

보령댐 여수로 사면의 안정성 분석 및 유지방안 연구

정소걸¹⁾ · 한공창¹⁾ · 최성웅²⁾ · 박연준³⁾

Study on the Stability Analysis and Supporting Methods for the Spillway Slopes in Boryeong Dam

So-Keul Chung, Kong-Chang Han, Sung-Oong Choi and Yeon-Jun Park

ABSTRACT In this study, two dimensional and three dimensional numerical analysis were performed with a finite difference code for the safe maintenance of the spillway slope of the Boryeong dam. Results of the geological survey and the stereographic projection analysis on the discontinuities were used as input data for the numerical analysis. As a result, several suggestions were given such as the reinforcement of the local tension zone, the decrease in the angle of the slope, the drawdown of the pore pressure in the slope and the removal of the upper benches. A systematic and long-term monitoring system was also suggested.

1. 서 론

충남 보령시에 위치한 본 댐은 생활용수 및 농업용수의 안정적 공급과 하류지역의 홍수 피해 방지를 목적으로 하는 다목적 댐이다. 댐 사면의 대부분은 역암, 사암, 셰일이 교호하면서 나타났으며 국부적으로 맥암류가 충전되어 있고, 이 맥암은 곳곳에서 심하게 풍화된 상태로 노출됨으로써 소붕락을 초래하고 있다. 사면의 대부분을 이루고 있는 사암 및 역암에는 층리, 절리, 단층 등이 3~4개의 주그룹과 2~3개의 부그룹으로 발달되어 암반내에는 많은 파쇄 구조선이 발달되어 있다. 이들 불연속면 중에서 특히 층리면을 따라 단층면이 형성됨으로써 층리면의 전단강도는 매우 낮으며 본 댐의 여수로 사면의 불안정성을 유발하는 가장 중요한 취약면으로 관측되고 있다.

본 댐의 좌안 여수로 사면은 최초 1:0.5의 구배로 설계되어 92년 8월 6일부터 굴착이 진행되는 동안 93년 3월 18일 El.150 m 하부에서 약 20,000 m³의 붕락이 일어났는데 그 원인은 사면굴착으로 인해 취약면에 작용하던 활동력이 저항력을 초과하였기 때문인 것으로 나타났다.

이에 대한 방안으로서 사면구배를 1:1.2로 낮추고 사면의 벤치(소단) 높이를 15 m로 변경하여 재굴착을

하였으나 그 이후에도 국부적인 붕락이 계속 발생하였으며 사면의 중앙 켜기부분에 대한 안정성을 제고하기 위하여 1995년 11월부터 또다시 중앙 켜기부분의 사면 구배를 1:1.4로 낮추는 작업을 수행하였다.⁵⁾

따라서 본 연구에서는 현장의 시공성과 이론적 배경을 동시에 고려할 때의 문제점을 제시, 이를 분석함으로써 근본적인 대처 방안을 제시하고자 하였다. 첫째, 현장 사면에서 관측되는 사면파괴 양상을 분석하고 균열의 진행거동 파악과 균열면의 거동을 실측함으로써 파괴가 일어나고 있는 사면의 변형거동을 규명하였다. 둘째, 변경된 사면의 Geometry를 고려하여 평사투영법에 의한 해석결과를 토대로 유한차분법을 이용한 사면의 전산모델링 기법인 FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)-2D 및 FLAC-3D를 통해 여수로 사면의 안정성을 2차원적 및 3차원적으로 분석하였다. 특히, 전산 모델링에서는 암반의 물성을 지역별로 구분하여 현장조건과 부합되도록 하였고 지하수의 영향, 상류측 Wedge 및 하류측 Wedge의 새로운 사면 형태를 그대로 고려하였다. 이와 함께 본 사면을 구성하고 있는 암

*1998년 2월 7일 접수

- 1) 정회원, 한국자원연구소 자원개발연구부, 책임연구원
- 2) 정회원, 한국자원연구소 자원개발연구부, 선임연구원
- 3) 정회원, 수원대학교 토목공학과, 교수

반의 물성을 결정하는 가장 중요한 연약면인 퇴적암내 층리면과 변성암내 편리면이 서로 같은 방향으로 발달하고 있다는 점을 전산모델링(Ubiquitous joint model)에 반영하였다. 셋째, 본 여수로 사면의 안정성 제고 대책으로서 불안정한 부분을 절취하는 방안과 부분적인 보강에 의한 유지대책에 대해 모두 검토하였다. 부분 보강의 방안으로는 현장에서 제시된 공법을 바탕으로 일종의 cable bolt인 rock anchor에 의한 보강 방법을 각각 검토대상을 하였다.

