

**파쇄암반에 설계된 대규모 사면의 안정화 고찰**  
*A study for the stabilization of large scale rock slope*  
*designed in the fractured rock mass*

홍예성<sup>1)</sup>, 조태진<sup>2)</sup>, 한공창<sup>3)</sup>

- 1) 부산수산대학교 응용지질학과 이학석사
  - 2) 부산수산대학교 응용지질학과 교수
  - 3) 한국자원연구소 선임연구원
- 

## 1. 서론

암반사면의 안정성은 암반내에 발달된 불연속면의 기하학적 속성과 강도정수에 크게 영향을 받으며, 사면방향에 대한 불연속면들의 상대적인 방향성들은 구조적으로 발생 가능한 붕괴양상을 결정하게 된다. 불연속면을 따라 미끄러짐이 발생하는 암반사면의 불안정성 분석에는 결정론적인 해석(deterministic analysis)과 확률론적인 해석(probabilistic analysis)들을 포함하여 수많은 방법들이 이용되고 있다. 결정론적인 해석은 한계평형이론(limit-equilibrium method)을 이용하여 산정된 안전율에 근거하여 현재의 사면 설계에 널리 이용되고 있다(Hoek and Bray, 1981). 그러나, 전통적인 결정론적 방법은 단일 안전율에 의거하여 전체사면의 안정성을 평가하여 분석결과의 정확도에 논란의 여지가 있다(Priest and Brown, 1983). 이에따라 보다 신뢰성 있는 사면안정 분석을 실시하기 위해 확률론적인 방법들이 제안되어졌다. 이 방법론에 의하면 상당한 불확실성을 포함하고 있는 입력자료들을 확률이론에 근거하여 활용할 수 있으며, 전통적인 결정론적 방법에 의해 추정되는 안전율에 근거하여 파괴 확률(probability of failure)을 산정하기 때문에 사면안정의 해석 근거를 객관화시켜 주게 된다(Whittlestone et al., 1995). 본 연구에서는 지역적으로 방향성이 변화되며 기존설계에 의거해 다수의 소단으로 형성되어 있는 대규모 절리암반사면의 지역적 방향성을 고려한 소단별 안전율 분포를 벡터해석법(Leung and Kheok, 1987)을 사용하여 인지하였다. 또한 사면의 영구적 안정성 확보 차원에서 제안된 안전율에 대해 Probabilistic Risk

Analysis(Whittlestone et al., 1995) 개념을 이용하여 위험감수도 허용한계내에서의 최적 절취각을 산정하였다.

## 2. 연구지역의 암반 특성

연구지역은 충청남도 보령군에 건설중인 보령댐의 여수로 사면으로 여러차례에 걸쳐 평면 및 쉐기파괴가 발생한 암반사면이다(Fig. 1 참조). 사면의 대부분을 이루고 있는 사암 및 역암에는 층리, 절리, 단층 등이 3~4개의 주그룹과 2~3개의 부그룹으로 발달되어 암반내에는 많은 파쇄 구조선이 발달되어 있다. 주절리군의 방향성은 Table 1에 수록된 바와 같이 각 소단에서 매우 유사하여 전체 사면에 대해 좌측 및 중앙사면의 경우는 J1에서 J4까지 4개 절리군을 우측사면의 경우에는 J1에서 J3까지 3개 절리군을 인지하였다(Table 2 참조). 가장 높은 분포밀도를 나타내는 주절리군 J1의 평균방향성은 좌측 사면의 경우 경사방향은  $348^{\circ}$  N, 경사는  $33^{\circ}$  이고 우측사면의 경우 경사방향은  $332^{\circ}$  N, 경사는  $42^{\circ}$  로 산정되어졌다. J1의 경사방향은 사면의 경사방향에 가장 근접하여 사면의 안정성에 가장 영향을 주는 주절리 그룹을 형성한다. J1의 경사는 우측 사면부쪽으로 증가하며 경사방향도 사면방향과 약간 벌어지는 것이 관찰되었다. 결과적으로 평면파괴에 대한 J1의 영향이 좌측사면에서 보다 크게 작용한다. J2 그룹의 불연속면들은 J1 그룹과 쉐기형의 블록을 형성한다. 쉐기선은 선주향  $19^{\circ}$  N이며, 선경사가  $29^{\circ}$  로 사면의 안정성에 크게 영향을 미치고 있다.

현장에서 시추된 코어시료를 이용하여 수행된 절리면 전단실험 결과를 기반으로 안정성 해석에 필요한 잠재적 파괴면의 전단강도 정수를 추정하여 결과를 Table 3에 수록하였다. 절리면 전단 실험 결과로 부터 추정된 마찰각은 암종별로 최대·최소값들을 제외할 경우 평균  $\phi = 35^{\circ}$  이며, 점착력은 실험에 사용된 상하의 두시편이 완전히 분리되어 있는 상태이므로 한국암반공학회(1995)에서는  $c = 0$  으로 인지하였다.

