

한계평형해석과 수치해석에 의한 고속도로 절토사면의 최적설계 사례연구 (Case study on the optimal design of highway slopes by limit equilibrium and numerical analysis)

송원경¹⁾, Won-kyong Song, 한공창²⁾, Kong-Chang Han, 신회순³⁾, Hee-Soon Shin,
김기석⁴⁾, Ki-Seog Kim, 조두희⁵⁾, Doo-Hee Cho

요약(Abstract)

본 연구는 강원도 동해시와 주문진을 연결하는 동해고속도로 확장공사 구간중 제5공구 구간에 포함된 세 절토사면의 최적설계를 위하여 수행되었다. 사면설계를 위한 지반물성은 지반조사와 실험실 실험자료를 바탕으로 추정하였다. 토양의 경우에는 문헌자료를 이용하였으며, 암반의 경우에는 RMR 평가와 경험식을 이용하였다. RMR값을 기준으로 지층을 단순화시킨 후 한국도로공사에서 제안하는 경사를 적용하여 기준사면을 설계하였다. 사면 안정성 해석을 위하여 한계평형법과 수치해석법이 적용되었다. 한계평형 해석으로부터 기준사면에 대한 안전율을 계산하였으며 안정성을 판단한 후 사면경사를 조정하였다. 이러한 사면에 대하여 FLAC에 의한 수치해석을 실시하여 사면에 발생하는 소성영역의 분포와 변위거동을 분석함으로써 최종적인 사면의 안정성을 확인하였다.

This study has been carried out for the optimal design of three slopes to be excavated in the construction of Donghai highway which connects Donghai city and Jumunjin city of Kangwon-do. Geotechnical investigation and laboratory tests have been performed to characterize the mechanical properties of the site. Design parameters were determined from the archive data for soil and from RMR and empirical formulae for rock mass. Preliminary profile of the slopes were determined according to the inclination suggested by Korea Highway Cooperation after geological structures were simplified based on RMR values. Stability analysis of the preliminary slopes has been conducted by limit equilibrium and numerical method. According to the safety factor calculated by the limit equilibrium method, the inclination of unstable slopes has been adjusted. The stability of the adjusted slopes was finally ascertained by the numerical analysis with respect to the generation of plastic zones and displacement using FLAC.

주요어(Key words)

slope design, limit equilibrium analysis, numerical analysis, RMR

-
- 1) 한국자원연구소 암반·발파그룹, 선임연구원
 - 2) 한국자원연구소 암반·발파그룹, 책임연구원
 - 3) 한국자원연구소 암반·발파그룹, 책임연구원
 - 4) 주식회사 회송지오택, 대표이사
 - 5) 주식회사 대한건설터트 지반공학부, 차장

1. 서론

본 연구는 강원도 동해시에서 시작하여 강릉시를 거쳐 주문진에 이르는 동해고속도로 확장 공사 구간중 제5공구에 포함된 절토사면의 최적 설계를 위하여 수행되었다. 제5공구의 총 연장은 3,858m로서 이 구간의 지형기복 및 고속도로 예정노선을 그림 1에서 보여주고 있다. 그림에서 보는 바와 같이 이 노선 안에는 세 개의 터널과 여섯 군데의 절토사면이 예정되었다. 여섯 개의 사면 위치는 그림 1에 표시된 시추공의 위치에 해당한다. 본 연구에서는 이 중에서 그 폭과 높이가 큰 세 사면 SL1, SL2, SL3에 대한 설계사례를 다루었다. 이들 사면이 완성되었을 때 그 폭은 각각 대략 120, 100, 210m에 이르며 최대높이는 대략 40, 30, 50m에 달할 것으로 예상되었다.

대상구간의 지반은 상부 표토층과 풍화암층 그리고 하부의 기반암으로 구성되어 있다. 지반 조사와 실험실 실험자료를 바탕으로 가능한 한 현지 지반의 특성을 잘 표현할 수 있도록 설계정수를 유추하였다. 설계정수의 추정을 위하여, 토양의 경우에는 실험실 시험이 수행되지 못한 관계로 문헌자료를 이용하였으며, 암반의 경우에는 RMR 평가와 경험식을 이용하였다. RMR 값을 기준으로 지층을 단순화시킨 후 한국도로공사에서 제안하는 경사를 적용하여 기준사면을 설계하였다.

사면은 토층과 암반으로 구성되어 있으므로 안정성 해석에는 한계평형법과 수치해석법이 동원되었다. 한계평형 해석으로부터 기준사면에 대한 안전율을 계산하였으며 안정성을 판단한 후 사면경사를 조정하였다. 이러한 사면에 대하여 수치해석을 실시하여 사면에 발생하는 소성영역의 분포와 변위거동을 분석함으로써 최종적인 사면의 안정성을 확인하였다.

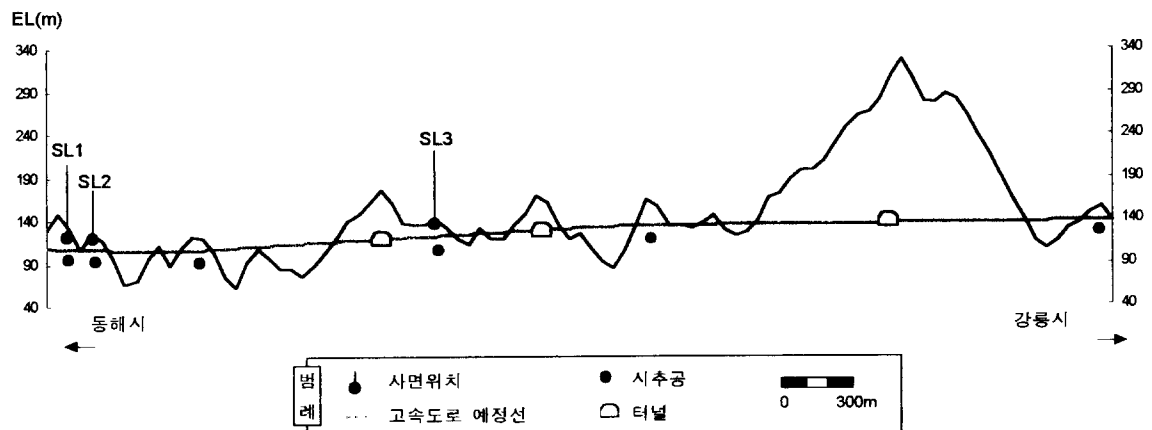


그림 1. 고속도로 노선과 사면의 위치.

2. 지층구조

SL1, SL2, SL3 사면 대상지반의 시추공에서 채취된 흙시료와 암석코아로부터 조사지역의 지층을 분류하였다. 흙의 경우에는 육안관찰과 토성시험에 의한 통일분류법을 사용하였으며 암반의 경우에는 한국기술용역협회의 지질조사 표준품셈을 따랐다. 그림 2는 지층 분류결과로

서 세 사면이 위치한 지반의 주상단면도를 보여주고 있다.

지층은 대체로 풍화토층과 풍화암층 그리고 기반암층으로 구성되어 있으며 표토층은 1.9-6m의 두께로 분포하고 있다. 풍화암의 풍화정도는 매우 심하며 입자들은 조밀한 상태이다. 특히 SL1 사면에서와 같이 기반암 내에서도 물리 화학적 풍화가 진행되고 있는 구간이 발견되고 있기도 하다.

