# 사면의 지질특성을 고려한 암반강도 결정

# Determination of realistic rock strength of slope considering geological characteristics

송원경, Song Won-Kyong
선우춘, Sunwoo Choon
박찬, Park Chan
신희순, Shin Hee-Soon

한국지질자원연구원

**SYNOPSIS** : This paper represents a case study to determine optimal rock properties and to analyse the safety of slopes excavated in faulted and severly weathered ground. The study site consists of two slopes with a length of 240m and a height of 30m in contact with a tunnel. Significant efforts have been exerted for determining the proper strength parameters such as cohesion and internal friction of rockmass by back analyses as well as laboratory and in-situ tests. Limit equilibrium analyses have also been conducted using these properties.

**Key words** : rock strength, slope stability, joints, weathering

## 1. 서론

암반 사면의 안정성을 해석할 때 가장 중요하면서 어려운 작업은 지반의 물성을 구하는 일이다. 특히 지층이 파쇄가 심하고 풍화에 약한 암석으로 구성되었을 경우에는 그것이 더욱 더 어렵다. 일반적으로 암반 사면의 경우 실험실 및 현장 시험과 불연속면 조사 그리고 기존의 경험식을 이용하여 암반의 강도 정수의 범위를 결정한다. 해석에 사용되는 입력변수는 안전성을 우선하여 이렇게 결정된 값중에서 낮은 값을 선택하는 것이 보통이므로 사면의 안정성을 확보하는데는 큰 문제가 발생하지는 않을 것이다.

그러나 법면이 노출되면서 급속히 풍화가 진행되어 본래의 암반 강도를 상실한 경우에는 사면의 거동을 지배하는 주된 요소가 불연속면보다는 암석 자체의 강도로 바뀐다. 그런데 이러한 지질조건에서 통상적인 방법으로 구한 암반 강도는 실제와 큰 차이가 있을 수 있다. 그것은 암반이 흙의 성질을 갖는 것도 아니고 그렇다고 암석의 성질을 갖는 것도 아니기 때문이다.

본 연구는 이러한 지반 조건을 갖는 지역에 굴착중인 한 사면에서 최적의 암반물성을 결정하고 이를 바탕으로 안정성 해석을 실시한 한 사례이다. 연구 대상 사면은 OO터널 출구부의 240m 구간내에 동서 양측에 위치하는 절토사면으로서 단층이 지나고 있어 파쇄가 매우 심한 지역에 위치해 있다. 실내 및 현장 시험 결과와 함께 역해석을 실시하여 최적의 암반 강도를 구하고자 노력하였으며 이를 이용하여 한계평형법에 의한 사면 안정성을 분석하였다. 본 논문은 절토 사면에서 쉽게 접할 수 있는 풍화암 환경에서 암반의 강도를 결정할 때 하나의 참고자료로 활용할 수 있을 것이다.

## 2. 지질 구조

조사 대상 사면은 OO터널 출구부의 240m 구간내에 위치하는 절토사면으로서 동서 양측에 각각 하나씩 두 사면으로 이루어져 있으며 최대 수직고는 약 30m이다(그림 1).

그림 14. 굴착중인 사면 전경

이 지역은 선캠브리아기에 형성된 편암류로 구성되어 있어 오랜 지질 시대를 거치면서 여러 차례의 습곡 및 단층 작용을 받아 매우 복잡한 지질구조를 갖고 있다. 지반 특징중의 하나는 강력한 단층 파쇄작용에 의해 고기에 형성된 습곡의 흔적들이 쉽게 발견되지 않으며 후기의 쇄성변형작용(Brittle deformation)의 산물들만이 발달되어 있다는 점이다. 이 구간은 그림 2에서 보는 바와 같이 북북동 방향의 우수향 주향이동 단층과 북북서에서 서북서 방향의 저각의 역단층 즉 스러스트가 발달하고 있어 이 지역의 암반을 심하게 파쇄시키고 있다. 이들 단층뿐만 아니라 엽리와 거의 평행한 역단층이 이 지역에서 특징적으로 발달하여 파쇄 정도를 더욱 심화시키고 있다(그림 3).

엽리들은 단층 및 절리들과 함께 불연속면을 이루어 암반 사면의 불안정을 초래하고 있다(그림 4). 엽리 경사는 대개 30에서 40도 정도로 동쪽으로 경사지고 있으며 이들 엽리면들은 북북서방향의 주향에 30~40도 북동경하는 그룹과, 북북동방향의 주향에 30~40도 남동경하는 그룹으로 나뉘어진다. 이러한 엽리, 단층 등 취약면들이 사면 경사와 유사한 방향으로 발달하고 있어 사면 안정성에 부정적인 영향을 미치고 있다.