## 3. 사면 안정성 분석

연구대상사면은 초기 설계단계에서  $64^{\circ}$  (1:0.5) 경사로 개착되었으나 대규모 사면붕괴가 발생하여  $40^{\circ}$  (1:1.2) 경사로 재개착되었다. 그럼에도 불구하고, 사면의 전반적인 불안정성은 해소되었

으나, 각 소단에서 상당한 규모의 붕락이 지속적으로 발생하고 있는 상태이다. 이와같은 문제점을 해결하기 위하여 벡터해석법을 이용하여 대규모 다단 암반사면의 개착에 관한 최적 설계방안을 모색하였다. 한국암반공학회(1995)에서 결정한 조사사면에 발달된 불연속면의 평균 전단강도  $\phi = 35^\circ$ ,  $c = 0$  을 이용하여 경사  $40^\circ$  인 현재 사면을 대상으로 벡터해석을 수행한 결과 Fig. 2에 도시된 것처럼 각 소단에서 더이상의 불안정성은 없는 것으로 평가되어졌다. 이와같은 분석 결과는 지속적인 붕괴가 진행되는 현장상태와 매우 대치되며, 불연속면의 점착력을 무시할 경우 사면파괴가 발생하는 불연속면에서의 마찰각은  $35^\circ$  이하일 것으로 추정된다. 연구사면은 사면전반에 걸쳐 절리간격이 조밀하고 풍화정도가 심하여 보강공법보다는 경사완화 방안이 마련되었고, 일차적인 경사완화 작업이 수행되어 사면의 전반적인 불안정성은 해소된 상태이다. 그러나 위에서 추정된 것과 같이 불연속면의 점착력이 실제로 없는 경우에는 경사완화에 따른 안전율의 증가를 기대할 수 없다(조와 김, 1995). 결과적으로 연구사면내에 전단파괴가 발생한 불연속면의 점착력이 실제로 존재하는 것으로 인식된다. 이에따라 한국암반공학회(1995)에서 수행한 절리면 전단시험 결과(Table 3)로부터 마찰각과 점착력을 재추정하였다. 이들중 점착력이 없는 경우를 제외하고 가장 전단파괴에 취약할 것으로 사료되는 사암의 전단강도  $\phi = 22.3^\circ$ ,  $c = 40$  kPa을 입력자료로 활용하여 벡터해석을 수행하였다. 사면경사도  $40^\circ$  에 대하여 분석된 세사면 방향에서의 소단별 안전율은 2.1~3.1의 높은 값을 나타낸다. 안전율이 매우 증가된 것은 한계평형이론에서 점착력에 의한 파괴 억제력이 매우 높게 형성된 결과이다. 실제로 다단계 전단시험에서의 법선응력범위는 대략 0.4~1.2 MPa이며, 이는 표층 암반사면에 작용될 법선응력보다 상당히 높은 수준이어서 실제보다 높은 점착력이 산정된 것으로 사료된다. 따라서 현장상태와 가장 유사한 안전율 분포를 나타내는 점착력을 역추정하였다. 그 결과 세방향 사면에서  $c = 5$  kPa일 경우에 초기 점착력이 없는 경우에 추정되었던 안전율과 유사한 0.9~1.2사이의 안전율 분포를 나타내었다. 따라서 현장조사에서 인지된 대상사면의 불안정 상태로 보아 점착력을 고려할 경우에 대해 최종적으로 추정되는 전단강도 정수값은  $\phi = 22.3^\circ$ ,  $c = 5$  kPa이다. 영구시설물인 댐의 안정성 확보를 위해서는 사면의 안전율이 매우 높게 유지되어야 한다. 그러나 분석대상 사면의 규모가 크고 현재 국부적인 파괴가 진행되는 점을 고려하여 안전율 1.5를 만족시키는 각 소단별 경사완화각을 기준 절취각으로 설정하였으며, Whittlestone et al.(1995)이 제안한 Probabilistic Risk Analysis(PRA) 개념을 적용하여 소단별 경사완화에 따른 불안정 영역의 분포를 고려한 전