2. 현장조사 및 입력자료 산정

본 댐 사면의 굴착공사가 시작된 이래, 그간 사면에서 발생하였던 파괴현황과 원인분석, 그리고 조치사항을 요약하면 Table 1과 같다. 그 후 여수로 사면의 변위를 정확히 측정하기 위하여 사면 내 12개의 측점에 대한 좌표를 설정하여 변위량 계측을 실시하였으며, 각

균열에 대해 고유번호를 부과하여 균열의 발전양상을 추적하였는 바, 이 중에서 계측 후 약 1달 동안 10 cm 이상의 변위가 발생한 균열에 대해서만 정리하여 나타내면 Table 2와 같다.

한편, 사면의 안정성 분석에 있어서 가장 중요한 요소 중의 하나인 불연속면에 대한 조사가 보령댐 절취사면에서 15 m 간격의 EL 94 m 에서 EL 199 m 까지 각 단에 대해 크게 왼쪽(L)과 오른쪽(R) 사면으로 구분하여 이루어졌는 바, 조사결과 이 사면에서 가장 중요한 불연속면은 ST1에 속하는 불연속면 그룹으로서, 경사방향이 왼쪽 사면에서는 N347.8° 경사각이 32.5°이고 오른쪽 사면에서는 N332.4° 경사각 42°였다. 이는 주로 이 지역의 지층면에 해당되며 또한 이 지층면이 단층면으로 작용된 것이 관찰되었는데, 이 지층의 경사방향이 다른 불연속면 그룹에 비해 사면의 경사방향이 가장 근접하여 분포되어 있어서 사면의 안정성에 가장 큰 영향을 주는 불연속면 그룹인 것으로 밝혀졌다.

Table 1. Sources of failures in the left slope of the spillway and its alternative

Location	Sources of failure and its alternative	Date
Left slope of the spillway (El.140~El.79 m) (SP.-4~SP.1)	- Large-scale wedge failure through the bedding plane and joints (about 20,000 m ³) - Decreasing the excavation angle of the slope (1 : 0.5 → 1 : 1.2)	'93. 3.
Connection part to access (STA. 0+660)	- Small-scale plane failure developed to the upper slope when the bedding plane and excavation direction run together	'93. 11.
Basic dyke (El.130~El.170 m) (SP.1~SP.2)	- Plane failure in dyke developed to the upper slope	'93. 11. '94. 2.
Upper stream of main slope (El.214~229 m)	- Plane failure developed on soil after winter	'94. 3.
Lower stream of main slope (El.124~142 m) (SP.5)	- Small-scale wedge failure developed in the cross zone of bedding and joint	'94. 3.
Upper zone of access (El.79~110 m) (SP.-6+10~SP.-7)	- Wedge and plane failure developed in the zone of bedding and joint - Decide to decrease the angle of the slope by Japanese geologist (Mr.Dood)'s suggestion (1 : 1.2 → 1 : 1.4) - Reinforcement of slope protection hole	'94. 7.
Left slope of the spillway (El.169~229 m) (STA.-9~-4)	- Tensile failure generated through the joint (E-W direction) - Displacements were generated to the dip direction in El.154 m bench	'96. 10.

Table 2. Displacement of cracks which are developed more than 10 cm

No.	Location	Dir.	Initial displacement (cm)	Final displacement(cm)	Date(M/D)	
					from	to
2	EL.199 bench-184 slope	92/68	4	41.5(Upper)	10/3	11/13
4		92/72	6~10	45.0(Upper), 47.5(Mid)	"	"
5	EL.199~184 slope	92/70	1~2	37.5(Upper), 34.1(Lower)	"	"
6		90/70, 186/73	2	31.5	"	"
8	EL.184 bench	220/70-80	5	85.0	"	"
13	EL.184 bench and lower slope	162/54	2	31.0(Upper)	"	"
16	EL.169 bench and lower slope	265/52	2.0	60.0	"	"
20	EL 229 bench	250/48	3.0	13.0	10/4	"
21		96/62	3.0	14.2	"	"
24	EL 244~299 bench	82/70	1.3	12.1	"	"
26	EL.199 bench	60/82	22	65.0	"	"
28		124/69	5.0	14.6(Lower)	"	"
31	EL.169~184 slope	108/71	4.5	14.6	10/3	"
33		186/81	18.0	18.2	10/7	"
37	EL.169 bench	274/71	3.0	13.7	10/5	"
52	EL.184~169 slope	290/83	12.5	17.0	10/7	"
69	EL.199~184 slope	58/83	12.3	14.5	10/3	"
77	EL.169~154 slope	120/68	9.4	11.8	10/19	"
95	EL.152 slope	-	4.5	167.0	10/15	"
99	EL.169~154 slope	-	151	142.0	10/17	"
124	EL.169~154 slope	-	13.5	13.5	11/12	"

