

암석 버력으로 성토한 사면의 안정성 해석

김치환¹⁾

Stability Analysis of Embankment Slopes Consisting of Rock Fragments

Chee-Hwan Kim

Abstract. Stability analysis of rocky embankment slopes is done by both the limit equilibrium method and the finite difference method. The height of the rocky embankment is approximately 40 m and the side slope is 1 vertical to 1.5 horizontal. The cohesion and internal friction angle of rock debris are assumed zero and 43° , respectively. For finite difference analysis, strength reduction method is used to calculate the safety factor of the slope. As a result, the safety factor of the slope is discovered to be 1.4 by using either methods. Considering that the design criteria of the safety factor is 1.3, it can be judged that the rock fragments embankment slope is in a stable state.

KeyWords: Finite Difference Method, Limit Equilibrium Method, Rock Embankment Slope, Strength of Rock Debris, Strength Reduction Method

초 록. 암석 버력으로 성토한 사면의 역학적 안정성을 한계평형해석법과 유한차분법으로 검토하였다. 암석 버력 성토사면의 높이는 약 40 m이고 사면의 구배는 1:1.5이다. 암석 버력 성토체의 강도정수 중 점착력은 없고, 내부마찰각은 43° 로 가정하고 사면의 안정성을 해석하였다. 한계평형해석 중 Fellenius법과 Bishop법으로 구한 안전율 F_s 는 1.4이었다. 또 유한차분법으로 사면의 안전율을 구하기 위해서 강도감소법을 이용하였고 파괴영역을 기준으로 결정한 사면의 안전율 F_s 도 역시 약 1.4로 한계평형해석 결과와 동일하였다. 여러 기관에서 사면설계기준으로 적용하는 안전율 1.3과 비교할 때 암석 버력 성토사면은 안정상태로 확인되었다.

핵심어: 암석 버력 성토사면, 한계평형해석, 유한차분법, 강도감소법, 버력성토체의 강도

1. 서 론

지반을 굴착하여 토목시설물을 시공하게 되는 경우 암석 버력도 발생하는 것이 일반적이다. 이와 같이 발생한 암석 버력은 성토재 등으로 유용하는데 이 경우 성토체의 높이와 성토사면의 기울기에 따라 역학적인 안정성을 확인할 필요가 있다. 이번 연구에서는 편마암 버력으로 성토한 사면의 안정성을 검토하였다. 국내의 경우 한계평형해석(limit equilibrium method)만으로 사면의 안정성을 평가하는 것이 일반적이다. 이번 연구에서는 한계평형해석 외에 수치해석법으로도 사면의 안정성을 검토하였다. 수치해석적 방법으로는 유한차분법(finite difference method)을 이용하였다. 이와 관련하여 한계평형해석과 수치해석법을 비교한 후 수치해석법에 의한 사면안정성 평가의 적정성을 연구 보고한 사례도 있다

(Duncan et al., 1996; Griffiths et al., 1999; Zhang, 1999).

한계평형이론은 일체법과 절편법이 있고 힘의 평형 조건에 따라 여러 가지 해법이 있다. 이번 연구에서는 한계평형해석을 위해 상업용 소프트웨어 TALEN97 (Terrasol, 1997)을 사용하되 이 소프트웨어로 해석이 가능한 절편법 중 Fellenius 방법과 Bishop 방법을 적용하여 사면의 안정성 검토를 수행하였다. 유한차분법에 의한 해석을 위해서는 Flac 소프트웨어(Itasca, 1995)를 이용하였다. Flac과 같은 수치해석으로 사면의 안전율을 구하기 위하여 강도감소법(strength reduction method)을 적용하였다. 강도감소법은 입력되는 강도정수를 감소시켜 가면서 해석을 반복하되 사면에서 파괴영역이 발생할 때 이것을 지반의 강도와 비교하여 안전율을 구하는 시행착오법으로 사면의 안정성을 검토하는 것이다(Dawson et al., 1999). 이와 같은 강도감소법을 적용하여 사면의 안정성을 평가한 여러 연구 사례들이 있다(Zienkiewicz, 1975; Griffiths et al.,

¹⁾우석대학교 토목공학과 교수
접수일: 2001년 8월 1일
심사 완료일: 2002년 6월 13일

1999; 박연준 외, 1997; 박연준 외, 1998; 이상수 외, 2001). 한계평형 해석법과 수치해석에 의한 사면의 안정해석 방법을 비교하면 한계평형해석법은 파괴면의 형상과 위치를 사용자가 가정하고 반복계산을 통하여 안전율을 구한다. 이 때 계산 방법이 비교적 간단하여 소요되는 시간이 짧은 장점이 있다. 이에 비하여 수치해석법에서는 사면에서의 파괴 형상과 위치를 미리 가정하지 않고 해석을 통하여 파괴면의 형상과 위치를 구할 수 있는 장점이 있다. 그러나 계산에 소요되는 시간이 길고, 입력되는 변수가 많으며, 요소망을 구성하는 등의 사용자 번거로움이 있다(Duncan et al., 1996).