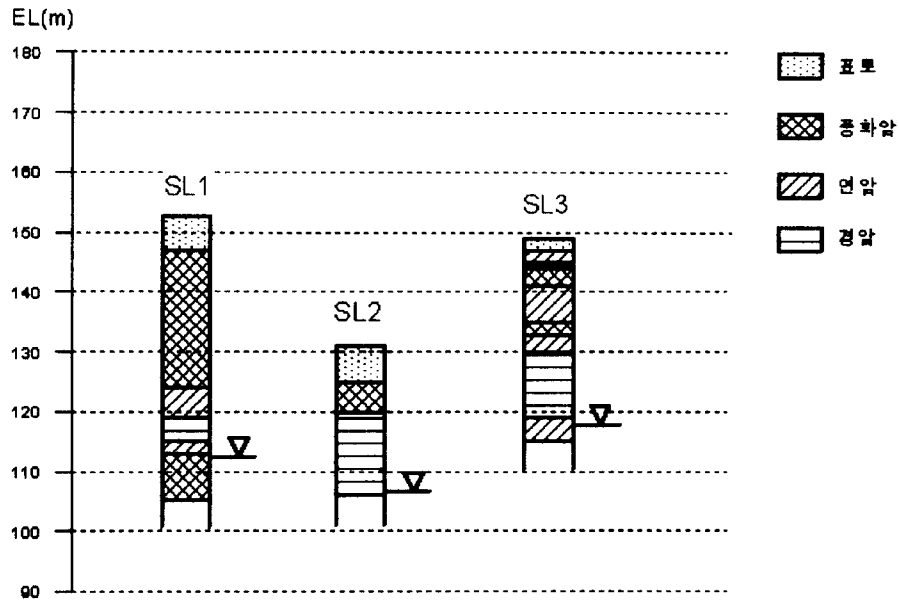


그림 2. SL1, SL2, SL3 사면의 지층 주상단면도

3. 지반정수의 추정

3.1 토양물성의 추정

사면 예정지역에서는 토질시험이 수행되지 않았기 때문에 시추공에서 얻은 표준관입시험 자료와 토양분류 자료(표 1)를 근거로 전단강도 변수인 내부마찰각과 점착력을 추정하였다.

내부마찰각의 추정에는 Hunt(1984)의 자료와 함께 Dunham(1954)이 제안한 아래 식을 이용하였다.

$$\phi = \sqrt{12N} + 15$$

Hunt에 따르면 N값이 14에서 25 사이에 있고 SM 또는 ML로 분류되는 토양에 해당하는 내부마찰각은 27-32 ton/m² 사이의 값을 갖는 것으로 규정하고 있다. 한편 Dunham식에 의하여 계산된 내부 마찰각의 범위는 28-32 ton/m²이다. 이들 추정치들로부터 토양의 내부마찰각은 안전을 고려하여 25도로 결정하였다(표 2).

점착력 추정에는 한국도로공사(1996)와 Itasca(1995)의 자료를 이용하였다. 한국도로공사의 자료에 따르면 SM과 ML에 해당하는 토양의 점착력은 0-5 ton/m² 사이의 값을 갖으며,

Itasca의 자료에 따르면 실트와 점토에 해당하는 토양의 점착력은 0.2-1.0 ton/m² 사이의 값을 갖는 것으로 나타나 있다. 현장조사에서 공사구간의 토양은 어느 정도의 점착력을 갖고 있는 것으로 확인되었으므로 문헌자료 최대값의 10%에 해당하는 0.5 ton/m²를 토양의 점착력으로 결정하였다(표 2). 이와 함께 다른 변수들에 대해 추정된 값을 표 2에 나타내었다. 여기서 영률은 Derski et al.(1989)의 자료로부터 결정되었다.

표 1. 표준관입시험 결과와 토양분류.

사면	심도(m)	토양구분	N값 (타격회수/cm)	분류기호
SL1	1.5	풍화토	14/30	SM-ML
	3.0		17/30	
	4.5		23/30	
SL2	1.5	풍화토	24/30	SM-ML
	3.0		25/30	
	4.5		50/16	
SL3	0-1.9	풍화토	-	SM-ML

표 2. N값과 토양기호로부터 추정된 토층의 물성.

사면	심도 (m)	토양분류	N값	φ (도)			C (t/m ²)			단위무게 (t/m ³)	영률 (t/m ²)
				by Hunt	by Dunham	추정	도로 공사	Itasca	추정		
SL1	0-6	SM-ML	14-23	27-32	28-32	25	0-5	0.2-1.0	0.5	2.0	200
SL2	0-5.5	SM-ML	24-25	27-32	32	25	0-5	0.2-1.0	0.5	2.0	200
SL3	0-1.9	SM-ML	-	-	-	25	0-5	0.2-1.0	0.5	2.0	200

3.2 암반물성의 추정

암반의 역학적 거동은 불연속면 즉 절리면의 특성에 따라 크게 좌우되므로 무결암에 대한 실험실 시험 결과만으로는 현지 암반의 특성을 올바르게 규정할 수 없다. 따라서 본 연구에서는 RMR(Bieniawski, 1989)에 의한 암반평가를 실시한 후 그 값으로부터 현지 암반물성을 추정하는 방법을 사용하였다.

시추코아에 대한 조사자료와 실험실에서 구한 압축강도 값으로부터 각 지층에 대한 평가를 실시하였으며 이렇게 결정된 각 항목의 점수 및 RMR 값을 표 3에 나타내었다. 압축강도항에서 부등호로 표시된 수치는 실험실 자료가 없는 경우에 해당하는데 이 때는 암반 종류에 따라 ISRM의 분류기준(이정인, 1996)에서 제시하는 강도 범위를 적용하였다. 지하수와 관련해서는 암반이 약간 젖어 있는 상태였으므로 일률적으로 10점을 부여하였다. 이렇게 평가된 암반의 RMR값은 16에서 53점 사이에 분포하고 있으며, 암반상태는 평가등급에서 볼 수 있듯이 전반적으로 불량한 것으로 나타났다.

표 3. RMR에 의한 원위치 암반의 평가.

