

절토사면의 안정해석과 보강방법

The Reinforcement Method and Stability Analysis of Cut Slopes

지 인 택* · 이 달 원**
Ji, In Taeg · Lee, Dal Won

Summary

The aim of this study was to analyze the slope stability relating to the failure of cut slopes and the characteristics of stress-strain relations obtained by limit equilibrium method, finite element method, and stereographic projection method for the reinforced cut slopes.

The following conclusions were made :

1. To use stereographic projection method led to little possibility to take the toppling and wedge failure while to use the other methods led to the failure. It was recommended to reduce the slope inclination from 1 : 1 to 1 : 1.5~1 : 1.8 and adopt coir mesh method to protect the slope surface.

2. The position with the horizontal displacement after final excavation moved to the excavation base. The maximum shear strain values concentrated at the excavation base indicated the possibility to induce the local failure.

3. It was recommended that the slope inclination for blast rock with the slope height larger than 10m was 1 : 0.5, 1 : 1, and 1 : 1~1 : 1.5 for hard rocks, soft and ordinary rocks, and ripping and soils, respectively.

4. Berm width criteria for blast rock with the slope height larger than 10m were recommended as follow : 2~3m per 20m slope height for hard rocks, 1~2m per 10m slope height for soft and ordinary rocks, 1~1.5m per 5m slope height for ripping and soils.

* 경동기술공사

** 한국토지공사 토지연구원

키워드 : 한계평형법, 유한요소법, 평사투영법, 절토사면, 보강공법, 전단응력-변형, 전도파괴, 썩기파괴, 연암, 경암

I. 서 론

최근 국토개발사업의 확장에 따라 건설사업의 규모가 대형화 되어 절토사면도 거대해짐에 따라 이들에 대한 안정검토가 중요한 연구과제로 대두되고 있다.

특히 대규모의 암반절취사면에서 발생하는 붕괴에 대한 안정성 검토는 건설공사에 있어서 토목지질학적으로 매우 중요한 의미를 가진다.

토목공사에서 암반을 절취할때 토층과 암반의 특성 및 그 지역의 불연속면의 발달상태를 고려함이 없이 지반강도만을 고려하여 일률적으로 사면의 경사를 선정하는 경향이 있기 때문에 사면의 붕괴로 인한 인명과 재산피해 뿐만 아니라 경제적으로 막대한 손실을 초래하는 경우가 있다.^{19,22,26,33)} 따라서 조사방법, 설계 및 시공과정에서 발생하는 문제점과 그의 대책에 대하여 분석하고 쾌적한 주거환경적 측면을 고려함과 동시에 보강대책도 연구, 개발하여 암반사면의 붕괴에 대한 위험가능성을 예측하므로써 이를 미리 방지할 수 있는 장기적인 안정검토가 수행되어야 할 것이다.

따라서 본 연구는 대규모의 절취사면에서 발생하는 절토사면의 붕괴에 대한 안정성을 분석하고, 불안정한 절토사면을 보강하였을 경우의 응력-변형특성을 한계평형법과 유한요소법 및 평사투영법으로 해석하여 합리적인 절토사면의 경사와 보강방법을 제시하고, 절토사면의 설계기준을 수립하여 토목지질학적인 문제점을 해결하기 위한 기초자료를 제공하고자 한다.

II. 현장조사 및 분석방법

연구대상지역의 현황을 분석하기 위하여 지형도(1:25,000)에 의한 지형분석, 지질도(1:50,000)에 의한 지질상태를 분석하였고,

현장조사는 붕괴가능성이 있는 암반을 중점대상으로 정밀현장조사를 수행하였다. 또한 절리의 주향과 경사측정, 지하수의 유동, 파쇄대 관측, 절리의 길이, 간격, 틈새, 암괴의 크기등을 측정하였다.

절취사면의 공학적성질과 암반의 분포상태를 파악하기 위하여 시추지질조사, 일축압축시험, 직접전단시험 등을 실시하였고, 암반사면을 절취할때 안정성의 분석방법은 평사투영법과¹⁶⁾ 한계평형법^{17,29)} 및 유한요소법^{9,10,12)} 등을 통하여 해석하였다.

III. 결과 및 고찰

1. 지형 및 지질

연구대상 지역은 옥천지역이며, 지형은 서쪽에 위치한 지역(표고 407.3m)에서 동쪽으로 뺀은 능선부가 급사면을 이루며 동쪽은 안마상의 지형특성을 나타내고 있으며, 국도 4호선이 이 지역을 남북방향으로 통과하고 있다. 본 지역은 안마상의 고개 정상부에 위치하여 분수령을 이루고 있고 동쪽에는 금강이 사행하면서 북류하여 대청호에 유입되고 있다.