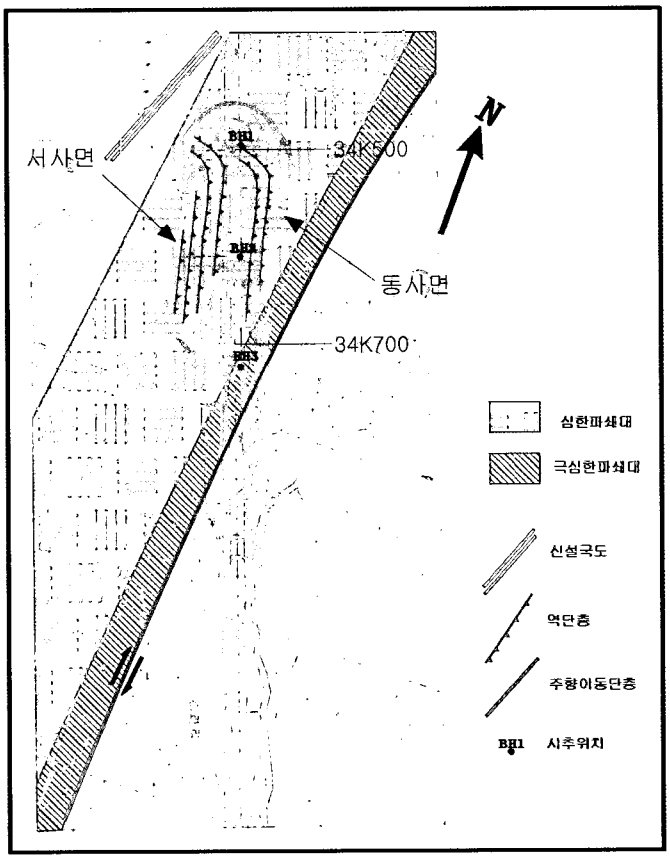



그림 15. 사면을 지나는 단층과 파쇄정도

그림 3. 사면에 발달한 역단층과 단층파쇄대

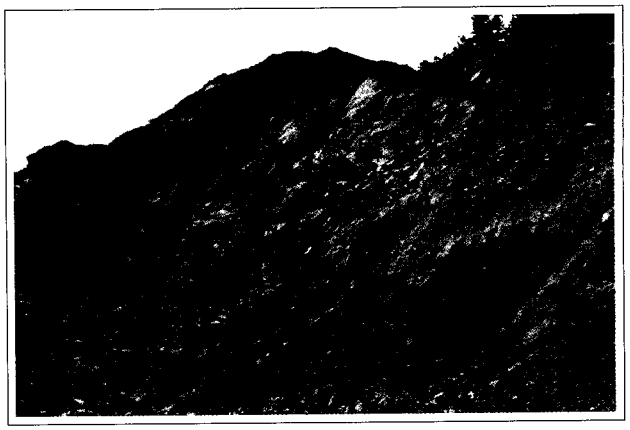
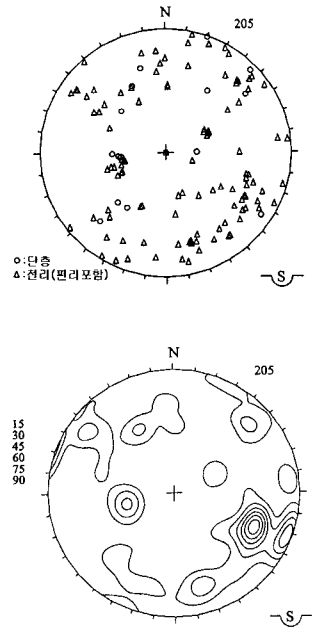
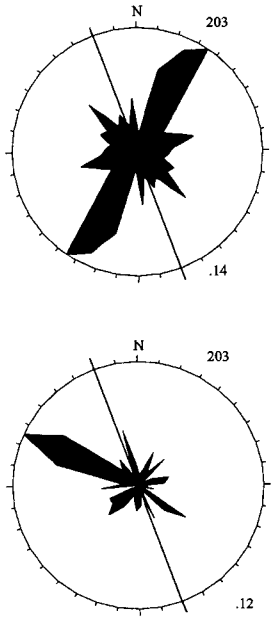
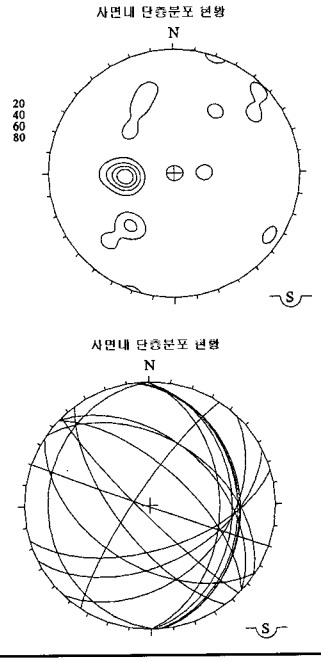