사 면	지층 구분	심도 (m)	압축강도(kg/cm ²)		RQD(%)		지하수상태		절리간격(cm)		절리면 상태	RMR 값	평가 등급
			값	점수	값	점수	상태	점수	값	점수			
SL1	풍화암	6 - 8.3	<250	1	0	0	습윤	10	<5	5	0	16	매우불량
		8.3 - 28.7	<250	1	4	3	습윤	10	<5	5	0	19	매우불량
	연암	28.7 - 33.8	395.2	5	14	4	습윤	10	5	6	7	32	불량
	보통암	33.8 - 38	830	8	38	8	습윤	10	<10	6	7	39	불량
	연암	38 - 40.5	174.6	3	41	8	습윤	10	-	0	7	28	불량
	풍화암	40.5 - 42	<250	2	35	7	습윤	10	>5	6	7	32	불량
		42 - 43.2	<250	2	8	4	습윤	10	<5	5	5	26	불량
		43.2 - 47.5	231.1	3	13	4	습윤	10	<10	6	7	30	불량
SL2	풍화암	5.5 - 11	<250	1	0	0	습윤	10	<5	5	0	16	매우불량
	보통암	11 - 15.2	369.7	4	41	8	습윤	10	<14	7	20	49	보통
		15.2 - 20.2	<1000	8	35	7	습윤	10	<18	8	7	40	보통
		20.2 - 25	<1000	8	15	5	습윤	10	<8	6	10	39	불량
SL3	연암	1.9 - 4.1	<500	4	3	3	습윤	10	<7	6	10	33	불량
	경암	4.1 - 4.6	<2500	14	12	12	습윤	10	<20	9	7	52	보통
	풍화암	4.6 - 7.8	<250	1	3	3	습윤	10	<6	6	15	35	불량
	연암	7.8 - 9.3	395.4	4	4	4	습윤	10	<9	6	20	44	보통
		9.3 - 11.1	<500	4	4	4	습윤	10	<8	6	7	31	불량
		11.1 - 13.5	<500	4	4	4	습윤	10	<9	6	15	39	불량
	풍화암	13.5 - 15.7	<250	2	3	3	습윤	10	<5	5	-	20	매우불량
	연암	15.7 - 18.3	<500	4	3	3	습윤	10	<8	6	15	38	불량
	보통암	18.3 - 21.9	<1000	8	6	6	습윤	10	<12	8	10	42	보통
		21.9 - 25.4	775.7	8	7	7	습윤	10	<16	8	20	53	보통
		25.4 - 29.4	<1000	8	6	6	습윤	10	<13	8	8	40	보통
	연암	29.4 - 33	407.6	5	5	5	습윤	10	<9	6	5	31	불량

표 3과 같이 분류된 모든 지층을 해석 모델에 그대로 반영할 경우 입력자료의 오차와 복잡한 구조로 인해 오히려 해석 결과에 오류가 발생할 수 있으므로 안정성 해석을 위해서 지층을 단순화시켰다. 지층의 단순화는 표 3에서 RMR값이 지질학적으로 구분된 지층의 종류와 아래와 같은 관계에 있다는 점을 감안하여 지층 두께와 RMR값으로부터 이루어졌다.

- 풍화암 : 0 < RMR ≤ 20
- 연 암 : 20 < RMR ≤ 40
- 보통암 : 40 < RMR ≤ 60

즉 같은 RMR 값의 범위에 속하는 인접 지층 중에서 두께가 5m를 넘지 않는 지층들은 동일한 암반인 것으로 간주하였다. 이러한 기준에 따라 지층을 단순화시킨 결과 모든 사면들은 두 개의 암반층으로 구분되었다(표 4). 다음에 단순화된 지층에 대하여 원 지층의 심도를 고려한 평균 RMR값을 새로이 할당하였다. 이 RMR값으로부터 여러 연구자들이 발표한 경험식들을 이용하여 각 지층의 지반정수를 산정하였다. 지반정수 중 점착력 C, 내부마찰각 ϕ 그리고 영률 E를 산정하는데 사용한 경험식은 다음과 같다.

$$C = 0.5 \times RMR \text{ (ton/m}^2\text{)} \quad (\text{Bieniawski and Orr, 1976})$$

$$\phi = 0.5 \times RMR + 5 \text{ (도)} \quad (\text{Mohammad, 1997})$$

$$E = 10^{\frac{RMR-10}{40}} (10^6 \text{ ton/m}^2) \quad (\text{Hoek \& Brown, 1997})$$

위 식들을 이용하여 산정한 각 지반정수 값을 표 4에 나타내었다. 또한 표 4에는 실험실에서 구한 값도 함께 기재하였는데 이들 두 값중 어느 한 쪽이 현지 암반의 물성을 대표한다고 단정할 수 없다. 그러나 실험실에서 구한 값은 현지암반이 갖고 있는 물성보다 현저히 크다는 사실은 분명하며 비관적인 값을 적용하는 것이 안정성 면에서 유리하므로 RMR법에 의하여 산정된 값을 기준으로 지반정수를 결정하였다.

점착력은 RMR에 의해 환산된 값으로 결정하였으며, 내부마찰각의 경우에는 RMR에 의해 환산된 값이 모두 30° 이하로 매우 낮게 평가되었기 때문에 실험실값과 RMR에 의해 환산된 값의 중간값을 택하였다. 그리고 인장강도의 경우에는 추정 점착력이 실험실값의 1/100 수준에서 결정된 사실에 준해서 이 비율을 실험실에서 구한 인장강도 값에 적용하여 결정하였다. 실험실 시험값이 없는 경우에는 먼저 실험실 시험이 수행된 암반에 대해서 값을 추정하고 이를 기준으로 해당 암반의 물성치를 결정하였다.

이상과 같이 추정된 각 사면의 토층과 암반에 대한 물성을 다른 지반정수와 함께 정리하면 표 5와 같다.

표 4. 실험실 시험값과 RMR값으로부터 추정된 현지 암반물성.

사면	지층 구분	심도 (m)	RMR	C(t/m ²)			φ(도)			영률(1000 t/m ²)			인장강도(t/m ²)	
				실험실	by RMR	추정	실험실	by RMR	추정	실험실	by RMR	추정	실험실	추정
SL1	풍화암	6-28.7	19	-	9.5	9	-	14.5	25	-	168	200	-	0.7
	연암	28.7-47.5	32	1570	16.2	16	39.8	21.2	30	2492	364	400	687	7
SL2	풍화암	5.5-11	16	-	8.0	8	-	13.0	25	-	141	200	-	0.7
	보통암	11-25	42	1860	21.2	21	37.2	26.2	30	2502	648	800	785	8
SL3	연암	1.9-18.3	35	-	17.4	17	-	22.4	30	-	415	400	-	7
	보통암	18.3-33	42	1570	20.8	20	39.4	25.8	30	1481	613	800	785	8

표 5. 설계에 적용된 토양과 암반물성.

사면	지층 구분	심도 (m)	층두께 (m)	단위무게 (t/m ³)	ν	C (t/m ²)	φ (도)	영률 (10 ³ t/m ²)	인장강도 (t/m ²)
	표토	0-6	6	2	0.25	0.5	25	2	0
SL1	풍화암	6-28.7	22.7	2.6	0.2	9	25	200	0.7
	연암	28.7-47.5	18.8	2.7	0.3	16	30	400	7
	표토	0-5.5	5.5	2	0.25	0.5	25	2	0
SL2	풍화암	5.5-11	5.5	2.6	0.2	8	25	200	0.7
	보통암	11-25	14	2.7	0.17	21	30	400	8
	표토	0-1.9	1.9	2	0.25	0.5	25	2	0
SL3	연암	1.9-18.3	16.4	2.7	0.2	17	30	400	7
	보통암	18.3-33	14.7	2.7	0.21	20	30	800	8

4. 기준사면의 설계

기준사면이란 통상적인 경사를 참고하여 설계된 사면으로서 안정성 해석을 통해서 필요에 따라 경사를 조정한 후 최종 사면을 완성하기 위한 예비사면이다. 기준사면의 경사는 한국도로공사(1996)에서 제안하는 경사를 참고하여 결정하였는데 여기에는 대상구간의 지형상태, 암반상태, 사면높이, 시공성 그리고 환경적인 면이 고려되었다. 표 6은 기준사면에 적용된 경사를 보여주며 이를 한국도로공사의 기준과 비교하였다.