이번 해석의 대상은 상수도 정수장 내 암석 버력 성토사면이다. 이 정수장에서는 암반을 굴착하고 콘크리트 구조물로 여러 개의 대용량 정수조를 시공하였다. 대용량의 정수조를 개착한 결과 많은 양의 암석 버력이 발생되었고 이 버력을 비탈 산지에 성토하여 부지도 조성하였다. 이 성토 사면의 높이는 약 40 m로 5 m 높이 마다 소단을 설치하였다. 성토사면의 구배는 연직높이 대 수평길이의 비가 1:1.5를 유지하고 있다. 따라서 암석 버력으로 성토한 사면이 생기고 이에 대한 역학적 안정성 검토가 필요하였다. 성토재의 대부분은 발파한 편마암 버력이다.

2. 지형 및 지질

검토 대상 지역의 지형은 얇은 구릉지로 지형 윤곽상 노년기 후반의 특징을 보인다. 주변에는 높이가 약 188 m와 161 m의 봉우리 3개를 중심으로 산계를 형성하고 있다.

지질조사보고서에 의하면 이 지역에는 흑운모 편마암이 분포하고 있고 이 지층을 충적층이 부정합으로 피복하고 있다. 지층의 분포 상태는 지표로부터 표토, 풍화토, 풍화암, 연암 순으로 이루어져 있다. 표토층은 두께 0.5-1.5 m로 실트질 모래, 모래질 실트 및 실트질 점토로 구성되어 있고 부분적으로 자갈이 포함되어 있다. 표준관입시험 결과에 따르면 10/30-32/30(회/cm) 정도로 보통조밀-조밀한 상대밀도를 나타낸다. 풍화토는 표토 하부 심도에서 두께 0.8-7.5 m로 분포하고 있다. 풍화토층은 기반암인 편마암이 완전히 풍화된 지층으로 실트질 모래로 구성되어 있다. 풍화의 정도에 따라 풍화토 지층 내에 암편이 포획되어 있기도 하고 위치에 따라 부분적으로는 표토 없이 지표면이 풍화토인 경우도 있다. 표준관입 시험결과에 의하면 25/30-50/13(회/cm)로 보통조밀-조밀한 상대밀도를 나타낸다. 풍화암층은 기반암인 편마암이 풍화된 지층으로 조직(texture)

은 신선한 모암과 같은 상태를 유지하고 있다. 풍화암층은 지표면에서 심도 약 0.7-10 m에서 확인되었고 층의 두께는 1.2-5.5 m이다. 표준관입값은 50/12(회/cm) 이하이다. 풍화암 하부에는 연암층이 있다. 연암은 풍화암보다 신선하고 높은 강도를 보이거나 절리의 발달이 심하고 절리면은 풍화된 상태로 코어의 회수율과 RQD는 각각 78%, 15%로 낮은 편이다. 연암층은 지표로부터 심도 0.7-24 m에서 확인되었다. 연암하부에는 코어 회수율과 RQD가 각각 100%, 53%인 경암층이 분포하고 있다.

지하수위는 지질조사 중에도 측정되지 않았고 정수장과 관로를 개착 시공할 때도 지하수의 유출이 거의 없었던 것으로 미루어 지하수위는 상당히 하부에 있을 것으로 추정된다.

3. 암석 버력 성토사면의 형상과 성토방법

검토 대상인 성토 사면은 정수장 부지 내 서쪽 끝 부분에 있다. 성토 사면을 중심으로 보면 동쪽은 원 지반으로 구배가 약 21°이고 구배방향은 서쪽을 향하고 있다. 따라서 성토 사면은 서쪽과 남쪽, 북쪽에 형성되었다. 남쪽과 북쪽의 사면은 원지형의 구배에 따라 사면의 높이가 변하고 있으나 서쪽의 사면은 높이가 거의 일정하다. 서쪽 사면의 하부 길이는 약 200 m이고 남쪽과 북쪽의 평면 상 하부 사면의 길이는 약 100-120 m이다. 성토 사면의 최대 높이는 약 40 m이고 사면에는 약 5 m높이 마다 배수구 설치를 위하여 폭 0.5 m의 소단이 있다. 성토 사면은 높이 1에 대해 수평거리가 1.5인 구배로 시공되었다.

부지내의 지반은 편마암이고 강도가 높기 때문에 성토재는 주로 암석 버력이다. 암석 버력의 최대 크기는 가로 세로가 약 0.5-0.8 m이고 길이는 약 1 m내외로 관찰되었다. 대부분의 성토재는 암석이나 시공 중 울퉁불퉁한 암석 버력 위로 장비가 이동하는 것이 어려운 경우 흙을 덮어 평편도를 유지한 다음 장비가 이동하도록 하였다. 따라서 성토재의 정확한 입도분포는 측정하기 어려웠다.

원 지반의 흙이 실트질-점토질 모래이고 성토재가 주로 암석 버력이므로 투수계수가 매우 클 것으로 예상되고 따라서 성토된 사면이 우수로 포화되는 현상은 없을 것이다. 성토사면 상부 부지의 우수는 원지형을 따라 흘러내릴 수 있을 것이다. 이를 고려하여 사면을 성토할 때 사면 하부 선단에는 부피가 큰 암괴로 쌓아 원지형을 따라 우수가 흐를 경우에도 성토 사면 하단이 쓸려나가는 것을 방지하였다. 암석 버력을 성토할 때 사

면에서 암괴가 노출되어 비탈 표면이 울퉁불퉁하지 않도록 비탈 표면은 토사를 덮고 충분히 다져 사면 흩이 우수에 침식되거나 흘러 내려가지 않도록 하였다.