채사면의 파괴가능성을 고찰하였다. 위에서 추정된 불연속면의 전단강도  $\phi = 22.3^\circ$ ,  $c = 5 \text{ kPa}$ 를 사용하여 사면경사완화에 따른 전체사면에서의 불안정 영역의 변화를 Fig. 3에 도시하였으며, 정밀한 분석을 위하여 안전율 1.5와 1.2에 대한 세 방향 사면에서의 불안정 영역 변화를 Fig. 4와 Fig. 5에 각각 도시하였다. 제안된 안전율 1.5에 대해 현재 상태인  $40^\circ$  (1:1.2) 경사에서는 Fig. 3에 도시된 것처럼 전체의 약 70%가 불안정 영역으로 평가되며, 안전율 1.2일 경우에서도 약 65%의 불안정 영역 분포를 나타내고 있다. 한국암반공학회(1995)에서 일차적으로 제안한  $33.7^\circ$  (1:1.5) 절취각에 대한 불안정 영역의 분포는 안전율 1.5와 1.2 모두에 대해 20% 이하의 낮은 값이 인지되어 상당한 수준의 안정성을 보장하는 절취각으로 인정된다. 그러나 안전율 1.5를 유지하기 위해 제안된  $33.7^\circ$ 에 대해 3개 사면방향에서의 소단별 불안정 영역을 도시해 본 결과 Fig. 6에 제시된 것과 같이 우측사면은 모두 안정 영역으로 인지되는 반면, 중앙사면의 경우는 1, 9 소단이 불안정 영역으로 인지되며, 좌측사면은 3개 소단이 불안정 상태로 평가된다. Fig. 4에 도시된 안전율 1.5에 대한 분석결과에 의거할 때 가장 안정한 상태를 나타내는 우측사면의 경우에는  $35^\circ$  이하로 사면절취각을 선정할 필요가 없으며, 좌측 및 중앙사면의 경우에는 제안된  $33.7^\circ$ 보다 약간 낮은  $32^\circ \sim 33^\circ$ 에서 최대 경사완화 효과를 기대할 수 있다. 즉 사면의 주향 변화에 따라 동일한 사면경사에 대한 안정성이 다르게 인지되며, 절취작업량을 절감시키기 위해서도 세방향사면에 대해 상이한 경사완화각이 설정될 필요성이 절실히 요구된다.

가장 안정한 상태로 평가되는 우측사면의 경우 안전율 1.5를 기준으로 절취각에 따른 불안정 영역의 분포는 Fig. 4에 도시된 것처럼  $40^\circ$  (1:1.2) 경사에서 전체의 약 57%로 평가된다. 경사완화에 따른 불안정 영역 분포의 감소가 두드러지는 곳은 절취각  $38^\circ$ 인 경우이다. 절취각  $36^\circ$ 일 경우 약 14%의 불안정 영역 분포를 나타내며, 안전율 1.2일 경우에는 전반적인 안정성이 확보된다(Fig. 5 참조). 결과적으로 Fig. 7에 도시된 바와 같이 절취각  $36^\circ$ 에서 가장 불안정한 상태인 소단 4에서의 안전율이 1.2를 초과하여 전체 우측사면의 안전성이 보장된다.

중앙사면은 제안된 안전율이 1.5일 경우에는 Fig. 4에서 인지되는 것처럼 사면 경사가  $40^\circ$  (1:1.2)일 때 전체의 약 70%가 불안정 영역으로 나타난다. 경사완화에 따른 불안정 영역 분포는 절취각  $38^\circ$  이하에서 효과가 발생하여  $35^\circ$ 까지 불안정 영역의 감소가 증가한다. 한편 사면 경사를  $35^\circ$  이하로 완화했을 경우에는 안정성 증대효과가 매우 적으며, 안전율 1.2 경우에도 거의 동일한 현상이 나타난다(Fig. 4 참조). 따라서, 중앙사면에 대해 제안되는 최적 절취각은 약 20%가 불안정 영역으로 평가되는  $35^\circ$ 이며, Fig. 8에 도시된 것처럼 제안된  $35^\circ$  경사로 굴착할 경우

인지되는 불안정 영역은 평면파괴 가능성이 인지되는 1소단과 9소단이다. 1소단과 9소단에서 산정된 안전율은 사면경사가 35° 일때 1.06이며, 경사가 33° 로 완화되면 안전율도 1.26으로 증가한다. 그러나, 1소단은 중앙사면의 기저부를 형성하며, 절취각도가 완만하게 설정될 경우 상부개착 작업에 의한 암반 절취량이 매우 증가하게 된다. 이와같은 현장작업상태를 고려할 때 1소단에서는 경사 35° 로 개착한 후 안전율 증가를 위해 상당한 보강작업을 실시할 것을 제안하며, 최상부 9소단에서는 경사 33° 로 개착할 것을 권장한다.

좌측사면의 경우 안전율 1.5에 대해 사면경사완화에 따른 불안정 영역의 분포는 40° (1:1.2)경사일 때 전체의 약 80%로 세방향 사면 중 가장 불안정한 상태를 나타내고 있다(Fig. 4 참조). 사면경사가 37° 및 34° 로 완화될 경우 불안정 영역의 감소가 두드러짐을 알 수 있다. 안전율 1.2의 경우도(Fig. 5 참조) 유사한 경사완화효과를 나타내며, 특히 사면경사가 33° 일 때 전 소단에서의 안전율이 1.2이상으로 매우 안정된 상태를 지시하고 있다(Fig. 9 참조). 결과적으로 좌측사면에 대해 제안되는 최적절취각은 3개 사면방향 중 가장 완만한 33° 이다.

#### 4. 결 론

암반사면의 안정성에 중요한 요소로 작용하는 암반의 구조적인 특성을 신속하고 정확하게 평가할 수 있는 벡터해석기법을 기반으로 한 전산 프로그램이 개발되었으며, 대규모 연구대상사면의 최적설계에 효율적으로 활용되었다. 벡터해석기법으로 분석된 연구대상사면의 안정성은 사면방향에 따라 변화되었다. 따라서 대상사면의 안정화 설계에 대한 합리적인 분석이 이루어지기 위해서는 전체사면에 대해 동일한 사면 안정화 방안을 모색하는 전통적인 해석기법보다는 사면 방향성 변화에 따라 세부적인 사면으로 분리시켜 각 지역별 안전율 변화상태 및 파괴가능성을 확률적으로 고찰하여 분석하는 것이 훨씬 효율적이었다.