그림 4. 엽리와 절리에 의해 발달된 불연속면

## 3. 불연속면 분포

대체로 불연속면들은 주향이 사면과 사교(50~60°와 20~30°)하는 면들이 가장 두드러지게 발달하고 있으며, 사면의 안정성과 문제가 되는 평행한 불연속면들도 분포하고 있다(표 1). 첫번째 불연속면군은 경사방향/경사가 299°/57°로 북동방향의 주향에 남동쪽으로 경사지며, 두 번째 불연속면군은 292°/85°로 대략 북동 방향의 주향을 가지고 수직에 가까운 경사를 보인다. 세 번째 불연속면군은 078°/33°로서 북북서방향의 주향을 가지며 경사가 33° 정도로서 동쪽으로 경사지기 때문에 안정성면에서 사면에 가장 불리하게 작용하는 불연속면 그룹이다.

표 1. 불연속면 발달 상황

| a. 불연속면(극점) | b. 주향 및 경사방향 | c. 단층분포현황 |
|---|---|---|
|  |  |  |



| | 주요 불연속면 그룹 | | | 기타 불연속면 그룹 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | set 1 | set 2 | set 3 | set 4 | set 5 | set 6 | set 7 |
| 경사방향 | 299 | 292 | 078 | 228 | 127 | 346 | 153 |
| 경 사 | 57 | 85 | 33 | 72 | 72 | 68 | 49 |

단층작용에 의해 이 지역에는 많은 절리가 발달하고 있는데 이들 절리들은 단층대 부근에서는 그 간격이 1~5cm정도로 매우 조밀한 간격 등급을 나타내고 그 외 지역에서는 10~20cm 정도의 간격을 나타내고 있다. 불연속면의 연속성도 파쇄대 부근에서는 1m 이내로 매우 낮은 연속성을 보이지만, 단층에 의해 교란되지 않은 편리나 절리는 10m 전후로 보통에서 높은 연속성을 나타내고 있다. 불연속면의 거칠기는 평활에서 약간거침 정도를 나타내지만 단층면이나 편리를 따라 slickenside가 많이 발달하고 있어 불연속면의 전단강도면에서 상당히 불리하게 작용하고 있다.

4개 시추조사를 통하여 터널 종점부에서부터 부산방향으로 풍화암 및 보통암의 파쇄대가 최소25~50m의 심부까지 발달하고 있음을 확인하였으며, 서측사면에서 경사 시추한 NH-1공(34K+560)에서는 50m까지도 단층파쇄대가 계속되고 있음이 확인되었다.

## 4. 물성시험

물성시험은 실험실과 현장에서 실시되었다. 실험실 시험은 BH-2공의 5.8-15.5m 심도에서 채취한 암석시료에 대해서 실시되었으며 그 결과는 표 2와 같다.

표 2. 암석물성시험 결과

| 단위 무게 | 압축강도 | 점착력 | 내부마찰각 |
|---|---|---|---|
| 2870 kg/m$^3$ | 78.5 MPa | 16.7 MPa | 45.8 도 |

현장에서는 점하중강도 시험과 슈미트해머 시험을 실시하였다. 점하중강도 시험은 사면현장에서 채취한 암석편과 시추코아를 대상으로 하였다. 현장시료는 34K660 사면 부근의 세 곳에서 채취하였으며, 시추코아 시료는 BH-1부터 BH-3까지에서 채취하였다.

이들 시료에 대해 점하중 강도 시험을 한 결과는 표 3과 같다. 환산 일축압축강도는 6.9-46.2 MPa 사이의 값을 갖고 있다. 현장 시료의 평균 일축압축 강도는 15.5MPa로서 25.6MPa인 시추코아보다 낮은 값을 보이고 있다.

표 3. 점하중 강도시험 결과

| 시료번호 | 시료 종류 | Is(50) | 환산 일축압축강도(MPa) | 평균 일축압축강도(MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 현지 암석 | 0.3 | 6.9 | 15.5 |
| 2 | | 1.1 | 25.4 | |
| 3 | | 0.6 | 14.1 | |
| 4 | 시추코아 | 0.7 | 17.7 | 25.6 |
| 5 | | 1.9 | 46.2 | |
| 6 | | 0.5 | 13 | |

슈미트해머 시험은 34K660 주변의 법면에서 실시하였으며 그 결과는 표 4와 같다. 슈미트 시험의 평균값은 33으로서 환산표로부터 구한 일축 평균압축강도는 83MPa이다. 슈미트 강도는 점하중 강도시험에 의해 구한 값보다 크게 나타났는데 이는 슈미트 해머 시험을 비교적 상태가 양호한 암반에서 실시하였기 때문이다.