4. 암석 버력 성토사면의 안정성 해석

4.1 성토사면 안전율의 기준 설정

사면의 안정성은 안전율(factor of safety)을 기준으로 판단하고 있다. 이 안전율은 주어진 지반의 전단강도를 활동 파괴 시 전단응력으로 나눈 값으로 정의하고 있다. 이론상으로는 이 안전율이 1 이상이면 안전하다고 간주할 수 있으나 이 보다 큰 허용안전율을 도입하고 사면 안정성의 설계와 검토의 기준으로 적용하고 있다. 이와 관련하여 건교부, 한국도로공사, 일본 토질공학회 등 국내외에서 적용되고 있는 허용안전율 F_s 는 1.1-1.5의 범위이다. 그러나 안전율 F_s 를 1.5로 설정한 경우는 구조물의 중요성이 매우 크다고 판단한 경우이다. 이번 정수장에서는 암석 버력으로 성토하여 부지를 확보하나 이 부분은 정원으로 계획되어있고 구조물이나 시설물은 없는 상태이다. 따라서 이번 연구에서는 여러 기관의 사례를 고려할 때 사면의 허용안전율 F_s 를 1.3으로 결정하는 것이 타당하고 이 기준에 따라 성토 사면의 안정성 여부를 판단하도록 하였다.

4.2 암석 버력 성토체의 강도와 물성

사면 안정성 해석을 위해서는 지반의 물리적 특성을 결정하여야 한다. 특히 암석 버력을 주 재료로 성토하는 경우에는 버력으로 구성된 성토체의 강도와 물리적 특성을 파악하여야만 사면안정성에 대한 검토가 가능하다. 한계평형해석 및 수치해석에 필요한 지반의 물리적 특성은 지반의 강도정수, 단위중량, 변형계수, 포아송 비이다. 이를 항목별로 결정한 결과는 다음과 같다.

4.2.1 강도정수

표토층과 풍화토층의 강도정수는 표준관입시험결과를 이용하여 주로 결정하나 시공 사례와 다른 기관의 결정 기준도 참고로 활용하였다. 지질조사보고서에 의하면 정수장의 경우 표토층과 풍화토층에서 35회 측정된 표준관입치를 평균한 결과는 약 20이고 이를 기준하여 표토층의 내부마찰각을 결정하였다. 일반적으로 표준관입시험치와 사질 지반의 내부 마찰각의 관계는 Dunham, Peck, Ohsaki, Meyerhof, Peck-Hanson-Thornburn 등의 제안식에서 구할 수 있다(한국지반공학회, 1997).

이와 같은 연구보고에 따르면 표토층의 N값을 약 20으로 결정한 경우 내부마찰각은 약 32-35°의 값을 갖

게 된다. 본 해석에서는 내부마찰각을 약간 낮추어 30°로 결정하였고 표토층이 통일분류법에 의하면 점토질 모래(SC) 혹은 실트질모래(SM)인 것을 고려하여 점착력을 결정하였다. 이 경우 점착력은 도로 설계 실무 편람(한국도로공사, 1996)을 참고로 하여 29 KPa로 결정하였다. 풍화암에서의 표준관입치는 50보다 크다. 내부마찰각을 구하는 Dunham, Peck, Ohsaki, Meyerhof, Peck-Hanson-Thornburn 등의 제안식에 의하면 표준관입치가 50 일 때 내부마찰각은 약 42-47°를 보인다. 이번 연구에서는 내부마찰각을 약 35°로 낮추어 결정하고 도로 설계 실무 편람(한국도로공사, 1996)를 참고로 점착력을 100 KPa로 고려하였다. 가장 하부의 연암과 경암층은 성토사면의 안정에 영향을 주지 않을 것으로 예상된다. 연암과 경암의 강도정수는 코어회수율과 RQD를 기준한 도로 설계 실무 편람(한국도로공사, 1996)을 참고로 내부 마찰각을 약 45°, 점착력을 20 KPa로 결정하였다.

성토 사면의 안정에 가장 큰 영향을 주는 것은 암석 버력의 강도 정수일 것이다. 암석 버력의 강도정수를 결정하기 위하여 외국에서 연구 보고한 내용을 참고하였다. 외국의 연구보고는 주로 석괴담(rockfill dam)사면의 안정을 검토하기 위하여 암괴의 강도정수에 대해 연구한 것이었다. 이 중 몇 가지의 연구 사례를 다음과 같이 고찰한 후 이번 연구 대상인 암석 버력 성토체의 강도정수를 결정하였다.

석괴담의 높이가 약 100 m 이상일 때 암괴의 내부마찰각을 37-45°로 결정하여 사면의 안정성을 검토한 예가 있다. 여기서 사면의 높이가 100 m보다 낮을 때는 유효응력이 작아지기 때문에 암괴의 내부마찰각은 37-45°보다 더 커지고 사면의 안정성이 더 높아지는 것으로 연구 보고되었다(Charles and Watts, 1980). 암석 버력의 강도시험의 방법을 여러 가지 제안한 예도 있지

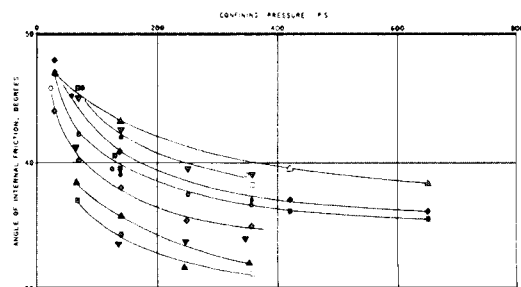


Fig. 1. Angle of internal friction for large rockfill specimens (Marachi et al., 1972).