#### 5. 참 고 문 헌

- 1) 조태진, 김영호, 1995, 일차파괴된 암반사면의 전단강도 및 보강설계법 고찰. 터널과 지하공간, 5(2), 104-113.
- 2) 한국암반공학회, 1995, 保寧댐 切取 岩盤 斜面에 對한 安全 研究.

- 3) Hoek, E., Bray, J. W., 1981, Rock slope engineering. Revised 3rd edition. Institute of Mining and Metallurgy, London.
- 4) Leung, C. F., Kheok, S. C., 1987, Computer Aided Analysis of Rock Stability. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.20, 111-122.
- 5) Priest, S. D. and Brown, E. T., 1983, Probabilistic stability analysis of variable rock slopes. Trans. Instn. Min. Metall. (Sect. A : Min. industry), 92, A1-12.
- 6) Whittlestone, A. P., Johnson, J. D., Rogers, M. E., and Pine, R. J., 1995, Probabilistic risk analysis of slope stability, Tran. Instn Min. Metall. (Sect. A : Min. industry), 104, A12-24.

Table 1. Mean orientation of joint sets at study area

Location		Dip direction / dip (degree)			
		J1	J2	J3	J4
Level 1	Left	353/30	220/74		
	Right	331/42	097/88	206/74	
Level 2	Left	349/34	200/60	256/75	093/77
	Right	338/37	196/67	090/90	
Level 3	Left	171/61	050/88		
	Right	339/40	092/73	200/82	
Level 4	Left	351/31	102/78	250/77	
	Right	341/41	085/81	209/68	078/50
Level 5	Left	354/35	225/71	278/86	
	Right	344/41	253/80		
Level 6	Left	336/35	223/65	279/89	226/83
	Right	329/51	189/62		
Level 7	Left	346/37	237/79	105/79	186/68
	Right	326/61	061/83		
Level 8	Left	351/36	260/84	108/67	197/57
Level 9	Left	356/30	284/88	226/57	

Table 2. Mean orientation of joint sets for the whole slope

Location	Joint	Dip direction / dip	No. of
Left slope (022/40)	J1	348/33	112
	J2	253/74	95
Middle slope (035/40)	J3	103/79	69
	J4	203/70	67
Right slope (015/40)	J1	332/42	113
	J2	093/88	67
	J3	200/67	60

Table 3. Results of direct shear test(after KIGAM, 1995)

Rock type	Joint Roughness Coefficient	Angle of Friction ( ° )	Cohesion (MPa)
sandstone	0 - 2	21.8	0.12
sandstone	0 - 2	22.3	0.04
sandstone	0 - 2	33.4	0
sandstone	2 - 4	41.7	0.03
shale	2 - 4	32.6	0.063
conglomerate	4 - 6	46.7	0
conglomerate	4 - 6	60.3	0.083
conglomerate	6 - 8	47.3	0.1
conglomerate	8 - 10	41.7	0.03

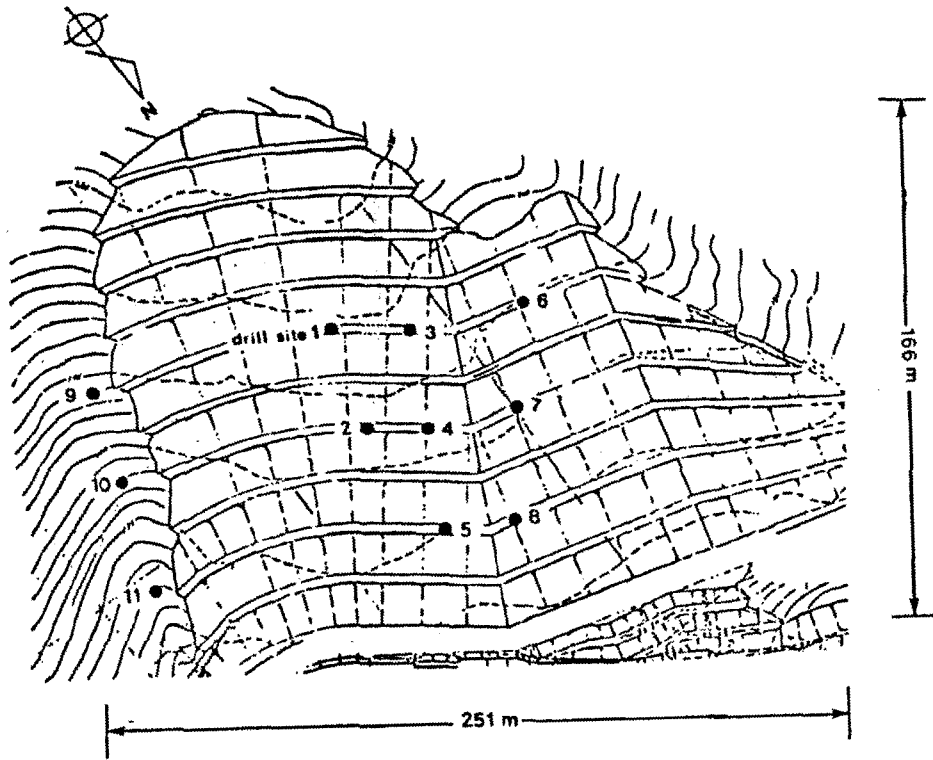


Fig. 1. Profile of study area.