SL1 사면에는 한국도로공사의 기준을 그대로 적용하였으며, SL2 사면의 경우에는 풍화암층의 경사를 한국도로공사 기준보다 약간 높게 설정하였다. 여기에는 절토범위를 가능한 한 축소함으로써 시공비를 절감하고 환경파괴를 줄여야 한다는 점이 고려되었다. 반면에 SL3 사면의 경우에는 에 지반의 지층변화가 심하고 풍화가 진행되고 있는 구간도 포함되어 있는 등 전단력에 대해 취약한 구조를 갖고있기 때문에 안정성을 우선하기 위하여 연암과 보통암 구간의 경사를 기준보다 낮게 설정하였다(그림 2 참조). 그림 3은 이러한 기준경사에 따라 지반을 절토했을 때의 사면모습을 보여주고 있다.

표 6. 기준사면의 설계 경사.

사면	지층구분	심도 (m)	층두께 (m)	도로공사 제안경사	기준사면 경사	소단높이 (m)	고려사항
SL1	표토	0 - 6	6	1:1.5	1:1.5	5	
	풍화암	6 - 28.7	22.7	1:1	1:1	5	
	연암	28.7 - 47.5	18.8	1:0.8	1:0.8	10	
SL2	표토	0 - 5.5	5.5	1:1.5	1:1.5	5	공사비 환경
	풍화암	5.5 - 11	5.5	1:1	1:0.8 △	10	
	보통암	11 - 25	14	1:0.7	1:0.7	10	
SL3	표토	0 - 1.9	1.9	1:1.2	1:1.2	5	사면높이 안정성
	연암	1.9 - 18.3	16.4	1:0.8	1:1 ▽	5	
	보통암	18.3 - 33	14.7	1:0.7	1:0.8 ▽	10	

주) △ : 한국도로공사 제안경사보다 높임

▽ : 한국도로공사 제안경사보다 낮춤

사면의 안전을 기준은 사면의 용도, 하중조건, 지하수 조건 등에 따라 달리 적용된다. 검토 구간은 도로사면으로서 상부지층의 지속적인 하중이 가해지며 계절적인 강우량의 차에 의하여 지하수면의 위치가 변할 수 있다는 점을 고려하여 아래와 같은 설계기준을 설정하였다.

▷ 건 기 : $F_s \geq 1.4$

▷ 우 기 : $F_s \geq 1.1$

여기서 건기 조건이란 시추가 진행된 시점에서 측정된 수위(그림 2 참조)를 기준으로 추정된 선을 따라 지하수면이 존재하는 경우를 말하며 이는 그림 3에 나타난 바와 같다. 우기 조

건에서는 최악의 수압조건을 가정하되 표토의 일정부분은 자연배수에 의하여 침수되지 않을 것이라는 점을 고려하여 지하수면이 지표로부터 3m 하부까지 상승하는 경우로 가정하였다.

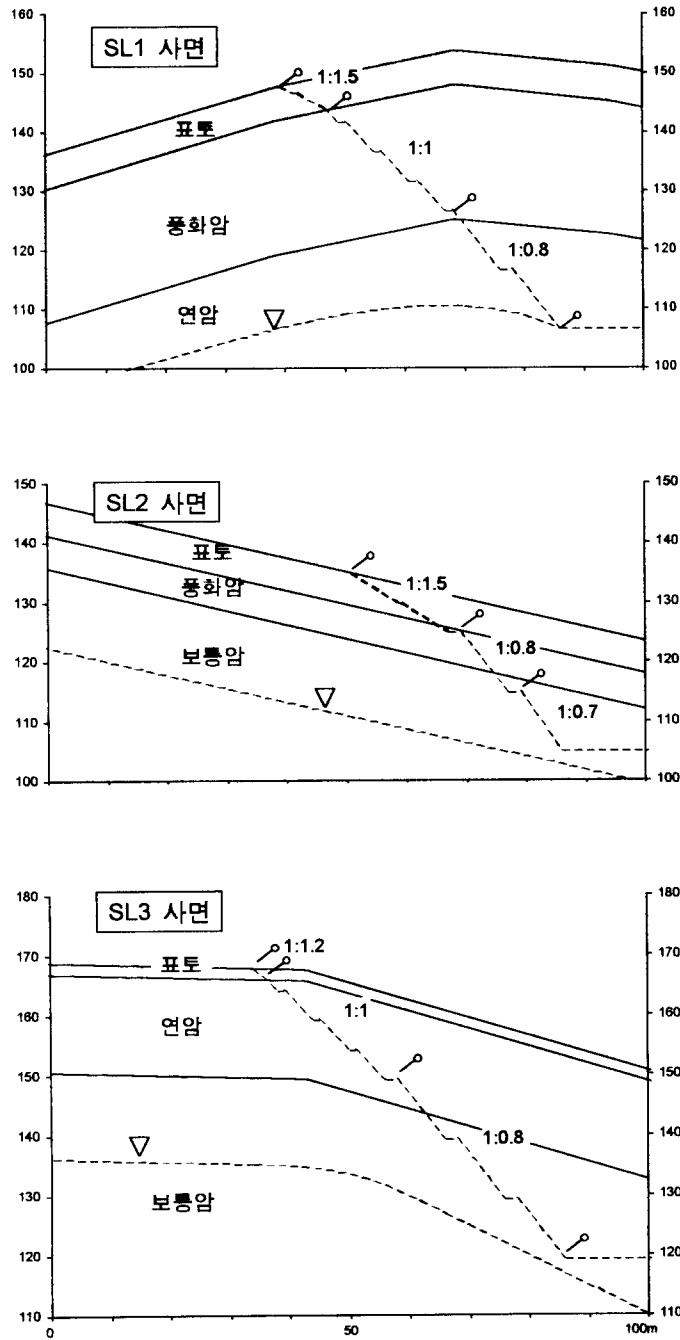


그림 3. 기준설계경사에 따라 절토했을 때의 사면모습

5. 안정성 해석

5.1 한계평형해석

한계평형 해석은 사면의 안전율을 계산하는데 목적이 있으며 여기에 사용된 프로그램은 SLOPE/W이다. 이 프로그램은 Bishop의 간편법과 Janbu의 간편법 그리고 Ordinary(Fellenius) 법에 의한 계산결과를 동시에 제공한다.

한계평형 해석에서 안전율은 원호파괴가 일어난다는 가정하에 계산되었다. 그런데 대상 사면과 같이 전단 특성이 현저히 다른 흙과 암반으로 구성된 사면에서는 계산 밀도에 따라서 토사층에 있을 수 있는 최소안전율이 간과될 수 있으므로 안전율 계산 범위는 각 사면의 지형과 지층구조에 따라 달리 설정하였다.

SL1 사면의 경우 상부 지표가 사면과 반대방향으로 경사져 있으며 예비계산 결과 표토층에 국한된 안전율이 2.4로 나타나 파괴가 일어나지 않을 것으로 예상되었으므로 계산 범위를 풍화암까지 확대시켰다. SL2 사면에서는 표토층의 두께가 상당한 비중을 차지하고 있으므로 표토층을 중심으로 풍화암까지 계산하였다. SL3 사면의 경우에는 표토층의 두께가 1.9m로 얇아서 파괴될 위험이 희박하고 파괴가 일어나더라도 영향범위가 작으므로 이를 무시하고 사면 전체에 대한 안전율을 구하였다.