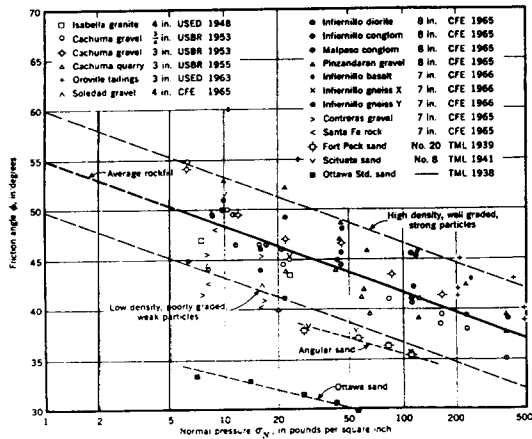


Fig. 2. Shearing strength of rockfill from large triaxial tests (Leps, 1970).

만 최대 약 90 cm 직경의 암석 버력을 포함하고 입도 분포와 구속압을 변화시키면서 전단강도 외에 변형특성을 삼축압축시험으로 연구 보고된 예도 있다. 그 결과는 Fig. 1과 같이 구속압이 증가할수록 암석 버력 집합체의 내부마찰각은 감소하는 경향을 알 수 있다. 또 입자의 크기가 커질수록 내부마찰각이 감소하는 경향도 보고되었다. 구속압을 650 psi까지 변화하면서 삼축압축시험한 결과 내부마찰각은 약 31-48°의 범위에 분포하고 있다(Marachi et al., 1972).

또 15개 현장에서 약 100회에 걸쳐 여러 종류의 암석 버력의 내부마찰각을 측정된 결과에 대해 구속압과 내부마찰각의 관계를 반 대수(log-normal) 그래프로 나타내면 직선관계인 것이 연구 보고되었고 그 결과는 다음 Fig. 2와 같다. 또 수직응력이 증가하면 내부마찰각이 감소함을 보였다(Leps, 1970).

또 강도를 측정한 예로, 최대 입자 크기 20 cm 암석 버력의 전단강도를 구속압 5-25 kg/cm²에서 삼축압축시험으로 측정된 결과 내부마찰각은 32-37°로 보고되었다. 역시 구속압이 커짐에 따라 내부마찰각은 감소하는 경향을 보였다(Marsal, 1967).

사면안정성을 해석한 사례에서 강도정수의 입력값을 보면, 높이 약 260 m의 석괴댐에서 암석 버력의 내부마찰각을 38°로 입력한 사례를 따라 유한 요소법으로 사면의 안정성을 검토한 보고도 있다(Khalid et al., 1990). 또 높이 약 230 m의 석괴댐 사면에서 시공 중계측한 결과를 유한요소법으로 계산한 변위와 일치시키기 위하여 입력한 암석 버력의 내부마찰각은 43.5°였다(Kulhawy et al., 1972).

국내에서도 외국의 연구 사례를 요약하여 수직응력

수준에 따라 전단강도가 비선형으로 변하는 것을 보고한 것이 있다. 이 보고에 의하면 기울기는 1:1.4인 국내 용담댐과 밀양댐 석괴성토체의 내부마찰각은 각각 41°, 45°였다. 용담댐은 Newmark법, 밀양댐사면은 무한사면법으로 사면의 안전율을 계산한 결과는 각각 1.22, 1.14로 보고되었다(신동훈, 2001).

이와 같은 외국사례와 국내 적용사례를 참고로 하여 이번 성토사면의 암석 버력에 대한 강도정수를 결정하였다. 정수조나 절토면은 연암이나 경암 상태로 매우 큰 점착력을 지니고 있다. 그러나 굴착함으로써 암석이 파쇄되어 버력 상태가 되었으므로 점착력은 상실되어 없어지는 것으로 가정하였다. 비록 부피가 큰 암석 버력 사이 공극에 점토질 혹은 실트질 토사가 채워져 약간의 점착력을 발현할 수 있으나 이번 검토에서는 이를 고려하지 않았다. 위의 다른 국내의 사례들에서도 보듯이 암석 버력의 점착력을 감안한 경우는 없었다.

실험에 의해 연구 보고된 여러 결과에 따르면 암석 버력의 내부마찰각은 구속압이 커질수록, 즉 성토사면의 높이가 높아질수록 감소하는 비선형특성을 보였다. 이 연구 결과는 대부분 높이가 높은 석괴댐을 위한 실험값이므로 이번 성토사면과 같이 높이가 약 40 m로 낮은 경우에는 내부마찰각이 더 클 것으로 예측된다. 외국 사례를 보면 내부마찰각의 범위는 31-48°이나 대부분은 40°보다 크다. Marachi et al.(1972)의 실험결과를 기준으로 이번 성토 사면 중 최대연직응력 약 1 MPa의 1/3에 해당하는 구속압 약 0.3 MPa일 때 추정된 내부마찰각의 범위는 약 37-48°이다. 또 Leps(1970)가 정리한 자료에서 성토사면의 수직응력 상태를 기준으로 암석 버력의 내부마찰각을 추정하면 평균은 약 43°이고 입자의 강도가 작을 때는 최소 약 38°, 입자의 강도가 클 경우에는 48°이다.