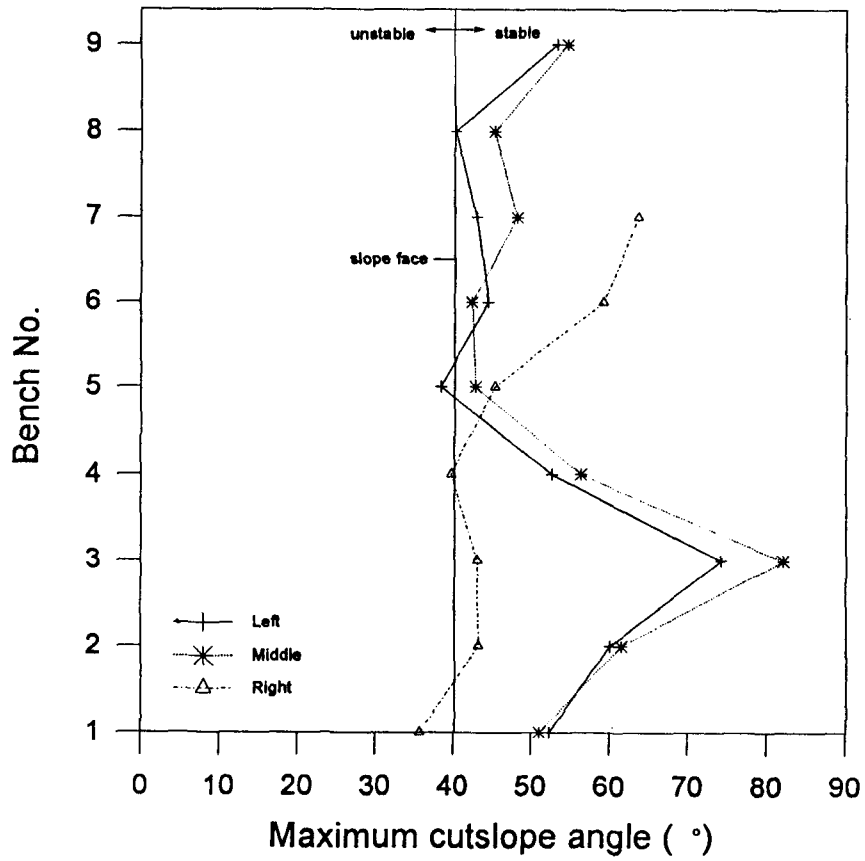


Fig. 2. Maximum cutslope angle in caes of  $\phi = 35^\circ$  ,  $c = 0$  kPa.

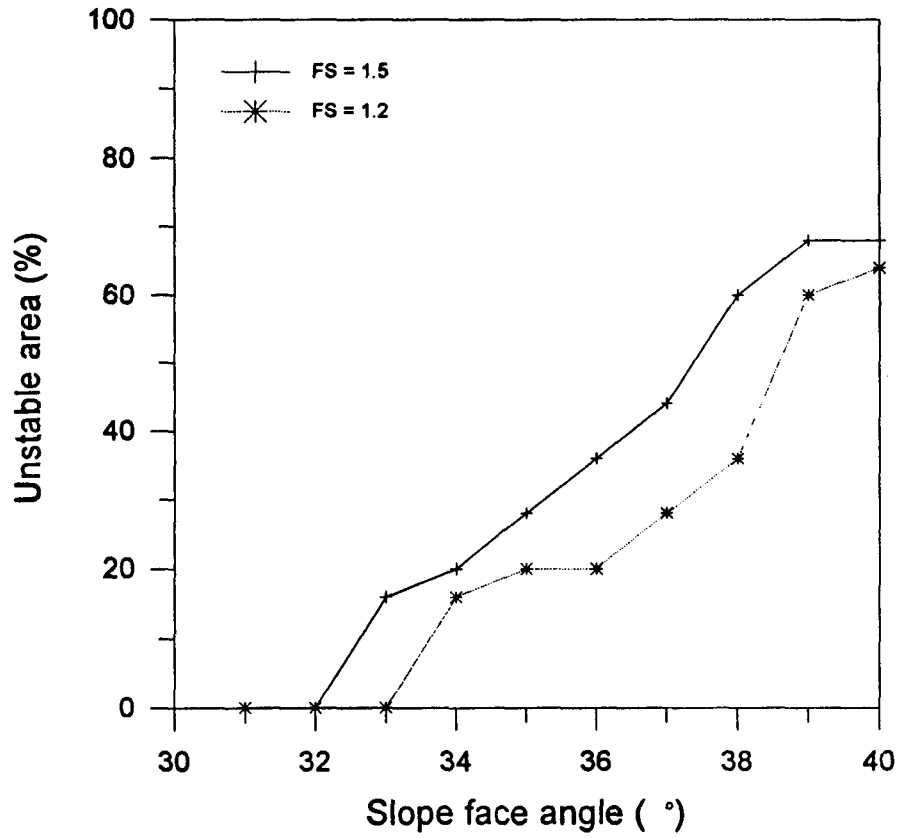


Fig. 3. Variation of the portion of unstable area for the entire slope.