이지역의 주변지질은 시대미상의 천매암(Phylite)을 주라기의 옥천 화강암이 관입하였고, 옥천화강암을 백악기의 흑운모 화강암이 관입하였으며, 이를 다시 제4기의 충적층이 피복하였다.²⁵⁾ 조사지역의 지질은 시대미상의 옥천 누층군의 문주리층에 해당되는 천매암이며, 회색~녹회색, 홍회색을 띠고 있다. 그리고 지층구성 상태는 상부로부터 풍화암, 연암순이며 풍화암은 매우 높은 풍화정도(HW)를 보이고 있으며, 연암은 엽리면을 따라 박리성과 균열이 발달하여 부분적으로 파쇄대를 이루고 있어 매우 불안정한 상태이다.

조사지역은 Fig. 1과 같이 도로확장공사구간의(L=220m) 대절토사면(최대 절토고: 70m) 암반사면에 인장균열과 소규모 붕괴가

Table-1. Investigation result of discontinuity

No.	Sta. No.	Orientation (Strike/dip)	Persistence	Spacing	Appertus	Appearance	Slope
1	STA.6+830 -Berm 2	N70W/86NE	5m	20cm	1-2mm	Block	N40W/54NE
	-Berm 3	N63W/70NE	5m	10cm	1-2mm	Block	N30W/50NE
3	STA.6+840 -Berm 3	N70W/68NE	6m	30cm	1mm	Block	N30W/50NE
	-Berm 5		—	—	—	Clay filling	
5	STA.6+860 -Berm 2	N60W/76SW	5m	20cm	1-2mm	Block	N30W/50NE
6	STA.6+870 -Berm 4	N20W/76NE	5m	30cm	3mm	Block	N30W/50NE
7	STA.6+880 -Berm 3	N56W/88NE	4m	30cm	1-2mm	Block	N30W/50NE
8	STA.6+885 -Berm 3	N8E/82SE	4m	20cm	1-2mm	Block	N30W/45NE
9	STA.6+905 -Berm 1	N4W/75NE	20m	20cm	1mm	Fracture zone	N30W/45NE
10	STA.6+900 -Berm 3	N54E/52SE	5m	20cm	1-2mm	Block	N30W/38NE
	-Berm 4	N4W/75NE	4m	20m	1-2mm	Block	
12	STA.6+930 -Berm 2	N6W/78NE	4m	30cm	1-2mm	Block	N26W/50NE
13	STA.6+760 -6+780					Small failure	
	-Berm 1						

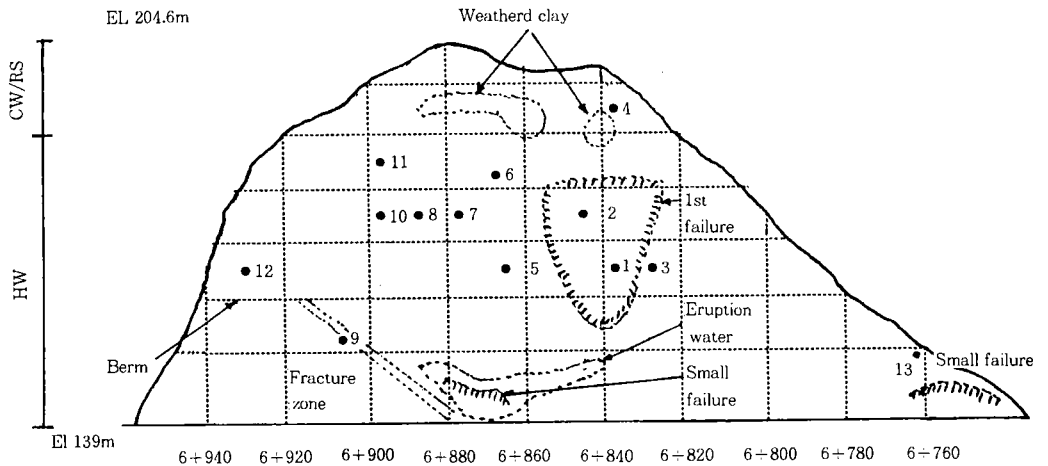


Fig. 1. Front view of investigation slope

발생되어 점점 확대 진전되고 있는 지역이다.

위험사면에 대한 불연속면의 현장조사결과
는 Table-1과 같다.