이번 검토 대상지 편마암의 경우 대부분 경암 상태로 입자의 강도가 클 것으로 예상된다. 또 국내 석괴댐 사면의 안정 검토에서는 암괴의 내부마찰각을 각각 41°, 45°로 적용한 사례가 있다. 이와 같은 사례를 중심으로 이번 성토 사면에 활용한 암석 버력의 내부마찰각은 43°로 결정하였다. 이는 이번 성토사면과 같은 응력조건에서 Leps가 정리한 실험결과와 평균값이기도 하다. 따라서 정수장 성토 사면을 구성한 암석 버력의 강도정수는 점착력은 없고 내부마찰각은 43°로 결정하여 사면의 안정성을 검토하였다.

4.2.2 변형계수와 단위중량

지반의 변형계수는 한계평형해석에서는 사용하지 않으나 수치해석법에서 필요한 입력파라미터이다. 이번

연구에서는 수치해석을 수행하였으나 성토사면의 변형이나 변위 또는 응력의 분포는 검토에서 제외하고 강도정수에 의한 사면의 안전율을 구하는 것을 주목적으로 하였다.

지질조사 보고서에 정리된 각 시추공 별 표준관입시험 결과 중 강도정수에 이용한 표준관입치를 이용하여 각 지층의 변형계수도 결정하였다. Schultz-Menzenbach (1960)의 연구 결과에 의하면 점성토 이외의 흙에서는 표준관입치와 변형계수가 비례하는 것으로 보고되고 있다. Schmertmann은 흙의 종류에 따른 변형계수를 제안하였다(한국지반공학회, 1996). 이번 연구에서는 다음 식과 같이 Yoshinaka가 제시한 변형계수와 표준관입치의 관계식 $E = 6.84N^{0.386} (Kg/cm^2)$ 을 이용하였다(기술경영사, 1998). 이 식에서는 표준관입치가 1000까지의 범위에 있는데 표준관입치가 50회를 초과하는 경우에는 30 cm을 관입하는데 필요한 횟수로 환산하여 이용하여야 한다. 이 식에 의해 표토와 풍화토의 변형계수는 약 12.9 MPa, 풍화암의 변형계수는 약 19.1 MPa, 연암의 변형계수는 31.7 MPa, 암석 버력의 변형계수는 25.4 MPa로 결정하였다.

지반의 포아송 비는 일반적인 범주에서 선택하였다. 표토층은 0.4, 풍화암층은 0.3, 연암 및 경암층은 0.25, 암석 버력층은 0.35로 결정하였다.

지반의 단위중량은 시료를 이용하여 실내 시험한 결과를 이용하였다. 풍화암이나 암석의 경우에는 시료를 채취하여 실내시험으로 측정한 단위 중량이 암반의 단위중량보다 큰 경향이 있으나 계산결과에 안전율을 더 높일 수 있으므로 실내시험 결과를 이용하도록 하였다. 표토층에서 약 20,000 N/m³, 풍화암층에서 약 24,000 N/m³, 연암층에서 약 28,000 N/m³, 암석 버력층에서 약 26,000 N/m³로 결정하였다.

위에서 결정한 지반의 물리적 특성을 요약하면 다음 Table 1과 같다.

Table 1. Input parameters for stability analysis.

구 분	Unit weight (t/m ³)	Elasticity (MPa)	Poisson's ratio	Cohesion (KPa)	Internal friction angle(°)
Top soil	2.0	12.9	0.40	29	30
Weathered rock	2.4	19.1	0.30	100	35
Soft rock	2.8	31.7	0.25	200	45
Rock debris	2.6	25.4	0.35	0.0	43

4.3 해석조건과 해석절차

4.3.1 한계평형해석 조건과 절차

검토 대상이 되는 원지형의 구배는 약 21°이다. 이 원지형 위에 암석 버력을 성토한 결과, 사면 하부에서 성토한 사면의 폭은 약 30 m이고 사면 상단부에서 사면의 폭은 약 80 m이다. 성토한 사면의 하부에 있는 원래 지형은 지표층이 토사와 풍화토이고 그 하부는 풍화암, 최하부는 연암 혹은 경암이다. 각 토층의 두께는 토사 층이 약 3 m, 풍화암 층이 약 4 m이고 그 하부는 모두 연암으로 가정하였다. 각 지층은 원지형의 굴곡에 관계없이 어느 곳에서나 일정한 두께를 유지하는 것으로 가정하였다. 따라서 경사면에서도 모든 지층이 일정한 두께로 서로 평행하게 분포하도록 하였다. 성토사면의 파괴가 예상되는 곳을 중심으로 파괴면이 해석영역 내에 있도록 대상영역을 좌우로 충분히 확보하였다.

한계평형해석은 절편법인 Bishop의 방법과 Fellenius 방법을 각각 적용하였다. 이 때 파괴면의 형상은 원호로 가정하여 계산하였다. 파괴가 일어날 가능성이 있는 원호형태를 예측하여 중심이 위치할 범위와 원호의 반지름을 지정하였다. 만약 최소 안전율에 도달하지 못하면 원호 중심의 위치를 변경하면서 안전율이 최소가 되도록 반복 계산하였다.