표 4. 슈미트해머 시험결과

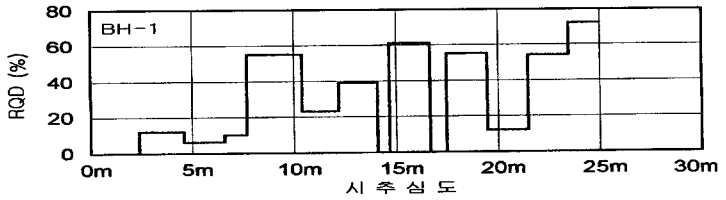
| 측점 | 슈미트 수치 | 환산 일축압축강도 (MPa) |
|---|---|---|
| 1 | 30 | 65 |
| 2 | 32 | 75 |
| 3 | 31 | 70 |
| 4 | 46 | 150 |
| 5 | 30 | 65 |
| 6 | 31 | 70 |
| 평균 | 33 | 83 |

## 5. 암반평가

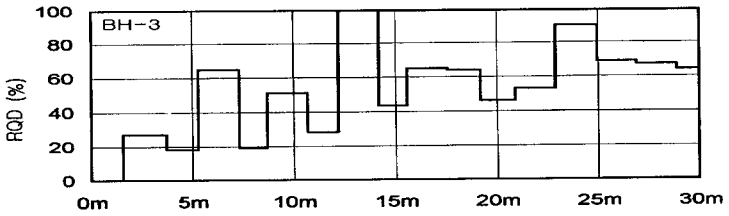
터널종점부 사면주변 지역에서의 시추자료를 토대로 위치별 RQD를 분석한 결과 표 5에서 보는 바와 같이 공별 평균값이 BH-2공의 56%를 제외하고는 13%에서 35% 사이에 있어 조사지역이 모두 불량 또는 매우 불량한 암반으로 평가된다.

표 5. 시추공별 RQD 분포

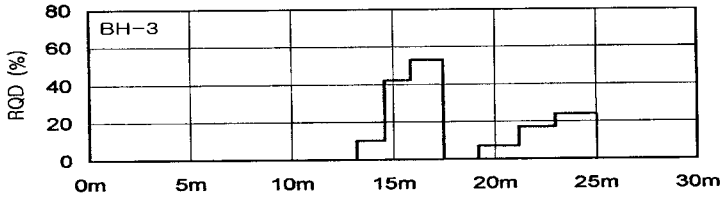
| BH-1 (34K+480) | |
|---|---|
| 최 소 값 | 0 % |
| 최 대 값 | 72 % |
| 평 균 값 | 32 % |



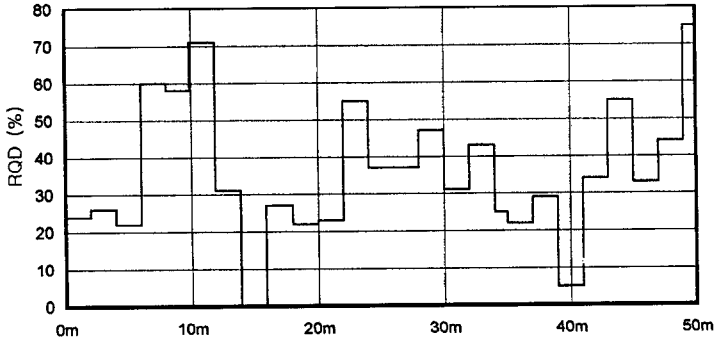

| BH-2 (34K+590) | |
|---|---|
| 최 소 값 | 18 % |
| 최 대 값 | 100 % |
| 평 균 값 | 56 % |




| BH-3 (34K+730) | |
|---|---|
| 최 소 값 | 0 % |
| 최 대 값 | 53 % |
| 평 균 값 | 13 % |




| NH-1 (34K+560) | |
|---|---|
| 최 소 값 | 0 % |
| 최 대 값 | 75 % |
| 평 균 값 | 35 % |



RMR 평가 결과 시추공 BH-1의 평균 RMR 값은 약 40이고, BH-3은 40이하로 두 시추공 모두 IV 등급으로 불량암반을 나타낸다(표 6). 반면에 시추공 BH-2는 약 49로 III 등급인 보통 암반임을 나타내고 있다.