2. 한계평형법에 의한 안정해석

이지역의 절토사면은 대부분이 풍화암이고, 풍화도가 매우 높은 지반이 지표면 하부에 깊게 위치하여 풍화된 면을 따라 원호 또는 타원형의 붕괴가 예상되므로 1차적인 해석방법으로 일반토사 및 풍화암 지반에 많이 이용되는 한계평형법으로 해석하였고,^{2,3,20)} Program은 국내에서 많이 사용되고 있는 PCSTABL-5M을 이용하였다.

절토사면의 안정성은 강우지속기간이 길 경우, 포화단위중량의 증가와 공극수압의 증가로 인하여 사면의 활동력이 증가하고 전단강도가 저하하기 때문에^{18,34,35,36)} 가장 불안정한 상태가 되므로 잔류강도(Residual strength)를 사용하였으며, 강우로 인하여 지반이 포화되었을때의 조건으로 해석하였다. 붕괴원인 분석을 위하여 수치해석에 사용된 시공단면과 적용된 파라미터는 Fig. 2 및 Table-2와 같다.

시공된 단면에 대한 사면의 안정성을 해석한 결과, 허용안전율을 1.3으로 하였을 경우 STA.6+760지점은 0.748로, STA.6+880은 0.911로 불안정한 상태이며, 현재의 사면상태로도 강우에 의하여 지하수위가 상승할때는

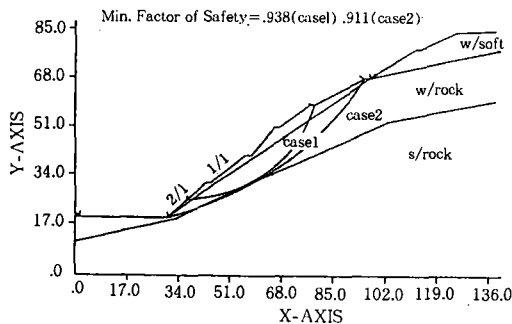


Fig. 2. Result of slope stability analysis. (STA.6+880)

Table-2. Properties of soil and rock tested

Properties	Weathered soil	Weathered rock	Soft rock	Remarks
Wet unit density, $\gamma_t(t/m^3)$	1.900	2.000	2.100	Slope=1 : 1 Height=65m
Cohesion, $c(t/m^2)$	1.00	2.50	3.50	
Internal friction angle, $\phi(^{\circ})$	31.60	32.30	40.00	Residual strength

붕괴가 발생할 가능성이 있으며, 용출수 발생 지점에서는 현재에도 서서히 붕괴가 진행되고 있다.

또한, 도로 및 택지개발시 절, 성토사면과 자연사면에서의 사면활동은 파괴면이 토사층과 암반층사이에서 발생한 무한사면의 파괴형태로 취급하여 안정성을 검토하는데^{5,21,31)} 이 지역의 무한사면파괴에 대한 해석결과 최소안전율은 0.790으로 매우 불안정한 형태로 나타났다.

3. 평사투영법에 의한 안정해석

절토사면의 방향은 Table-1과 같이 N30W ~ N40W이고 북동쪽으로 경사져 있으며, 사면의 경사는 45°~50°, 불연속면의 내부마찰각은 35°인 풍화암으로 이루어져 있다. 해석

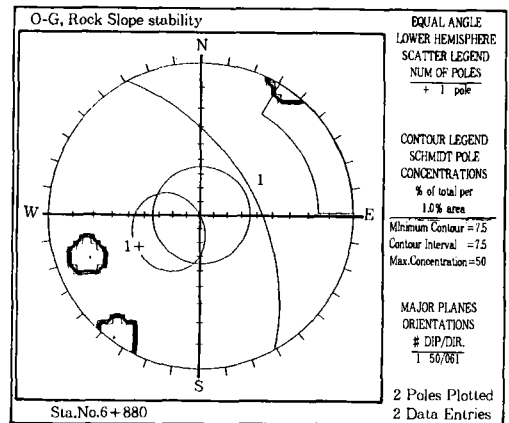


Fig. 3. Result of stereographic projection analysis.(STA.6+880)

은 안정성에 문제가 있는 지점을 8개로 나누어 안정해석을 하였고, 해석결과중에서 대표성을 갖는 STA.6+880 지점에 대한 평사투영결과는 Fig. 3과 같다.