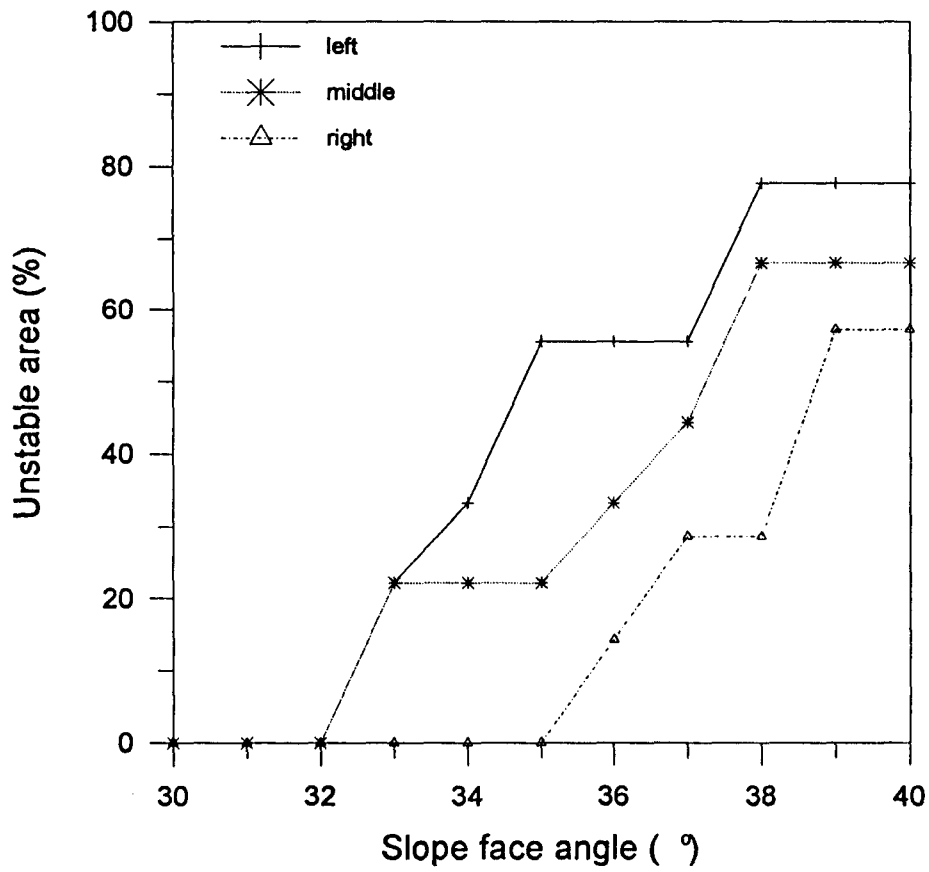


Fig. 4. Variation of the portion of unstable area with respect to the slope angle(FS = 1.5).