현장에서 측정한 점하중강도와 슈미트시험 결과에 따르면 암반 강도(표 3, 4 참조)에 따르면 암석의 강도등급은 연암~풍화암의 등급을 나타낸다. 따라서 심도구간별 RMR 값 중에서 연암의 강도를 갖는 구간(표 6에서 압축강도 값이 4인 구간)만의 RMR 값을 취하여 평균 RMR 값을 구하면 32의 값을 갖는다. 실제로 사면에서의 안정성문제는 이와 같은 가장 낮은 값을 갖는 암반의 물성에 의해 크게 좌우되기 때문에 이와 같은 낮은 값으로 해석을 실시하는 것이 타당하다.

표 6. 시추공별 RMR 분포

| 시추공 | 시추심도 (m) | 압축 강도 | RQD | | 간격 | 지하수 | 불연속면 상태 | RMR 값 | 가중치 평균값 등급 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| BH-1 34K+480 | 0.7~7.7 | 4 | 4.8 | 3 | 5 | 7 | 15 | 34 | 39.8 IV, 불량 |
| | 7.7~12.2 | 7 | 42 | 8 | 8 | 7 | 12 | 42 | |
| | 12.2~14.7 | 4 | 30 | 8 | 5 | 7 | 7 | 31 | |
| | 14.7~19.5 | 7 | 48 | 8 | 8 | 7 | 17 | 47 | |
| | 19.5~25.0 | 7 | 44 | 8 | 8 | 7 | 13 | 43 | |
| BH-2 34K+590 | 1.6~5.3 | 7 | 23 | 3 | 8 | 7 | 15 | 40 | 48.7 III, 보통 |
| | 5.3~10.7 | 7 | 48 | 8 | 8 | 7 | 16 | 46 | |
| | 10.7~12.2 | 7 | 28 | 8 | 8 | 7 | 9 | 39 | |
| | 12.2~19.2 | 7 | 70 | 13 | 8 | 7 | 16 | 51 | |
| | 19.2~30.0 | 7 | 65 | 13 | 10 | 7 | 16 | 53 | |
| BH-3 34K+730 | 6.1~13.2 | 4 | 0 | 3 | 5 | 7 | 13 | 32 | 34.0 IV, 불량 |
| | 13.2~17.5 | 7 | 36 | 8 | 8 | 7 | 13 | 43 | |
| | 17.5~21.2 | 2 | 4 | 3 | 5 | 7 | 4 | 21 | |
| | 21.2~25.0 | 7 | 21 | 3 | 8 | 7 | 15 | 40 | |
| 평균 | | | | | | | | | 40.8 |

## 6. 암반 물성 결정

현지 암반이 실제 갖고 있는 역학적 물성을 구하기 위하여 아래와 같은 방법들을 동원하여 점착력과 내부마찰각을 결정하였다.

(1) Hoek-Brown 파괴조건식
(2) 경험식에 의한 방법
(3) 역해석에 의한 방법

### 6.1. Hoek-Brown 파괴조건식

Hoek and Brown(1980)은 암반 파괴시의 응력과 강도와의 관계를 이용하여 절리를 포함하는 암반

의 강도 변수를 구하는 방법을 제안하였다. 파괴 시 주응력은 다음과 같은 관계를 갖고 있다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2}$$

여기서 $\sigma_1$, $\sigma_3$, $\sigma_c$는 최대주응력, 최소주응력, 일축압축강도를 나타내며 m과 s는 암석의 물성과 관련된 상수이다. 위 식에서 m과 s는 RMR값으로부터 다음 식에 의해 구한다.

$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR-100}{14}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR-100}{6}\right)$$

위 식에서 $m_i$는 삼축압축실험으로부터 구해지며 대상사면 암반의 경우 $m_i$=12.2이다. 또한

$$q_m = \sigma_c \cdot \sqrt{s} \quad \sigma_n = \frac{2s\sigma_c}{4\sqrt{s}+m} \quad \tau = \sigma_n\sqrt{1+\frac{m}{2\sqrt{s}}}$$

이다. 이에 따라 내부찰각과 점착력은 다음 식에 의하여 구해진다.

$$\phi = 90 - \arcsin\left(\frac{2\tau}{\sqrt{s}\,\sigma_c}\right)$$

$$C = \tau - \sigma_n \tan\phi$$

윗 식으로부터 현지 암석의 점하중강도(표 3)와 RMR값(표 6)을 적용하여 점착력과 내부마찰각을 계산하면 다음 표 7과 같다.

표 7. Hoek-Brown 파괴조건식에 의해 구한 강도 정수

| 일축압축강도 | $m_i$ | RMR | 점착력 | 내부마찰각 |
|---|---|---|---|---|
| 15.5 MPa | 12.2 | 40.8 | 13.9 kPa | 59.5 도 |

### 6.2. 경험식에 의한 방법

Trueman(1988)은 RMR값으로부터 강도정수를 구하는 경험식을 다음과 같이 제안하였다. 아래 식으로부터 구한 강도정수는 표 8과 같다.