정수조 등을 굴착할 때 지하수가 없었던 것을 볼 때 지하수위는 매우 낮은 상태로 추정된다. 성토재가 암석 버력으로 투수계수가 클 것으로 예상된다. Penman and Charles에 의하면 암석 버력 성토 시 사면체 내에서의 투수계수는 1×10^{-5} m/sec이상으로 보고되어 있다(Charles and Watts, 1980). 강우에 의한 우수가 발생해도 암석 버력 성토사면에 지하수위가 형성되지 못하고 원 지형의 구배를 따라 물이 배수될 것으로 판단된다. 따라서 안정성 해석에서 지하수위는 고려하지 않았다.

4.3.2 수치해석 조건과 절차

수치해석의 경우에는 좌우 경계면의 위치에 따라 결과의 정밀도가 영향을 받게 된다. 따라서 사면의 하부 선단에서 경계면 까지 거리는 사면의 높이보다 크게 하였다. 수치해석용 요소망의 좌우 경계에서는 수평 방향

변위속도를 고정하였고 하단에서는 연직방향과 수평방향 변위속도를 고정하였다. 수치해석의 조건은 평면변형을 조건에서 수행하였다. 원 지형에 따라 요소망을 입력하고, 지층의 자중에 의하여 초기연직응력이 발생되고 포아송 비에 따라 초기수평응력이 발생되도록 하였다. 일단 원지형 내에서 초기응력을 생성 시킨 후 암석 버력을 성토하는 부분의 요소가 얹혀지는 것으로 하였다. 암석 버력이 원 지반에 얹혀지면서 성토체와 원 지형에 가해지는 하중이 증가한다. 이에 따라 성토사면과 원지형에 파괴영역이 발생하는지 여부를 검토하였다.

강도감소법을 적용하기 위하여 안전율 F_s 의 범위를 1-2로 추정하였다. 점착력과 내부마찰계수를 같은 안전율로 나누어 계산하되 체계적인 시행착오법이 되도록 반분법(bisectional method)과 유사하게 접근하였다. 지층의 구성이 표토층, 풍화암층, 연암층, 암석 버력 성토층이 있으므로 모든 지층에 대해 강도감소율을 동일하게 적용하였다.

5. 해석 결과의 검토

5.1 한계평형해석 결과

한계평형법으로 해석한 결과는 다음 Fig. 3, Fig. 4와 같다. Fellenius 방법과 Bishop 방법을 적용한 결과 최소 안전율 F_s 가 1.4이었다. 파괴가 발생하는 원호는 성토 사면에 마치 접선과 같이 나타나고 있다. 이 값은 설계기준 안전율 1.3보다 높기 때문에 정수장 암석 버력 성토사면은 안정된 것으로 판단된다. Fig. 4와 같이 만약에 강우 시 우수가 원 지형의 지표면에 있는 경우 원 지반의 표층과 풍화암층을 통과하여 파괴가 일어나도록 가정하고 안전율을 계산한 결과 Fellenius 방법에서는 안전율 F_s 가 1.5, Bishop 방법에서는 안전율 F_s 가

1.7로 나타났다. 이 안전율은 암석 버력 성토사면의 최소 안전율 1.4보다 큰 것을 알 수 있다.

5.2 수치해석 결과

수치해석 방법 중 하나인 유한차분법을 이용하여 성토사면의 안정성을 검토한 결과도 한계평형해석의 결과와 같이 안전율 F_s 는 약 1.4 이었다. 한계평형 해석과 달리 파괴 형상을 가정하지 않고 계산을 통하여 파괴영역을 찾아갔다. 파괴영역을 기준으로 안전율을 구하는 경우 한계평형해석 결과와 같은 정도로 안전율이 뚜렷하게 파악될 수는 없었다. 이는 입력한 강도정수의 크기에 따라 파괴영역이 서로 연결되지 않은 단속적인 상태로 나타나다가 암석 버력의 강도가 낮은 경우에 사면에서 연속된 파괴영역과 탄성영역의 경계를 보이기 때문이다. 따라서 안전율 1.5, 1.45, 1.42, 1.4, 1.3 등을 강도감소계수(strength reduction factor)로 하여 강도를 감소시키면서 해석결과를 비교하고 사면에서 소성영역이 연결되지 않은 최대감소계수를 안전율로 결정하였다. 안전율이 1.5인지를 확인하기 위해 강도를 안전율로 나누어 해석한 결과는 사면선단파괴에 가까운 사면 내 파괴가 발생하였다. 따라서 안전율이 1.5보다 작은 값일 것으로 확인하였기 때문에 안전율을 낮추어 반복 해석을 하였다.

강도감소계수가 점차 낮아지는 순서로 변화는 다음과 같다. 강도감소계수가 1.45가 되는지를 확인한 결과 강도감소계수가 1.5 일 때보다 파괴영역의 길이와 폭이 줄어들었고 사면 내 파괴를 보였다. 강도감소계수를 더 낮추어 1.42인 경우에 대해 해석한 결과 Fig. 5와 같이 파괴영역이 더 줄어든 사면 내 파괴를 보이고 있다. 강도감소계수 1.4에 대해 해석한 결과 Fig. 6과 같이 파괴영역이 극히 작아졌고 성토체 내에서 서로 연결되지

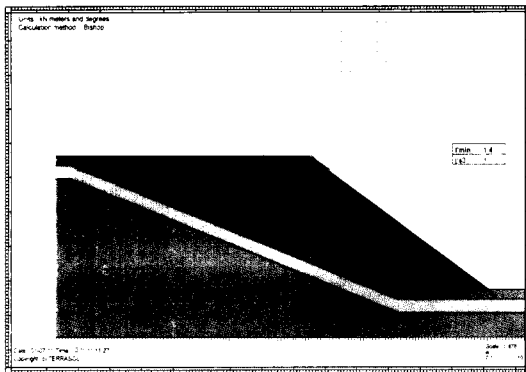


Fig. 3. Circular failure surface and factor of safety (Bishop method).