이지역의 조사내용을 바탕으로 하여 안정성을 검토한 결과, Fig. 3에서 나타난 바와 같이 전도 및 썩기형 파괴의 가능성은 없으나, 암석에 뚜렷한 구조적인 특징이 없고 파쇄의 정도가 매우 심한 암석지반이기 때문에 원호형 파괴 또는 무한사면 파괴등에 대한 대책을 수립하여야 할 것으로 판단된다.

4. 유한요소법에 의한 안정해석

지반을 굴착할 경우 굴착과정에 대한 형상 변화와 하중변화 상태 및 절취면의 경계에 따라 소성영역이 다르게 나타나기 때문에 최종 단면에 대한 응력-변형상태는 시공순서에 따라 다른 현상을 나타내고 있다.^{7,13)}

굴착시 절토사면이 어떠한 거동을 하는가는 여러 가지 계측방법으로부터 알 수 있으나, 굴착사면내의 응력-변형의 상태를 미리 수치해석에^{1,6,14,15)} 의해서 구할 수가 있다면 사면 내부의 상태를 파악하는데 중요한 자료가 될 것으로 생각된다.

이와같은 목적을 위해서 많이 이용되고 있는 한계평형법은 최소안전율을 구하기 위하여 반복적인 계산을 해야하고 상세한 안정기구도 알 수가 없다. 그러나 최근 많이 이용되고 있는 유한요소해석은 파괴상태뿐만 아니라 변형과정의 해석이 가능하기 때문에 사면의 응력-변형특성의 해석에 폭넓게 적용시킬 수 있다.^{4,8,11)}

따라서, 붕괴가 발생된 지점의 사면높이 20m, 사면경사가 1:1인 사면에 대하여 굴착 깊이를 6단계로 변화시켰을 때 굴착사면이 어떠한 거동을 하는가를 유한요소해석을 실시하여 비교분석하였다.

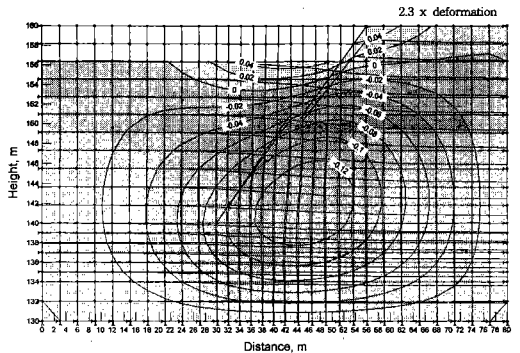
유한요소해석에 사용된 프로그램은 흙의 선

형 및 비선형과 응력-변형에 의존되는 응력이력, 체적변형특성을 평면변형으로 분석할 수 있으며, 또 흙담, 제방등의 사면안정해석에 이용할 수 있는 SIGMA/W를 이용하였다.¹⁰⁾ 그리고 굴착부분은 사변형 요소로 총절점수 452개, 요소수 411개의 요소로 분할하여 탄소성 모델에^{23,27)} 의하여 해석하였다.

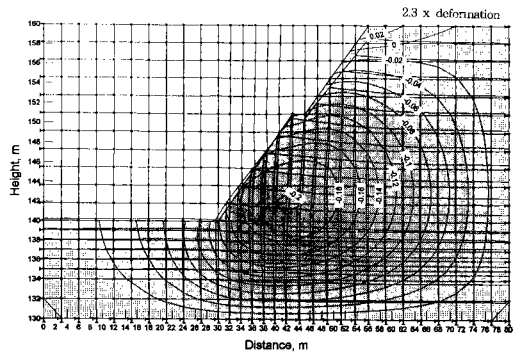
가. 변위의 분포

Fig. 4는 사면굴착에서 시공단계를 6단계로 변화시켰을 때 1단계와 최종굴착단계인 6단계의 수평변위의 분포형태를 나타낸 것이다.

굴착초기에 수평방향의 변위는 굴착사면의 중앙부분에서 가장 큰 분포형태를 나타내고,



(a) 1st excavation



(b) 6st excavation

Fig. 4. Contours of horizontal displacement

최종굴착에서는 변위값도 점점 증가하며 굴착 하부지반으로 분포영역이 이동되는 것을 알 수 있다.

수직방향의 변위분포 결과도 사면상부에서 가장 큰 침하형태를 나타내고, 굴착이 진행되면서 변위는 점차로 증가하며 최종굴착에서는 굴착저면에서 히빙현상을 나타냈다. 그리고 변위벡터의 분포도 굴착초기에는 상부에서 변형이 크고 최종굴착시에는 굴착저면에서 히빙 현상과 함께 압축변형이 발생되었다.