건기 조건과 우기 조건에서 계산한 각 사면의 최소안전율은 표 7과 같다. 그리고 이 때의 최소전단면을 그림 4에서 6에 도시하였다. SL2 사면의 최소 안전율은 건기와 우기시에 각각 1.3, 1.0으로서 안전율 기준치인 1.4와 1.1에 미치지 못하는 것으로 계산되었다. 그러나 그 차가 0.1에 지나지 않으며 그림 4에서 볼 수 있듯이 최소전단면의 심도도 2m 이하로 그다지 깊지 않으므로 사면경사를 조정할 필요는 없을 것으로 판단되었다. 여기에는 우기시의 지하수면이 실제보다는 과장된 설정이라는 사실도 고려되었다.

반면에 SL1과 SL3 사면의 경우에는 건기와 우기시의 최소안전율이 계산 수치가 가장 낮은 Janbu의 간편법을 기준으로 할 때 각각 1.8과 1.4로 계산되었다. 이러한 값은 안전율 기준보다 훨씬 높으므로 이 사면들에 대해서는 경사를 한 단계씩 높여서 표 8과 같이 설계를 변경하였다.

표 7. 각 사면의 최소안전율.

사면	지하수 조건	안전율 기준	최소안전율			안정성
			Bishop	Janbu	Ordinary	
SL1	건기	1.4	2.0	1.8	1.9	매우안전
	우기	1.1	1.6	1.4	1.5	매우안전
SL2	건기	1.4	1.3	1.3	1.3	안전율 기준보다 낮지만 안전
	우기	1.1	1.0	1.0	1.0	안전율 기준보다 낮지만 안전
SL3	건기	1.4	2.0	1.8	1.9	매우안전
	우기	1.1	1.5	1.4	1.4	매우안전

표 8. 안전율 계산결과로부터 변경된 SL1과 SL3 사면의 경사.

사면	지층구분	심도 (m)	층두께 (m)	사면경사	
				변경전	변경후
SL1	표토	0-6	6	1 : 1.5	1 : 1.2
	풍화암	6-28.7	22.7	1 : 1	1 : 0.8
	연암	28.7-47.5	18.8	1 : 0.8	1 : 0.7
SL3	표토	0-1.9	1.9	1 : 1.2	1 : 1.2
	연암	1.9-18.3	16.4	1 : 1	1 : 0.8
	보통암	18.3-33	14.7	1 : 0.8	1 : 0.7

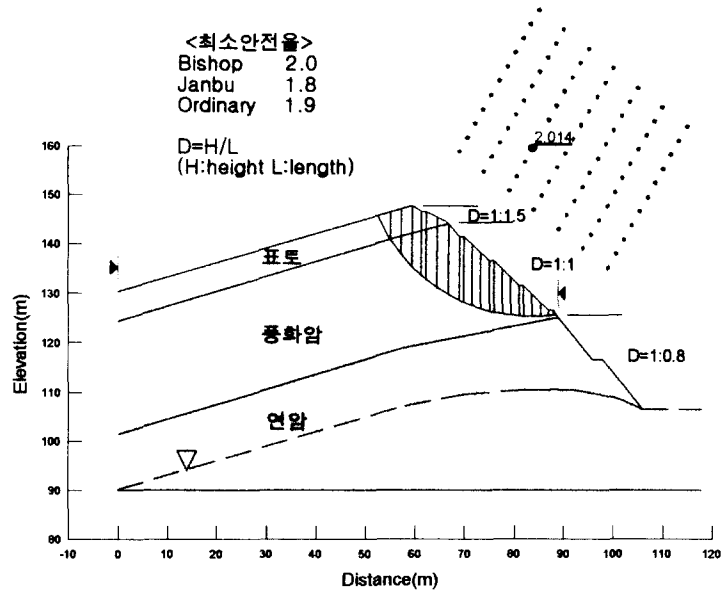
경사를 조정했을 때의 안정성을 확인하기 위하여 두 사면 SL1과 SL3에 대해서 다시 한계평형 해석을 실시하였으며 이때의 안전율 계산결과는 표 9와 같다. 이 값들은 기준사면에 대한 최소안전율(표 7 참조)에 비해서 건기와 우기의 경우 모두 0.1에서 0.2정도 감소되었다. 이러한 안전율 역시 설정 기준보다는 높으나 지반물성을 추정하는 과정에서 발생할 수 있는 오차를 감안한다면 안정성 측면에서 더 이상의 조정은 필요치 않은 것으로 판단되었다. 따라서 기준 경사를 적용한 SL2 사면(표 6)과 경사를 변경한 SL1 및 SL3 사면(표 8)을 잠정적인 최종사면으로 결정하고 이 사면들에 대하여 수치해석을 실시하였다.

표 9. 경사를 변경한 SL1, SL3 사면의 최소안전율.

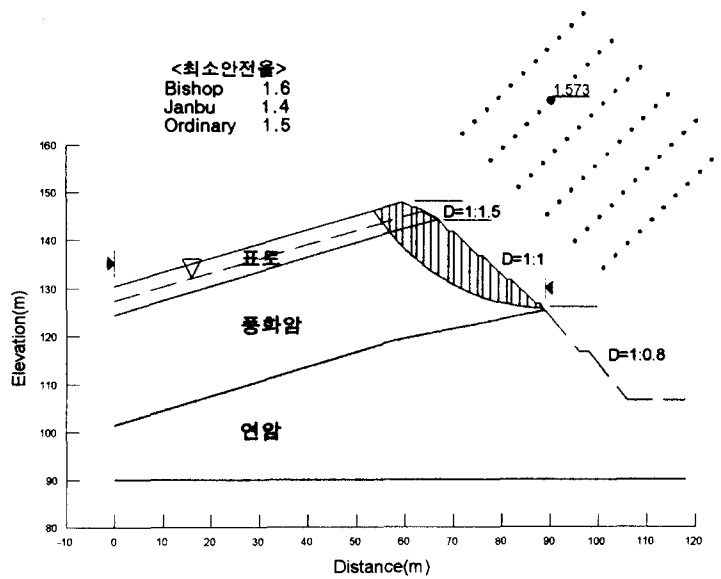
사면	지하수 조건	안전율 기준	최소안전율			안정성
			Bishop	Janbu	Ordinary	
SL1	건기	1.4	1.8	1.7	1.8	안전
	우기	1.1	1.4	1.3	1.3	안전
SL3	건기	1.4	1.8	1.8	1.8	안전
	우기	1.1	1.4	1.3	1.3	안전

5.2 수치해석

한계평형 해석에서 구한 안전율은 사면의 안정성을 정량적으로 표현할 수 있다는 장점은 있으나 계산 범위가 일부 구간에만 국한되며, 안전율 계산 시 암석의 인장강도와 탄성계수와 같은 중요한 역학적 변수가 고려되지 않는다는 결함이 있다. 또한 한계평형 해석만으로는 사면 내부에서 발생할 수 있는 국부적인 파괴현상이나 사면의 변위거동을 파악할 수가 없다. 따라서 이러한 한계평형 해석의 단점을 보완하고 사면의 전반적인 역학적 거동을 파악하여 안정성을 최종적으로 확인하기 위해서 수치해석을 실시하였으며 여기에 사용된 프로그램은 FLAC이다.