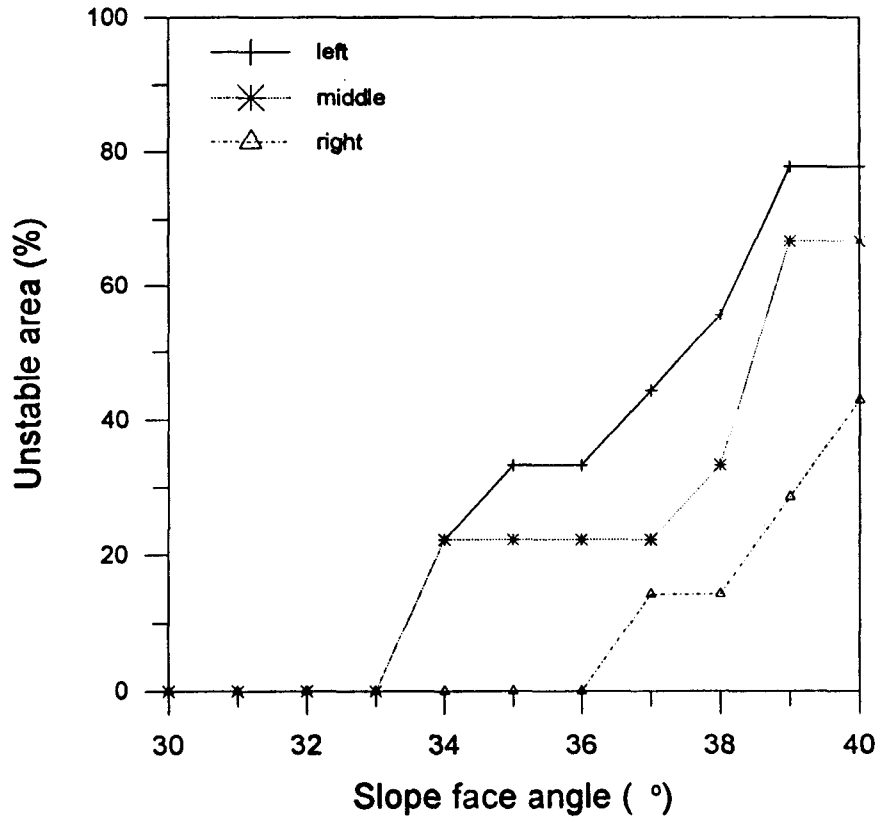


Fig. 5. Variation of the portion of unstable area with respect to the slope angle(FS = 1.2).

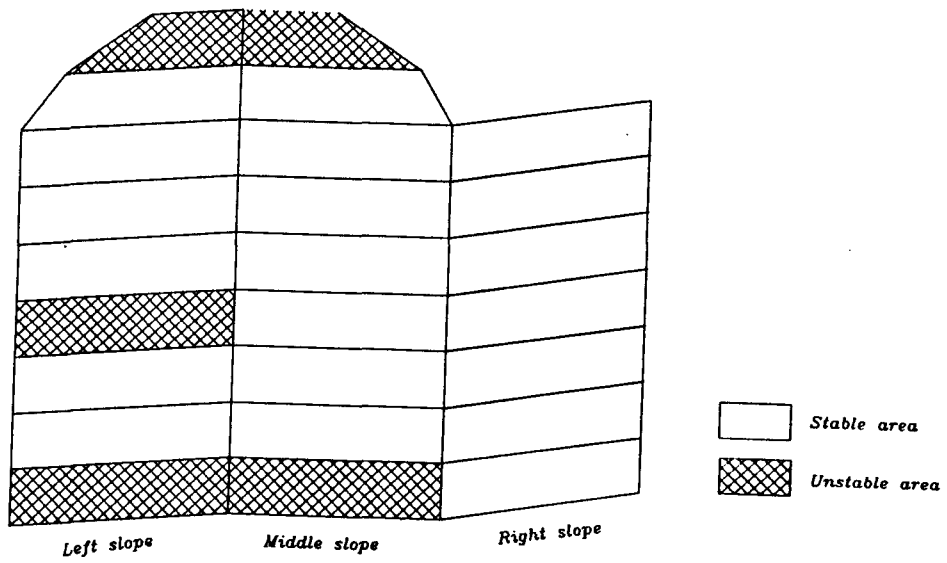


Fig. 6. Unstable area for slope face angle of 33.7° (FS = 1.5)

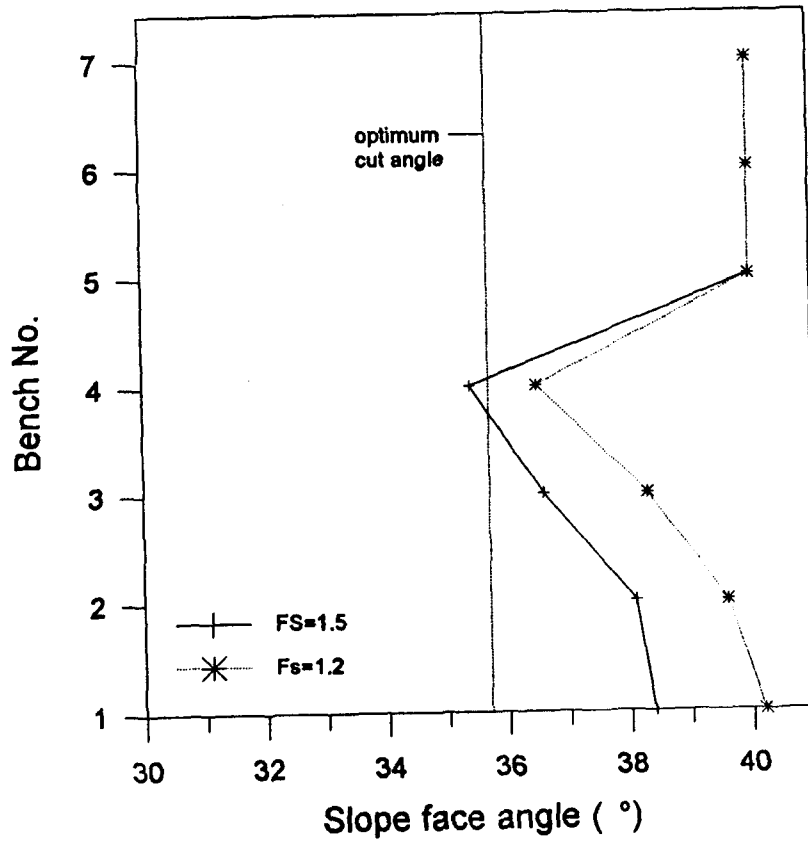


Fig. 7. Variation of cutslope angle for each bench(right slope).