나. 응력-변형의 분포

Fig. 5는 1단계와 최종굴착시 최대전단변형의 분포형태를 나타낸 것으로 굴착초기에는 작은 변형을 나타내고 있지만 최종굴착시에는 소성영역의 발달로 점차적으로 증가하며, 사

면선부분에 변형이 집중되는 현상을 나타냈다. 이와같이 사면선에서 발달된 전단변형은 결국 굴착사면의 국부적인 파괴를 일으킬 가능성이 크다는 것을 나타내고 있다.

최대전단응력의 분포형태도 전체적으로 유사하지만 저부지반에서 크게 나타났고, 굴착이 진행됨에 따라 점차로 사면선 부분에 집중되는 현상을 나타냈다.

이와같은 결과로부터 현재의 사면경사(1:1)에서는 굴착저면에서 히빙현상과 함께 전단변형이 집중되는 매우 불안정한 현상을 나타내고 있기 때문에 보강대책을 수립하여야 할 것으로 판단된다.

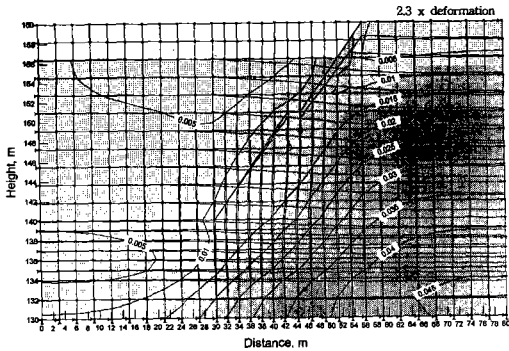
5. 보강대책 및 공법

도로절토부의 불안정한 암반사면에 대한 안정대책은 경사완화공법과 억지말뚝공법으로 대별할수 있으며, 억지말뚝공법으로는 억지말뚝, Rock bolt(Rock anchor)등이 많이 이용되고 있다.^{24,28,30)}

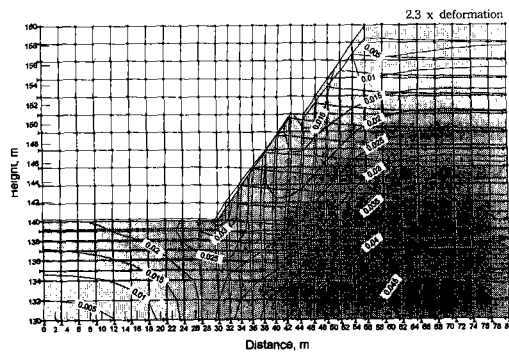
그러나 본 지역은 암반구조상 지지가능한 신선한 암반층이 없고, 일정한 절리방향이 없으며, 파쇄가 심하기 때문에 Rock bolt나 Rock anchor공법의 사용은 불가능한 상태이므로 보강공법으로 경사완화공법에 대해 검토하였다.

가. 경사완화공법

공법검토에 이용한 해석방법은 한계평형 해석방법과 무한사면 해석방법을 이용하였으며, 한계평형법에 의한 안정해석 결과 최소안전율은 사면경사 1:1.5에서는 1.282, 1:1.8에서는 1.541로 나타났고, 무한사면 해석결과에서의 안전율은 사면경사 1:1.5에서 1.145, 1:1.8에서 1.782로 나타났다. 따라서 사면의 허용 안전율을 1.3으로 하였을 경우 현재사면의 경사를 1:1.5~1:1.8로 완화해야 할 것으로 판단된다.



(a) 1st excavation



(b) 6st excavation

Fig. 5. Contours of maximum shear strain

나. 사면 보호공법

사면 보호공은 Net 잔디공법과 암절개면 보호 식재공법이 주로 사용되고 있는데, 이지역은 일부 토사구간을 제외하고는 풍화암이 주류를 이루고 있고, 사면이 노출되어 있을 경우는 풍화속도가 매우 빠르게 진행되는 특성을 갖고 있으므로 이와같은 지역에는 경제성과 효율적인 측면에서 타 공법보다 우수한 Coir Mesh공법을 적용하는 것이 좋을 것으로 생각된다.

Coir Mesh공법을 적용할때는 일부 암블럭 지반에서 Seed의 발아율이 떨어질 우려가 있으므로 Seed의 발아상태를 판단하여 추가로 미발아 지점에 Seed를 재타설해야 한다.