-점착력 $C = 250\ e^{0.05RMR}$(MPa)

-내부마찰각 $\phi = 0.5RMR + 5$(도)

표 8. 경험식에 의해 구한 강도정수

| RMR | 점착력 | 내부마찰각 |
|---|---|---|
| 39.7 | 1.82 MPa | 24.9 도 |

### 6.3. 역해석에 의한 방법

연구 대상지역과 유사한 지질구조를 갖고 있는 인근 사면에서 붕괴가 일어난 사실이 있다. 이 사면에서는 측구 공사 전에는 별다른 움직임이 없었으나 측구 공사중 비기 내린 직후에 하단부에서 일부 붕괴가 발생하였는데 이를 근거로 역해석을 실시하였다. 역해석을 통하여 파괴시의 안전율이 1이라는 가정 하에 암반이 가질 수 있는 강도정수의 범위를 추정하였다.

(1)해석 단면

실제 붕괴가 일어났던 서측 사면중에서 절취고가 28.5m로서 가장 높은 34K660 사면을 대표 단면으로 선정하였다.

(2)해석조건

①현장 조사결과 암반이 매우 심하게 풍화되어 토사에 가까운 거동을 보이고 있으며 또한 상당한 심도까지 풍화가 진행되었을 것으로 판단되므로 전 사면은 단일한 지층으로 구성된 것으로 간주한다.

②비가 내리기 전 원지반의 강도를 구하기 위하여 지하수 조건은 부여하지 않는다.

③점착력은 0부터 1.25ton/$m^2$까지 0.25ton/$m^2$씩, 내부마찰각은 20에서 32도까지 2도씩 증가시키면서 안전율을 계산하였다.

(3)해석결과

그림 5는 계산 결과의 한 예로서 전단강도 C=0.25ton/$m^2$, $\phi$=26°일 때의 해석 결과이다. 이 때의 안전율은 0.93으로서 붕괴조건을 충족하고 있으며 사면 하단부에 형성되는 미끄럼면은 실제 붕괴상황과 유사하게 나타나고 있다.

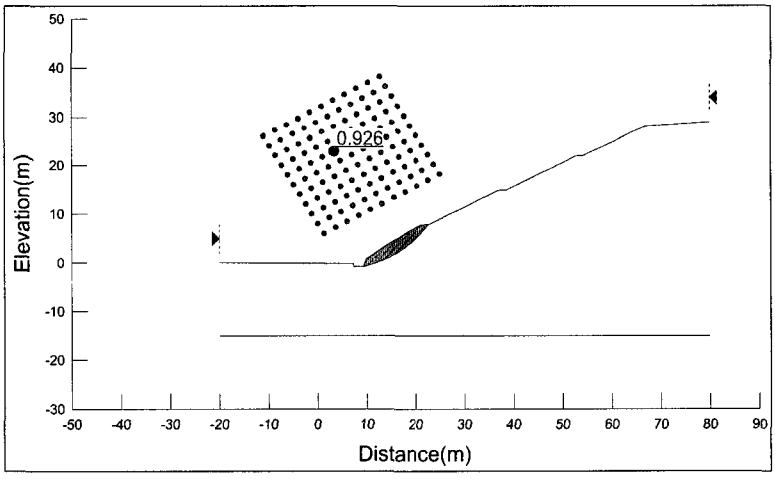



그림 5. 대표적인 안전율 계산 결과와 최소전단면

이와 같은 방법으로 점착력과 내부마찰각을 달리하면서 계산을 반복하여 강도 정수 변화에 따른 안전율 값의 변화를 구하여 도식화한 것이 그림 6이다. 실선은 안전율이 1 이상의 값을 갖게 하는 점착력과 내부마찰각 값을 연결한 선이고, 점선은 안전율이 1 미만인 경우에 해당한다. 이 곡선은 실선 이상의 강도에서는 파괴가 절대 일어나지 않으며, 반대로 점선 이하의 강도에서는 언제나 파괴가 일어난다는 것을 의미한다. 따라서 파괴시 지반 강도는 실선과 점선 사이의 어떤 값을 갖고 있다고 추정할 수 있다.

사면붕괴의 원인으로는 측구 굴착으로 인한 전단저항력 감소 또는 강우에 의한 절리면의 점착력 저하를 들 수 있다. 그런데 측구 굴착 후에도 비가 오기 전까지는 사면이 거동하지 않았다는 사실로부터 측구 굴착으로 인한 전단저항력 감소는 사면파괴의 직접적 원인으로 볼 수 없다. 따라서 강우로 인한 점착력 저하가 사면파괴의 주원인이었음을 알 수 있다.