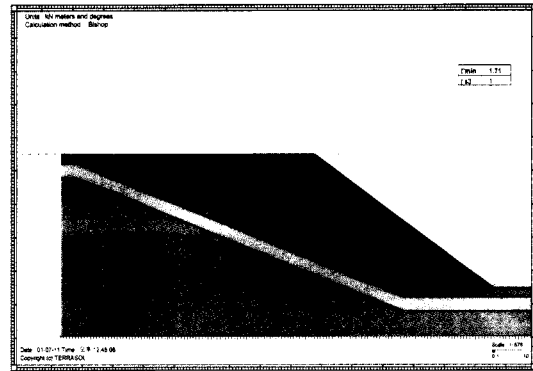


Fig. 4. Circular failure surface through top soil layer and factor of safety(Bishop method).

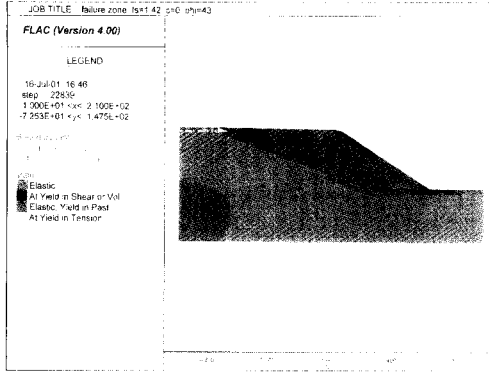


Fig. 5. Failure zone for strength reduction factor 1.42.

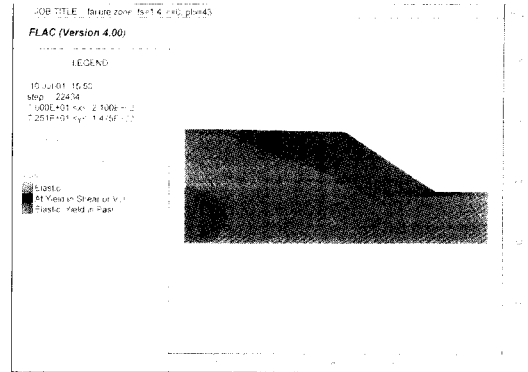


Fig. 6. Failure zone for strength reduction factor 1.40.

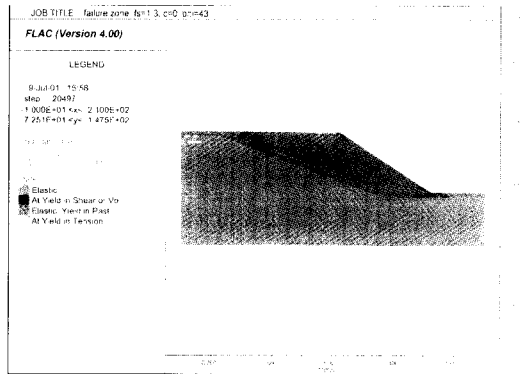


Fig. 7. Failure zone for strength reduction factor 1.30.

않은 상태이다. Fig. 7과 같이 강도감소계수를 1.3으로 더 낮추면 파괴영역은 사면 끝 상단에서 짧은 선으로 보였다. 따라서 수치해석에 의해 사면의 안전율을 확인한 결과로부터 파괴영역이 사면의 표면과 교차하여 사면 구조체와 분리된 영역을 형성하지 않은 최대 강도감소계수로 정하는 경우 안전율이 약 1.4일 때 사면 구조체와 분리된 파괴영역이 없어지므로 암석 버력 성토 사면의 안전율 F_s 는 약 1.4로 결정할 수 있었다. 비록 암석 버력 층과 각 지층의 강도를 동일한 비율로 낮추면서 계산을 하였으나 안전율이 1.3-1.5의 범위에서 파괴영역은 성토한 암석 버력 층에서만 발생하였고 원지반인 하부의 표토층이나 풍화암층에서 발생하지는 않았다.

5.3 암석 버력 성토사면의 안정성

본 연구에서 이용한 한계평형해석법과 유한차분법을 비교하면 한계평형해석에서는 사면의 안전율을 계산하

는데 시간이 많이 걸리지 않아서 효율적이었다. 또 파괴면의 형태를 원호파괴로 가정하면 사면의 안전율을 명확하게 계산하였다. 이에 비하여 유한차분법에서는 계산에 시간이 많이 걸리고 강도의 감소에 따라 파괴영역이 점차 확대되면서 파괴면이 나타난다. 따라서 유한차분법으로 정확하게 안전율을 결정하기 위해서는 한계평형해석 결과와 비교가 필요하였다.