6. 합리적인 소단설계 방법

사면절취시 소단설치의 주목적은 강우, 용수 등에 의한 침투작용을 경감시키고 사면의 침식을 적게하기 위하여 설치하는 것이지만,³²⁾ 현재 설계에는 각 발주처마다 토사, 리핑암, 발파암에 대하여 명확히 구분되어 있지 않고 일률적으로 적용하고 있어 적절한 소단폭을 결정하는데 어려움이 따르고 있다.

또한, 암반의 상태가 양호한 연암, 보통암, 경암 부분에 대하여 기준이 명확하지 않기 때문에 사면높이 5~10m마다 소단을 설치하기 위하여 무리한 발파를 하므로써 오히려 기준에 양호한 암반 등에 절리가 발생되고 붕괴의 가능성을 높여주고 있다.

따라서 합리적인 소단폭을 결정하기 위하여 발파암에 대하여 현재의 절토사면 경사(1:0.5)로 시공하였을 경우와 사면경사를 1:1로 완화시켰을 경우, 소단폭의 변화에 따른 최소안전율의 변화를 검토하였다.

절토사면의 사면경사는 1:0.5(63°), 1:1(45°)의 2단계로, 사면높이는 최대높이를 27m로 설정하고, 1:0.5경사에서는 5, 10, 15, 20m의 4단계로, 1:1경사에서는 10,

20m의 2단계로 변화시키고, 소단폭은 사면높이에 대하여 각각 1~3m까지 변화시켰다.

Fig. 6(a)는 사면경사가 1:0.5일때, 소단폭과 사면높이를 변화시켰을 경우의 최소안전율을 나타낸 것이다.

그림에서 보는 바와 같이 사면높이에 따라서 최소안전율은 감소하지만, 감소폭은 사면높이 5~10m에서 가장 크고 10m이후는 완만하게 감소함을 알 수 있다.

일반적으로 시공현장에서 사용되고 있는 절토사면의 소단을 5m마다 1, 1.5, 1m로 설치하였을 경우(Berm-2)를 기준으로 하면, 최소안전율은 Berm-1(1, 1, 1m)에서는 작게 나타나고, Berm-3(1.5, 1.5, 1.5m)에서는 크게 나타났다.

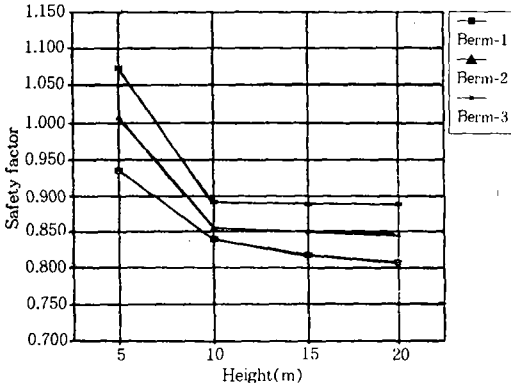
사면높이가 5~10m에서의 최소안전율의 감소폭은 10~17% 범위이고, 10~20m에서의 감소폭은 0.3~4% 범위로서 사면높이가 10m 이상이면 안전율의 감소폭은 거의 변화가 없음을 알 수 있다.

소단폭의 변화에 따른 최소안전율의 변화는 사면높이가 5m일 때는 소단폭의 변화에 따라서 안전율은 0.936에서 1.073으로 크게 증가하지만, 사면높이 10~20m일때 Berm-1(1, 1, 1m)에서는 약간의 변화를 나타내고 있지만, 점차로 소단폭이 넓어지면서 Berm-3(1.5, 1.5, 1.5m)에서는 안전율의 변화가 거의 없음을 알 수 있다.

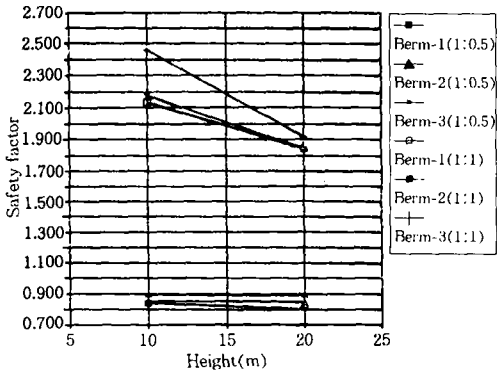
이와같이 사면높이가 작을 경우 안전율은 소단폭에 영향을 크게 받지만, 사면높이가 10m 이상이 되면 영향이 적고, 소단폭이 큰 Berm-3(1.5, 1.5, 1.5m)에서는 거의 같은 안전율을 나타내고 있다.