이를 그림 6의 그래프상에서 살펴보면 점착력이 실선 이상의 어떤 값에서 강우 후 점선 부근 또는 그 아래의 어떤 값으로 떨어졌음을 의미한다. 따라서 원지반에 적용될 수 있는 점착력은 실선 이상의 값이었음을 알 수 있으며 이를 실제 지반강도 산정의 판단 기준으로 삼았다.

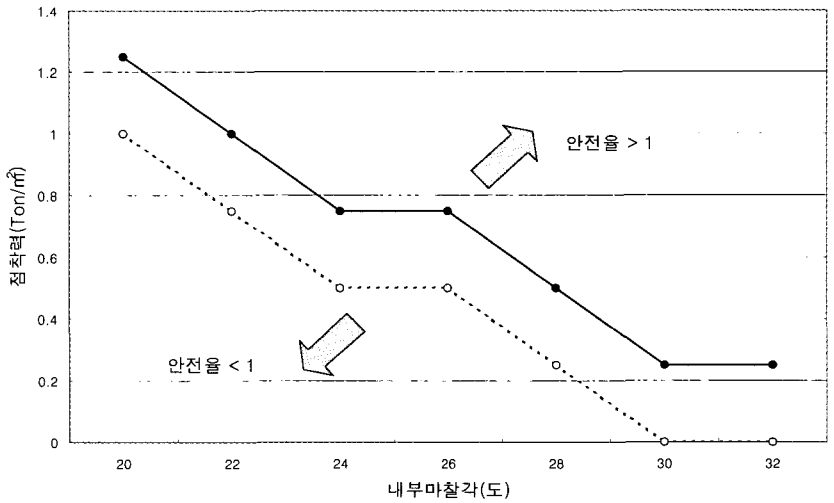



그림 6. 강도정수에 따른 안전율 변화

### 6.4. 최종 암반물성 결정

실험실 시험과 Hoek-Brown 식 그리고 경험식으로부터 현지 암반 강도로서 적용 가능한 값의 범위는 표 9와 같다. 이와 함께 역해석 결과를 바탕으로 현지 암반을 대표하는 최종적인 물성값들을 결정한다.

표 9. 암반물성 적용범위

| 변수 | 실험실시험 | Hoek-Brown | 경험식 | 적용범위 |
|---|---|---|---|---|
| 단위중량 (Ton/m$^3$) | 2.87 | - | - | 2.87 |
| 점착력 (Ton/m$^2$) | 1,670 | 1.4 | 182 | 1.4-182 |
| 내부마찰각 (도) | 45.8 | 59.5 | 24.9 | 24.9-59.5 |

*실험실 시험에서 구한 강도는 현지암반을 대표하지 못하므로 적용범위에서 제외

우선 내부마찰각은 표 9의 적용범위중 최저값인 25도로 한다. 점착력은 역해석 결과를 이용한다. 그림 6의 역해석 결과 곡선에서 내부마찰각 25도를 적용할 경우 점착력은 0.75Ton/m$^2$ 이상이어야 하므로 안정성면에서 가장 낮은 값인 0.75Ton/m$^2$로 결정한다. 이와 같이 결정된 암반의 최종 물성은 표 10과 같다.

표 10. 최종적으로 결정된 암반물성

| 단위중량(Ton/m$^3$) | 점착력(Ton/m$^2$) | 내부마찰각(도) |
|---|---|---|
| 2.87 | 0.75 | 25 |