따라서 이상의 균열발전 계측결과와 불연속면 조사 결과를 바탕으로 보령댐 여수로 사면의 안정성 분석을 위하여 2차원 및 3차원적 수치해석이 실시되었다. 2차원적 해석에서는 현재 사면파괴가 주로 발생하고 있는 여수로 좌측사면에 대하여 단면도를 작성, 심도별 파쇄 영향권에 대하여 중점적인 분석이 이루어졌으며, 3차원적 해석에서는 전체 사면을 실물크기로 묘사하여 좌측 사면 및 우측사면에 대한 안정성 분석을 동시에 수행하였다. 각각의 해석에서는 모든 기초조사자료를 입력치로 이용하여 Table 2에서 정리한 바와 같은 현재의 사면 파괴 양상을 정확히 묘사함으로써 그 원인과 영향권

을 규명하고, 향후 발생가능한 사면의 파괴거동을 추이하며, 적절한 보강방법의 선정을 통하여 보강효과를 검증하고자 한다.

3. 사면안정성 분석

3.1 해석기법의 선정

일반적으로 지반거동분석을 위한 전산프로그램에는 여러 가지가 있으나, 현재 국내의적으로 충분한 검증작업이 이루어졌고, 국내 토목건설업계 등에서 가장 널리 사용하고 있는 FLAC을 선정하였다.^{3,4)} 이 프로그램은

다른 외부적인 하중조건 없이 중력에 의해서만 발생할 수 있는 터널천반의 붕괴현상이나, 지반침하, 구조물의 기초문제 등을 효과적으로 분석할 수 있으며, 특히 사면안정성 분석에 있어 탁월한 것으로 알려져 있어 본 연구의 목적과 상당히 잘 부합되는 것으로 판단된다.

그러나, 아무리 해석능력이 뛰어난 프로그램이라 하더라도 지반 또는 사면의 거동을 실제와 완전히 일치되는 정량적인 값으로 규명할 수는 없으며, 단지 그 경향을 정성적으로 보여주는 것에 불과하다. 따라서 여기서는 수치적으로 나타나는 결과보다는 파괴분포도 및 변위발생분포도 등 사면거동의 경향을 효과적으로 나타낼 수 있는 output에 대하여 중점적으로 고찰코자 한다.

3.2 계획대로 절취할 경우

3.2.1 2차원 해석

1) 모델의 구성

문제가 되고 있는 보령댐 여수로측의 4개 사면중 인장크랙이 발생하고 있는 1 : 1.4 사면을 계획대로 절취 하였을 경우 지하수가 사면의 변형 및 파괴에 미치는 영향을 살펴보기 위해 지하수 조건을 고려한 경우와 그렇지 않은 경우에 대해 각각 살펴 보았다.

해석에 사용된 물성치는 Table 3에 나타낸 바와 같다. 여기서 각각의 물성치는 현지암반평가지수(RMR)를 고려하여 실험실 시험에서 구한 각종 물성치를 기준으로 Hoek & Brown¹¹⁾과 Serafim & Pereira²⁾에 의해 제안된 현지암반의 강도 및 변형성에 대한 추정식을 이용하여 산정된 값이며, 특히 사면의 경사각과 유사하게 존재하고 있는 bedding을 고려하여 암반자체를 사면의 경사와 유사한 32.5°의 연약면을 갖는 층상물체(ubiquitous joint model)로 가정하였다.

요소망은 경계효과를 가능한 배제할 수 있도록 각 모델에 대하여 10,000~16,000개 정도의 요소로 분할하

였으며, 모델의 하부 즉 0 M.L.에 대해서는 경계조건을 고려하여 횡방향 및 종방향에 대하여 변위를 허용하지 않도록 하였고, 모델의 좌우 경계는 횡방향 변위만 구속하여 종방향으로의 변위는 허용하였다. 또한 중력만이 작용하는 상태에서 계산을 진행시켜 중력에 의한 하중이 모든요소에 전달되어 불평형력이 일정한 값 이하로 수렴하게 한 뒤, 인장강도 또는 점착력을 재부여하여 계산을 수행하였으며, 점진적인 사면 파괴 양상을 보다 정확히 표현하기 위해 계산과정에서 대변형 모드를 설정하였다.