Fig. 6(b)는 사면경사가 1:0.5와 1:1이고, 사면높이를 10, 20m로 변화시켰을 때 최소안전율의 변화를 나타낸 것이다.

사면경사가 1:0.5일때는 사면높이에 따라서 그리고 소단폭에 따라서 안전율은 거의 일



(a) Slope=1:0.5, Height=5,10,15,20m



(b) Slope=1:0.5, 1:1, Height=10, 20m

Fig. 6. Variation of safety factor according to various berm width and slope height

정한 경향을 나타내고 있고, 사면경사가 1:1 일때는 사면높이에 따라서 안전율은 급격히 감소하고 있으며, 안전율의 변화는 Berm-3 (1.5, 1.5, 1.5m)에서 크게 나타났다.

또한 사면경사 1:0.5를 1:1로 완화시켰을 경우, 안전율의 증가는 10m에서는 0.8~0.9에서 2.1~2.5의 범위로 증가하였고, 20m에서는 0.8~0.9에서 1.8~1.9의 범위로 증가하였다.

그리고 사면높이가 10, 20m 일 때 사면경사(1:0.5, 1:1)에 따른 최소안전율의 변화는 사면경사에 따라서 안전율은 급격하게 감소하고, 안전율의 감소폭은 사면높이가 20m 일때 보다는 10m일때 감소폭이 크게 나타났

다. 또한 안전율은 사면경사가 45°이고 사면높이가 10m일때는 소단폭에 영향이 크지만, 사면경사가 급해질수록 소단폭의 영향은 거의 없음을 알 수 있다.

이와같은 현상으로 사면경사가 60°가 넘으면 소단폭의 변화에 따라서 안전율에 미치는 영향이 적으며, 안전율의 감소폭은 사면높이가 클수록 적게 나타났다.

이상과 같은 고찰결과를 기초로 절토사면의 소단설치기준을 절취고가 10m이상인 발파암중에서 연암과 보통암인 경우에는 사면경사를 1:1로, 사면높이 10m마다 소단폭을 1~2m로 설치하고, 경암인 경우에는 사면경사를 1:0.5로, 사면높이 20m마다 소단폭을 3m로 설치하며, 리핑암과 토사인 경우에는 사면높이 5m마다 소단폭을 1~1.5m로 설치하는 것이 합리적이라고 판단된다.

IV. 결 론

대규모 절취사면에서 발생하는 절토사면의 붕괴에 대한 안정성을 분석하고, 불안정한 절토사면을 보강하였을 경우의 용력-변형특성을 한계평형법과 유한요소법 및 평사투영법으로 해석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 평사투영해석 결과에서는 전도 및 썩기형 파괴의 가능성은 없는 것으로 나타났으나, 한계평형 및 유한요소법에 의한 분석결과에서는 불안정한 상태로 나타나서 현사면경사(1:1)를 1:1.5~1:1.8로 완화시키고 사면 보호공은 Coir Mesh공법을 적용하는 것이 좋을 것으로 판단되었다.

2. 최종굴착후 수평방향의 변위는 굴착저면으로 이동되는 현상을 나타냈고, 굴착저면에서 집중되는 최대전단변형은 국부적인 파괴가능성이 크다는 것을 알 수 있었다.

3. 절토사면의 경사는 절취고가 10m이상인 발파암중에서 경암인 경우는 1:0.5로, 연암

과 보통암인 경우는 1 : 1로, 리핑암과 토사인 경우는 1 : 1~1 : 1.5로 설치하는 것이 합리적이라고 판단된다.

4. 절토사면의 소단설치기준을 절취고가 10m이상인 발파암중에서 경암인 경우는 사면높이 20m마다 소단폭은 2~3m로 설치하며, 연암과 보통암인 경우는 사면높이 10m마다 소단폭은 1~2m로 설치하고, 리핑암과 토사인 경우는 사면높이 5m마다 소단폭을 1~1.5m로 설치하는 것이 합리적이라고 판단된다.