## 7. 안정성 해석

### 7.1. 해석 조건

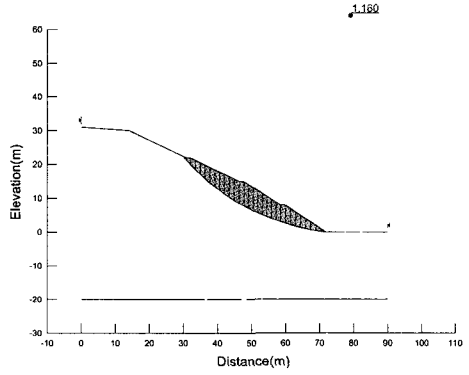
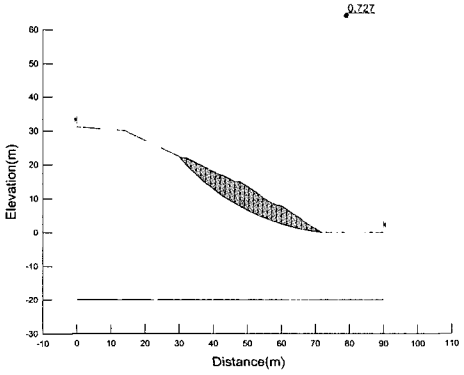
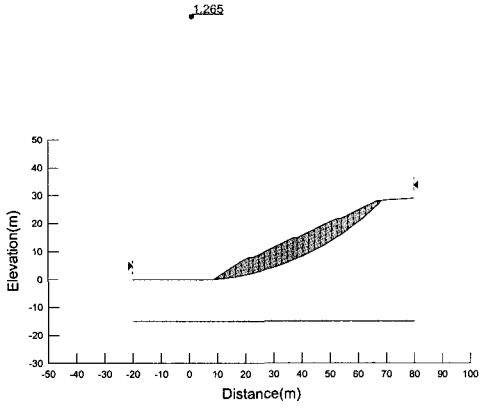
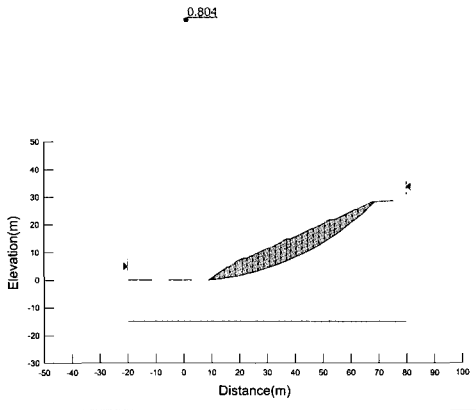
지질조사와 실내 및 현장 시험을 종합해볼 때 대상사면의 지반은 파쇄가 심하고 풍화가 급속히 진행되어 암반이라기보다는 토양과 유사한 물성과 거동을 보이는 것으로 드러났다. 따라서 본 사면의 경우 한계평형법을 적용하여 안정성 해석을 실시하였으며 사용한 프로그램은 SLOPE/W 4.0이다.

지하수 조건을 고려하기 위하여 건기와 우기로 나누어 해석하였다. 건기조건에서는 지하수압이 전혀 가해지지 않는 것으로 가정하며, 우기조건에서는 가장 최악의 경우를 부여하기 위하여 사면이 완전 침수된 것으로 가정하였다.

### 7.2. 해석 결과

한계평형 해석 결과를 정리하면 표 11과 같다. 건기시 34K520 사면과 34K660 사면의 안전율은 각각 1.16과 1.27로서 허용 안전율 기준인 1.3에 미치지는 않으나 파괴는 발생하지 않는 것으로 나타났다. 우기시 안전율은 0.73과 0.8로서 사면이 붕괴될 것으로 예측되었다. 따라서 우기시 수압에 의한 사면붕괴가 예상되므로 보강이 요구된다.

표 11. 지하수 조건에 따른 사면안정성 해석결과

| 사면 | 건기시 | 우기시 |
|---|---|---|
| 34K520 | FS = 1.16 | FS = 0.73 |
| |  |  |
| 34K660 | FS = 1.27 | FS = 0.80 |
| |  |  |

## 8. 결 론

파쇄대와 불연속면이 발달한 지질조건에서 실제에 가까운 암반 물성을 결정하는 것은 매우 어렵다. 특히 사면이 굴착되어 암반이 노출되면서 급속한 풍화가 동반될 경우에는 더욱 그러하다. 이러한 암반 조건에서는 통상적인 방법으로 물성을 추정할 경우 지반 강도의 오차로 인해 안정성 분석 시 중대한 오류가 발생할 수 있다. 따라서 올바른 물성 결정을 위해서는 사전에 정밀한 지질조사를 통하여 지층상태를 명확히 파악하고 이에 알맞는 각종 실내 및 현장 시험을 실시해야할 것이다.

본 연구에서는 지표지질조사를 통하여 단층이 사면을 통과하고 있으며 암반은 심하게 파쇄되었음을 알 수 있었다. 이에 따라 현장에서 수행한 강도 시험과 역해석을 통하여 현지 암반의 물성을 추정하였으며 이를 이용하여 한계평형법에 의한 안정성 해석을 실시하고 그 결과로부터 보강대책을 수립하였다. 이러한 일련의 해석과정은 풍화에 약한 모든 암반사면의 안정성을 분석하는데 일률적으로 적용할 수는 없으나 하나의 참고자료로 활용할 수 있을 것이다.

## 9. 참고문헌


1. Hoek, E. and Brown, E. T., 1980, Underground excavations in rock, Institution of Mining and Materials, London, pp. 527.
2. Trueman, R., 1988, An evaluation of strata support techniques in dual life gateroads, Ph.D. Thesis, University of Wales, Cardiff, 1988.