또 다른 사례를 참고로 살펴보고 이번 계산 결과와 비교하여 검토의 타당성을 더 높이고자 하였다. 보통 암 석괴담에서 암석 버력의 내부마찰각은 40-45°가 일반적이고 이 값으로 구배가 1:1.4인 댐사면의 안정성을 계산하면 안전율이 약 1.2-1.4이었다(Leps, 1970). 영국표준규정(British Standard Code Practice 2003)에 의하면 압괴를 느슨한 상태로 성토할 때 사면의 기울기를 1:1.3으로 하면 안전한 것으로 제시되고 있다. 그러나 고속도로와 같이 차량과 사람의 왕래가 빈번한 중요한 구조물인 경우에는 유지보수의 편의를 위하여 사면의 기울기를 1:2로 유지하는 경우도 있다(Charles and Watts, 1980). 암석 버력 등을 이용하여 축조하는 록필담의 경우에도 성토사면의 기울기를 1:1.3이상이면 사면의 활동이 일어나지 않는다는 연구보고도 있다(신동훈, 2001). 따라서 이번 암석 버력 성토사면의 안정성은 이번 해석과 다른 유사 사례와 비교 검증하면 그 안전율 F_s 는 약 1.4의 안정된 상태로 판단된다.

6. 결 론

암석 버력으로 성토한 사면에 대한 역학적 안정성을 한계평형해석법과 유한차분법으로 검토하였고 이에 대한 결과는 다음과 같다.

- 1) 이번 안정성 검토를 위해 각 지층의 강도정수 중 암

석 버력 성토체의 강도정수를 구하기 위하여 외국의 암석 버력에 대한 실험자료를 참고하였다. 그 결과 암석 버력의 점착력은 없는 것으로 결정하였고 내부 마찰각은 43°로 결정하였다. 표토층과 풍화암층 등은 표준관입시험 결과에 의해 강도정수를 산정하였다.

2) 한계평형해석법 중 Fellenius와 Bishop 방법으로 암석 버력 성토 사면의 안정성을 검토한 결과 안전율 F_s 는 약 1.4의 안정된 상태로 판단되었다. 또 수치 해석 방법 중 유한차분법으로 강도감소법을 이용하여 안전율을 구한 결과 약 1.4에서 성토사면체에 파괴영역이 없는 안정된 상태를 확인하였다. 이는 한계평형 해석을 통한 안전율 1.4와 잘 일치하였다. 따라서 암석 버력으로 성토한 사면은 안전율 F_s 가 약 1.4인 역학적 안정 상태로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 우석대학교 교내 학술연구비 지원에 의하여 연구되었음.

참고문헌

1. 기술경영사, 1998, N 치와 강도정수의 관계 및 활용, 10p.
2. 박연준, Ethan M. Dawson, 1997, 편재절리모델의 유용성과 한계성, 터널과 지하공간, Vol. 7, 202-207.
3. 박연준, 유광호, 1998, 편재절리모델을 이용한 절리압반 사면의 안정성 해석, 터널과 지하공간, Vol. 8, 287-295.
4. 신동훈, 2001, 표면 차수벽형석괴담의 사면 안정성 평가 방법의 고찰, 사면안정조사 및 대책, 한국지반공학회2001 사면안정 학술 발표회논문집.
5. 이상수, 박연준, 유광호, 2001, 불연속면을 고려한 암반 사면의 안정성 해석, 2001 한국암반공학회 춘계학술발표회논문집, 177-187.
6. 한국도로공사, 1996, 도로 설계 실무 편람-토질 및 기초 76p.
7. 한국지반공학회, 1997, 지반조사결과와 해석 및 이용, 구미서관, 59-73.
8. Chares, J.A. & Watts, K.S., 1980, The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill, *Geotechnique* 30(4), 353-367.
9. Dawson, E.M., Roth, W.H. and Drescher, A. 1999, Slope stability analysis by strength reduction, *Geotechnique* 49(6), 835-840.
10. Duncan, James Michael, 1996, State of the Art: Limit equilibrium and finite element analysis of slopes, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 122(7), 577-596.
11. Griffith, D.V. and Lane, P.A. 1999, Slope stability analysis by finite element method, *Geotechnique* 49(3), 387-403.
12. Itasca consulting group. Inc., 1995, Flac: Fast lagrangian analysis of continua, Version 3.3.
13. Kulhawy Fred H. and Duncan James M., 1972, Stresses and movements in Oroville dam, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98(7), 653-664.
14. Marachi, N. Dean, Clarence K. Chan and Bolton H. Seed, 1972, Evaluation of properties of rockfill materials, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98(1), 95-114.
15. Marshal, Raul J., 1967, Large scale testing of rockfill materials, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 93(2), 27-43.
16. Smith, I. M. and Hobbs, R., 1974, Finite element analysis of centrifuged and built-up slopes, *Geotechnique* 24(4), 531-559.
17. Syed Khalid, Bharat Singh, G. C. Nayak and O. P. Jain, 1990, Nonlinear analysis of concrete face rockfill dam, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 116(5), 822-837.
18. Terrasol geotechnical consultants, 1997, Talren97: Program for the stability analysis of geotechnical structures.
19. Thomas M. Leps, 1970, Review of shearing strength of rockfill, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98(4), 1159-1170.
20. Xiong Zhang, 1999, Slope stability analysis based on the rigid finite element method, *Geotechnique* 49(5), 585-593.
21. Zienkiewicz, O.C., Humpheson, C. and Lewis, R.W. 1975, Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics, *Geotechnique* 25(4), 671-689.

김 치 환



1983년 서울대학교 공과대학 자원공학과,
공학사
1985년 서울대학교 대학원 자원공학과,
공학석사
1990년 서울대학교 대학원 자원공학과,
공학박사
Tel: 062-290-1468
E-mail: kimcheen@korea.com
현재 우석대학교 토목공학과 교수