참 고 문 헌

1. 赤井浩一, 大西有三, 西恒誠. 1977. 有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析, 日本土木學會論文報告集, 264 : 87-96.
2. Anderson, M. G. and K. S. Richards. 1987. Slope stability, John Wiley and Sons.
3. Brunsdon, D. and D. B. Prior. 1984. Slope instability, John Wiley and Sons.
4. Cakmak, A. S. 1987. Soil Structure Interaction, Developments in Geotechnical Engineering, No. 43, Elsevier.
5. Chowdhury, R. N. 1978. Slope Analysis, Developments in Geotechnical Engrg., Vol. 22 : 280-311.
6. Cook, R. D. 1973. Concepts and applications of finite element analysis, John Eiley and Sons.
7. Desai, C. S. and S. Sargand. 1984. Hybrid FE procedure for soil-structure interaction, J. Geotech. Engrg., ASCE, 110(4) : 473-486.
8. Duncan, J. M. and C. Y. Chang. 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soils, ASCE, 96(5) : 1629-1653.
9. Duncan, J. M., R. B. Seed, K. S. Wong and Y. Ozawa. 1984. A Computer program for finite element analysis of dams, Geotechnical Engineering Research Report No.SU/GT/84-03, Dept. of Civil Engineering Stanford University.
10. Geo-slope international Ltd. 1995. SIGMA/W for finite element stress/deformation analysis.
11. Ghaboussi, J., E. L. Wilson and P. A. Witherspoon. 1973. Finite element for rock joints and interfaces, J. Soil Mech. and Foud. Div., ASCE, 99(10) : 833-848.
12. Goodman, R. E., R. L. Taylor and T. L. Brekke. 1968. A model for the mechanics of jointed rock, J. Soil Mech. and Foud. Div., 94(3) : 317-321.
13. Griffiths, D. V. and C. D. Li. 1993. Analsis of delayed failure in sloping excavations, J. Geotech. Engrg., 119(9) : 1360-1378.
14. Gudehus, G. 1977. Finite Elements in Geomechanics, John Wiley and Sons.
15. Heuze, F. E. and T. G. Barbour. 1982. New models for rock joints and interface, J. Geotech. Engrg., ASCE, 108(5) : 757-776.
16. Hoek and M. Diederichs. 1989. Dips program, Rock engineering group, University of Toronto.
17. Huang, S. L. and K. Yamasaki. 1993. Slope failure analysis using local minimum factor of safety approach, J. Geotech. Engrg., 119(12) : 1974-1984.
18. Huang, Y. H. 1983. Stability Analysis of Earth Slopes, Van Nostrand Reinhold Company Inc.
19. 宣保清一. 1987. 地すべり斜面の安定性評價に用いる強度定數の考之方, 土と基礎,

- 35(11) : 27-32.
20. 今泉賢良, 山口柏樹, 大橋健二. 1988. 一般分割法による斜面の安定解析, 土と基礎, 36(5) : 55-60.
21. Jewell, R. A., N. Paine and R. I. Woods. 1984. Design methods for steep reinforced embankments, Symp. Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Vol. 3 : 1-12.
22. 川上浩. 1987. 自然斜面の安定性を評価する上での2,3の問題點, 土と基礎, 35(11) : 3-8.
23. 川本治, 田中忠次. 1988. 弾塑性崩壊解析手法の斜面の崩壊事例への適用, 土と基礎, 36(5) : 49-54.
24. Kitamoto, Y., H. Abe, M. Honda and R. Jinki. 1992. Prediction of the deformation of reinforced embankments, Earth Reinforcement Practice, Vol. 1 : 199-204.
25. 한국자원연구소 지질도, 옥천도폭. 1978
26. 久樂勝行, 松本徳久. 1988. 設計における有交應力の用いられ方, 土と基礎, 36(6) : 59-64.
27. Kulczykowski, M. 1992. Elasto-plastic analysis of reinforced slopes, Earth Reinforcement Practice, Vol. 1 : 101-104.
28. 望月秋利. 1986. 斜面安定の研究, 土質工學講座.
29. 日本土質工學會. 1989. 斜面安定解析入門.
30. 日本土質工學會. 1992. 補強土工法, pp. 25-166.
31. 日本土質工學會. 1976. 切土ノリ面, 土質基礎工學ライブラリ-12
32. 日本土質安定材料委員會編. 1990. 斜面安定工法, 昌宇出版.
33. 玉田文吾. 1987. 地すべり面におけるc, の考え方, 土と基礎, 35(11) : 9-14.
34. 田中茂. 1988. 豪雨時山腹斜面安定解析上の問題點, 土と基礎, 36(5) : 7-12.
35. 八木則男, 楊明溪, 失田部龍一. 1988. 斜面安定と有効應力, 土と基礎, 36(6) : 31-35.
36. 吉武茂樹, 鬼塚克忠. 1992. 降雨によるまさ土斜面崩壊に関する研究, 第27回土質工學研究發表會, 2(2) : 1873-1874.

(접수일자 : 1997년 1월 6일)