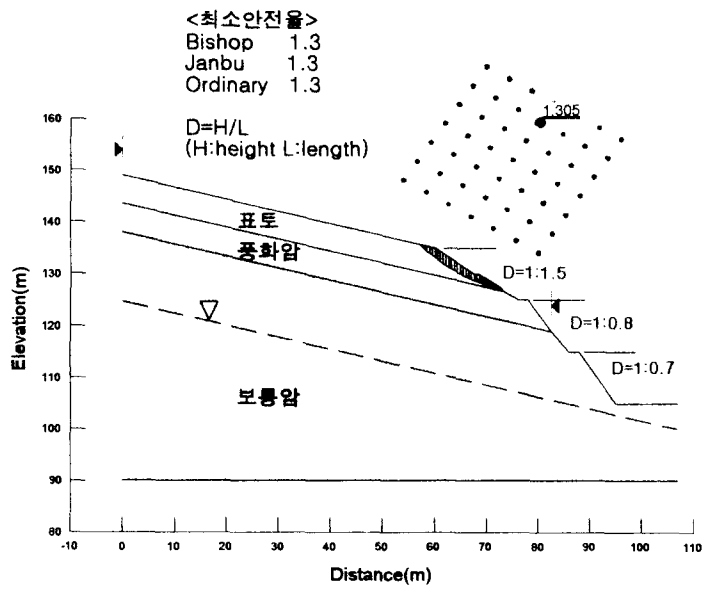


(a)건기시

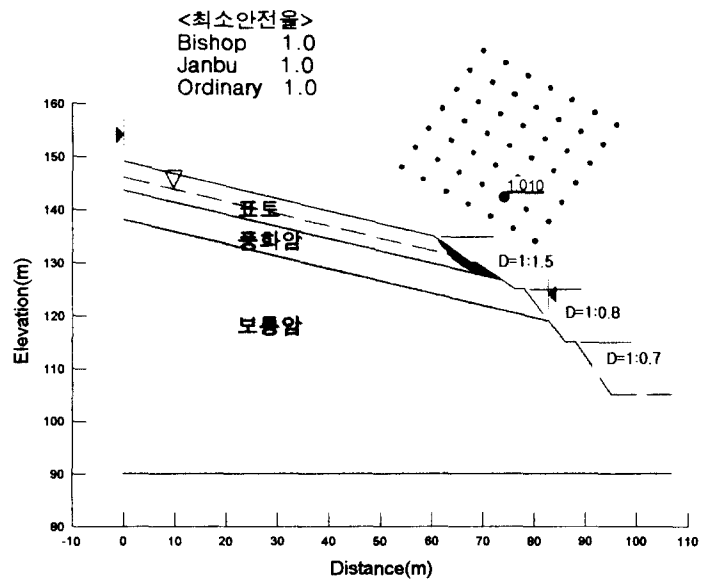


(b)우기시

그림 4. SL1 사면에 대한 한계평형 해석결과

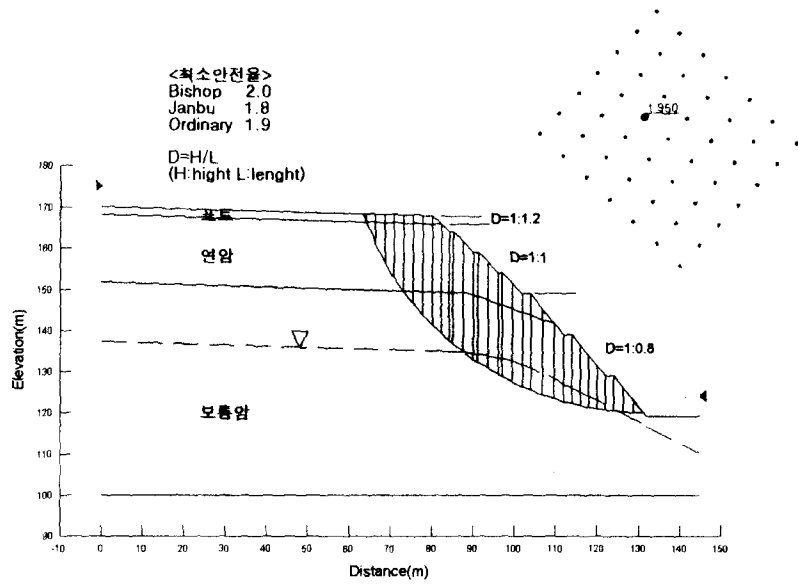


(a)건기시

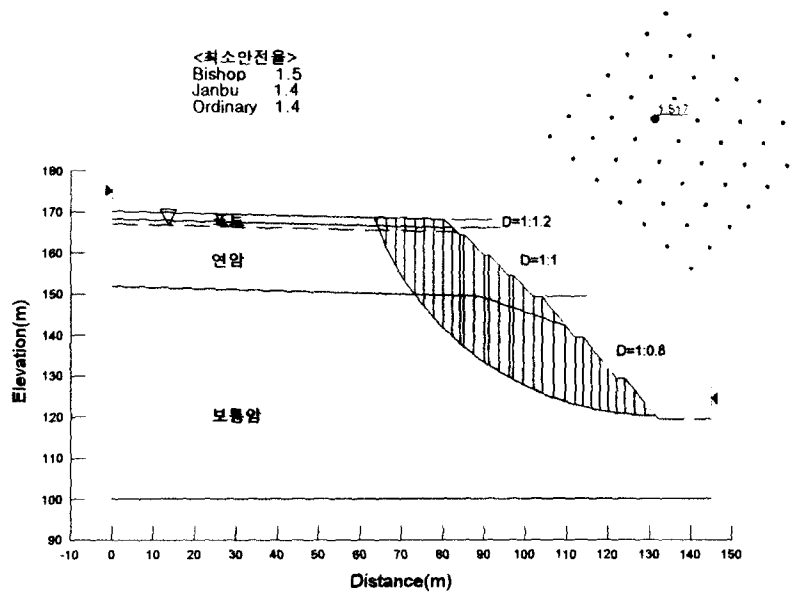


(b)우기시

그림 5. SL2 사면에 대한 한계평형 해석결과



(a)건기시



(b)우기시

그림 6. SL3 사면에 대한 한계평형 해석결과

수치해석은 각 사면들이 안정성에 있어서 가장 최악의 상태인 우기시의 조건에 해당하는 모델에 대하여 수행되었다. 모델에 적용된 입력변수의 값은 한계평형 해석에서와 같이 표 5의 자료를 이용하였다.

처리과정은 초기응력 계산단계와 거동해석 단계로 구분된다. 초기응력 계산단계에서는 절토가 이루어지기 전의 원지형으로써 모델을 구성하고, 지층 자중에 의해 발생하는 응력 변화로부터 모델 각 요소가 힘의 평형에 도달할 때까지 계산을 수행하여 초기응력 상태를 구하였다. 거동해석 단계에서는 해석모델로부터 절토구간에 해당하는 영역을 제거하고 탄소성 조건을 부여한 후 다시 계산을 수행하면서 사면의 역학적 거동과 변형거동을 살펴보았다.