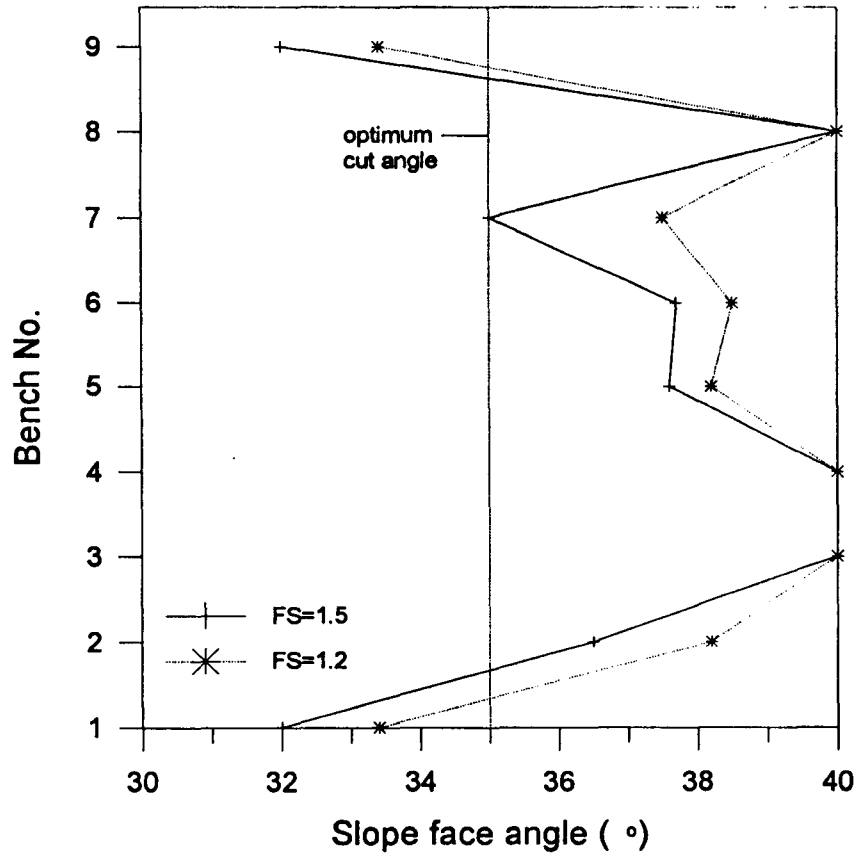


Fig. 8. Variation of cut slope angle for each bench(middle slope).

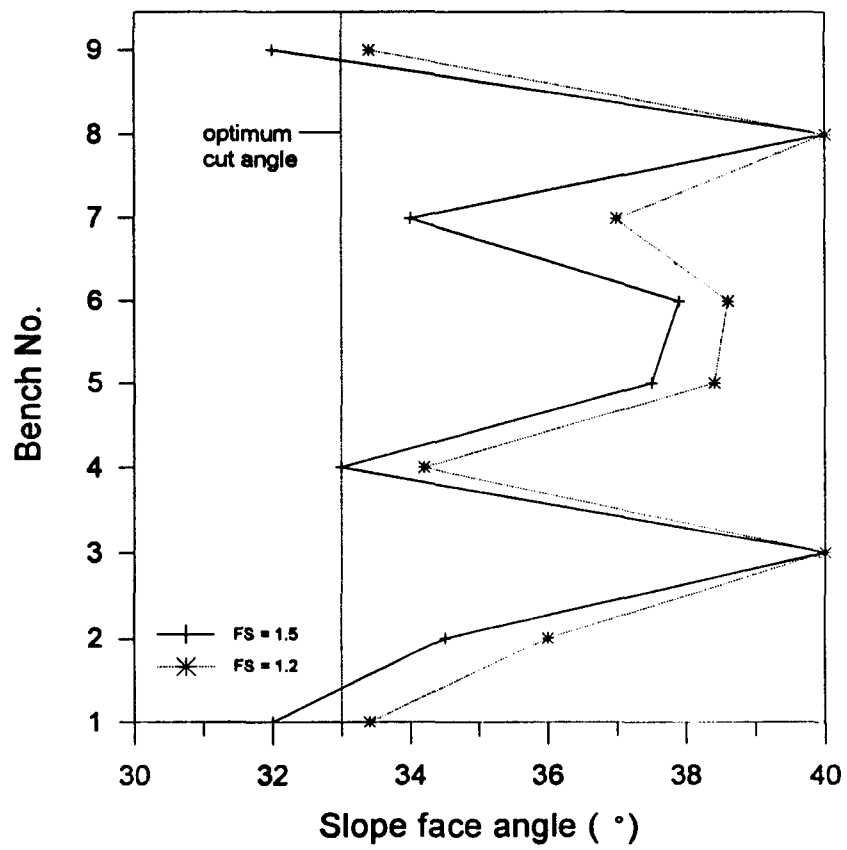


Fig. 9. Variation of cut slope angle for each bench(left slope).