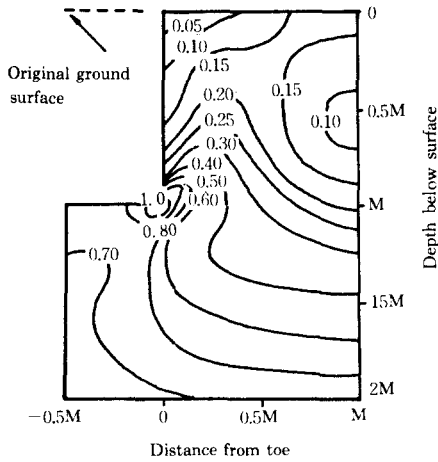
그림 4.11 절토사면에 대한 전단응력비($\tau/\gamma H$)



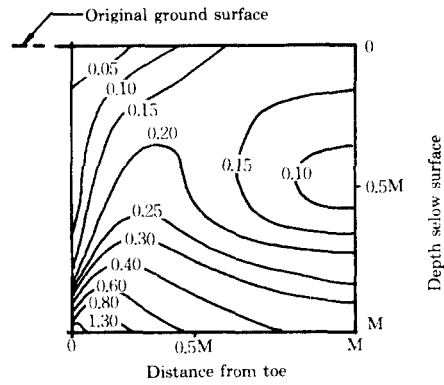
(e) 수직벽 K=0.81



(g) 수직벽 K=0.81



(f) 수직벽 K=1.60



(h) 수직벽, K=1.60

그림 4.11 절토사면에 대한 전단응력비 ($\tau/\gamma H$)

4.1.5 결 론

유한요소해석을 통한 사면안정해석은 Limit Equilibrium 이론을 근거로 한 기존의 일반적인 절편법과 거의 비슷한 결과를 나타내고 있다. 그러나 유한요소해석의 장점으로

- ① 시공 단계별로 사면의 변형에 대한 예측
 - ② 국부적인 파괴를 일으키는 지역의 예측
 - ③ 복잡한 형상의 사면에도 적용 가능
- 등을 들 수 있다.

유한요소해석에서 가장 큰 과제는 토질의 거동

을 정확히 나타낼 수 있는 거동모델에 대한 연구이다. 즉, 토질의 거동 모델에 따라 해석 결과는 차이를 보이고 있다. 최근에는 대단히 많은 거동 모델들이 연구되어 유한요소해석에 적용되고 있지만, 아직 실용화되고 있지 않다. 아직까지도 유한요소해석에 가장 많이 사용되고 있는 모델은 Drucker-Prager 모델과 Hyperbolic 모델이며, 이는 모델에 따른 토질정수를 결정하기가 쉽고, 또한 만족할 만한 해석 결과를 얻을 수 있기 때문이다.

참 고 문 헌

1. Duncan, J.M. and Dunlop P.(1969). "Slops in Stiff-Fissured Clays and Shales," J. of Soil Mech.
3. Kulhawy, F.H. and Duncan, J.M.(1972). "Stress and Movements in Oroville Dam," J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div. SM7, ASCE, pp. 653-661.
4. Wright, S.G., Kulhawy, F.H. and Duncan, J.M. (1973). "Accuracy of Equilibrium Slops Stability Analysis," J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div. SM10, ASCE, pp.783-791.
5. Segerlind, L.J. (1976). Applied Finite Element Analysis, John Wiley, New York.
6. Desai, C.S. and Christian, J.T. (1977). "Introduction, Numerical Method," Numerical Methods and Found. Eng. Div. SM2, ASCE, pp.467-492.
2. Dunlop P. and Dunlop P.(1970). "Development of Failure around Excavation Slops," J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div. SM2, ASCE, pp. 471-493.
in Geotechnical Engineering(eds. Christian, J.T. and Desai, C.S.) McGraw-Hill, New York.
7. Kulhawy, F.H. (1977). "Embankments and Excavations," Numerical Methods in Geotechnical Engineering(eds. Christian, J.T. and Desai, C.S.), McGraw-Hill, New York.
8. Duncan, J.M., Seed, R.B., Wong, K.S. and Ozawa, Y. (1984). FEADAM84: A Computer Program For Finite Element Analysis of Dam, Geotechnical Engineering Research Report, No. SU/GT/84-03, Department of Civil Engineering, Stanford University.