그림 7부터 9는 수치해석 결과로서 SL1, SL2 및 SL3 사면 내부에 발생한 소성파괴 영역을 보여주고 있다. SL1 사면의 경우 풍화암과 연암층에서는 소성파괴대가 발생하지 않으나 표토층에서 전단파괴가 일어나는 것으로 나타났다(그림 7.a). 이는 한계평형 해석에서 표토층이 안전할 것으로 판단한 사실과 배치한다. 그러나 그림 7.b와 같이 지하수위가 2m 정도 낮아진 상태에서 얻은 해석결과에서는 이러한 전단파괴 영역이 사라졌음을 알 수 있다. 이것은 표토층의 불안정성이 지하수의 수압에 기인한 현상이라는 사실을 보여주고 있다. 따라서 SL1 사면의 안정성을 확보하기 위해서는 배수시설을 철저히 하여 배수가 원활하게 이루어지게 함으로써 지하수위가 표토층까지 도달하는 것을 방지해야 할 것이다.

SL2사면의 경우에는 사면의 어느 부분에서도 소성파괴 영역이 발생하지 않았다(그림 8). SL3 사면에서는 사면 하단에 국부적으로 소성대가 발생하고 있는 것으로 나타났지만, 그 영역이 사면을 따라 길게 연장되지 않고 단지 일부 구간에서만 발생하는 것에 지나지 않기 때문에 이것은 사면 전체의 안정성에는 그다지 큰 영향을 주지 않는다(그림 9). 다만 지하수면의 상승이 장기간 지속될 경우 이 소성영역이 발전되어 전 사면에 영향을 미칠 수 있으므로 신속한 배수가 이루어지도록 배수시설에 만전을 기하여야 할 것이다.

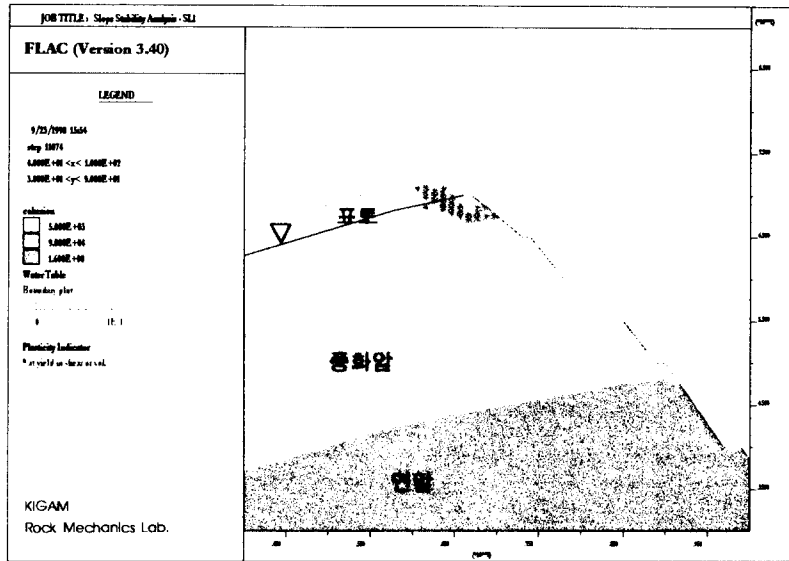
한편 절토후 사면과 도로예정면에서 발생하는 변위를 예측하기 위하여 몇 개의 관측점을 정하여 수평 및 수직 방향의 변위를 추적하였다. 그림 10은 그 대표적인 곡선으로서 SL2 사면에 대한 결과이다. 관측지점은 그림 8에 표시된 바와 같이 사면에서 세군데, 도로의 중심에 위치한 한 군데를 선정하였다. 그림 10에서 절토면과 도로면은 수직 및 수평방향으로 모두 3mm 이내의 변위를 일으킨 후 일정한 값에 수렴하는 것을 볼 수 있다. 최대 변위는 사면 상단의 표토층에서 발생하며(곡선 a), 그 외의 부분에서는 1mm 이내의 미세한 변위(곡선 b, c, d)만을 일으키는 것으로 나타났다. 따라서 대상 사면에서 변형에 대한 안정성은 우려할 필요가 없음을 알 수 있다. 이러한 경향은 다른 사면들에 대해서도 동일하였다.

6. 결론

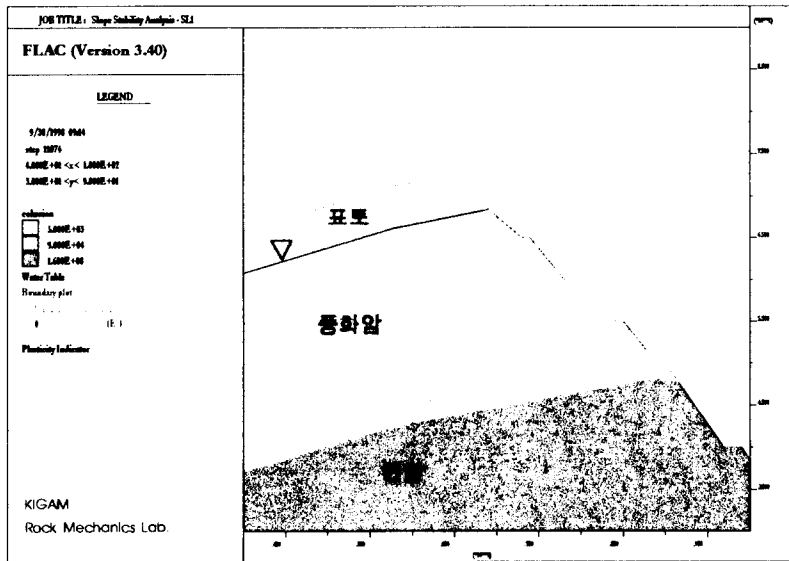
본 연구는 강원도 동해시와 주문진을 연결하는 동해고속도로 확장공사 구간중 제5공구 구간에 포함된 세 절토사면의 최적설계를 위하여 수행되었다. 사면설계 과정의 주요 작업내용 및 연구결과는 다음과 같다.

(1) 시추공에서 채취된 흙시료와 암석코어를 조사한 결과 대상구간의 지층은 풍화토층과 풍화암층 그리고 기반암층으로 구성되어 있으며 표토층의 두께는 1.9-6m이다.

(2) 토양물성은 N값으로부터, 암반물성은 RMR값에 의하여 추정하였다. 암반의 RMR값은 16-53점 사이로 평가되어 대체로 불량한 것으로 나타났다.



(a)우기시



(b)지하수면이 낮아졌을 경우

그림 7. SL1 사면에서 지하수 조건에 따른 소성영역의 변화

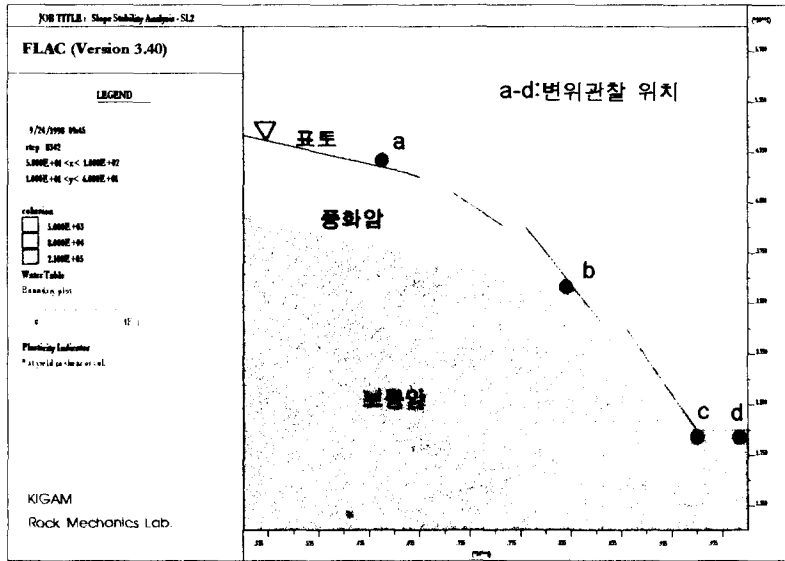


그림 8. 우기시 SL2 사면에 발생하는 소성영역

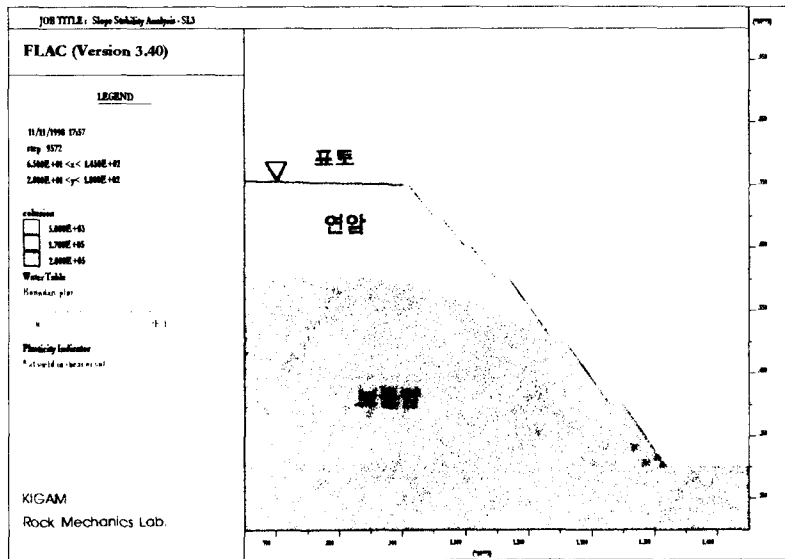


그림 9. 우기시 SL3 사면에 발생하는 소성영역

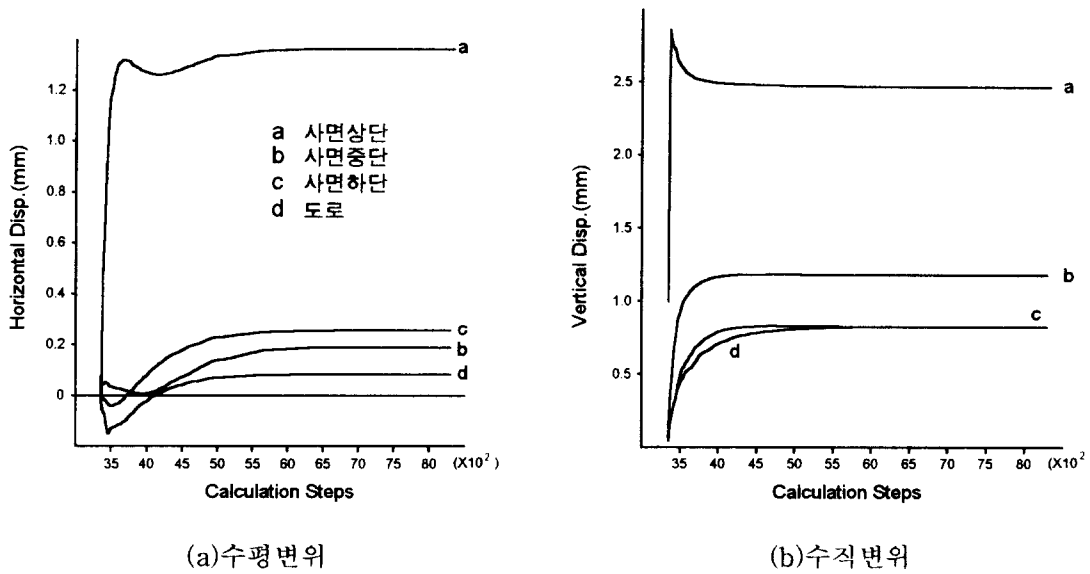


그림 10. 수치해석으로부터 구한 SL2 사면의 변위.

(3)안정성 해석을 위하여 RMR값을 바탕으로 지층을 단순화시킨 결과 각 사면의 암반을 두 개의 지층으로 구분할 수 있었다.

(4)한계평형 해석을 통하여 사면의 최적경사를 얻음으로써 시공비 절감과 환경파괴를 줄일 수 있었다.

(5)설계된 사면들에 대한 수치해석을 실시함으로써 사면의 전반적인 안정성 분석과 함께 변위거동을 파악할 수 있었다.

본 연구를 통해서 최적 설계된 사면의 내용을 정리하면 표 10과 같다.

표 10. 최적 설계사면의 내용.

사면	지층구분	심도(m)	층두께(m)	사면경사	소단높이	주의 시설
SL1	표토	0 - 6	6	1 : 1.2	5m	배수시설
	풍화암	6 - 28.7	22.7	1 : 0.8	5m	
	연암	28.7 - 47.5	18.8	1 : 0.7	10m	
SL2	표토	0 - 5.5	5.5	1 : 1.5	5m	배수시설
	풍화암	5.5 - 11	5.5	1 : 0.8	10m	
	보통암	11 - 25	14	1 : 0.7	10m	
SL3	표토	0 - 1.9	1.9	1 : 1.2	5m	배수시설
	연암	1.9 - 18.3	16.4	1 : 0.8	5m	
	보통암	18.3 - 33	14.7	1 : 0.7	10m	

참고문헌

1. 이정인, 조태진, 이연규, 1997, 암석역학을 이용한 터널설계, 구미서관, 124p.
2. 한국도로공사, 1996, 도로설계 실무편람: 토질 및 기초, pp. 23-78.
3. Bieniawski Z.T., 1989, Engineering rock mass classifications, John Wiley & Sons, pp. 63-64.
4. Bieniawski, Z.T. and Orr, C.M., 1976, Rapid site appraisal for dam foundations by the geomechanics classification, Proc. 12th Cong. Large Dams, ICOLD, Mexico City, pp. 483-501.
5. Derski, W., Izbicki, R., Kisel, I. and Mroz, Z(1989), Rock and soil mechanics, Elsevier, p. 151.
6. Dunham, J.W., 1954, Pile foundations for buildings, Proc. of the ASCE, J. SMF Div., Vol. 80, SM. 1, pp. 1-21.
7. Hoek, E. and Brown, E.T., 1997, Practical estimates of rock mass, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 34, NO. 8, pp. 1165-1186.
8. Hunt, R.E., 1984, Geotechnical engineering investigation manual, McGraw-Hill Book Company, 198p.
9. Itasca, 1995, FLAC manual, Vol. 1, 6-71p.
10. Mohammad, N., Reddish, D.J. and Stace, L.R., 1997, The relation between in-situ and laboratory rock properties used in numerical modelling, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 34, No. 2, pp. 289-297.