2) 해석결과

Fig. 1은 현 사면을 계획대로 절취를 완료한 경우에 대한 단면 해석 요소망이다. 해석의 정확성을 기하기 위하여 요소망의 크기는 2.5 m×2.5 m의 정사각형으로 하였으며, 전체적인 사면의 파괴거동을 보는 것이 주목적이므로 개별적인 소단은 무시하여 표현하였다.

이와 같은 계획사면에 대하여 지하수의 영향을 무시한 경우와 이를 고려한 경우에 대해 각각 해석을 수행한 결과, 사면의 절취에 따른 파쇄대의 발생 양상은 Fig. 2에서 보는 바와 같다.

즉, Fig. 2(a)에서 보는 바와 같이, 지하수의 영향을 고려하지 않았을 경우 사면의 하단부 굴착으로 말미암아 200 M.L.과 150 M.L.의 지표에서 발생한 파단면은 지하 심부까지 층리에 거의 수직한 방향으로 발달하고 있음을 알 수 있으며, 125 M.L.부터 그 하부쪽으로는 지표면 부근에서 소규모의 파쇄가 발생하고 있는 바, 이는 곧 부분적인 사면의 붕락 가능성을 시사한다고 볼 수 있다. 이러한 파괴양상은 암반을 등방체로 간주하였을 경우에는 나타나지 않는 파괴양상이다.

Table 3. Physical properties as input data used in modelling (1 : 1.4 left slope of spillway)

Properties	Materials	
	Rock mass	Weak plane
Density (kg/m ³)	2650	same
Shear modulus (MPa)	1.96×10 ²	same
Bulk modulus (MPa)	2.14×10 ²	same
Friction angle (degree)	35	30
Cohesion (MPa)	1.5×10 ⁻¹	5×10 ⁻³
Tensile strength (MPa)	5.44×10 ⁻²	5×10 ⁻³

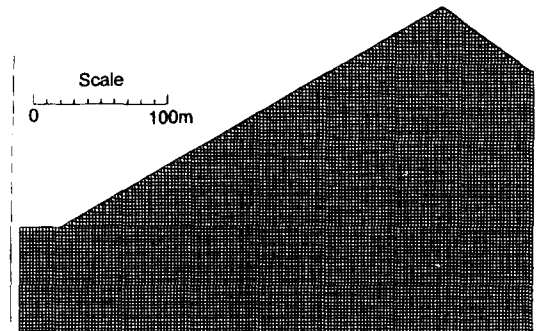


Fig. 1. Grid for the 2-D modelling on the left slopes excavated according to the original design (1 : 1.4, 35°)

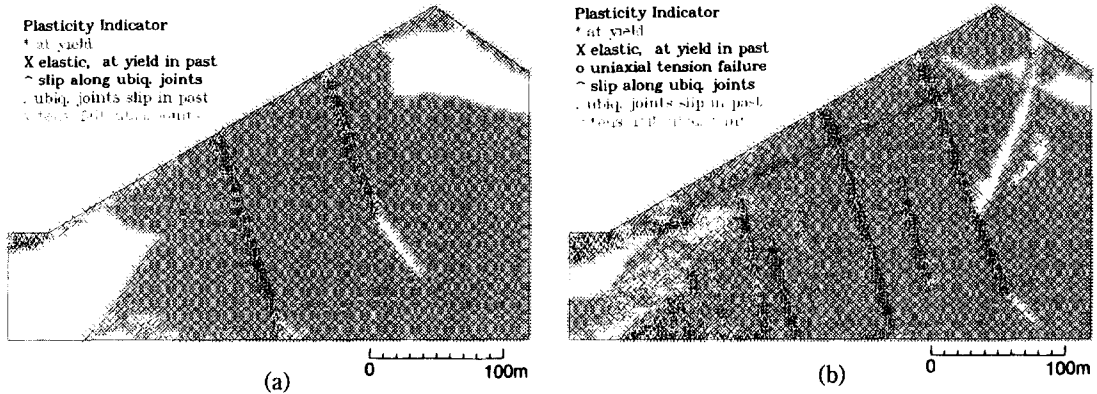


Fig. 2. Plasticity indicator for the slopes excavated according to the original design (a) In case of dry slopes (b) In case of slopes with ground water

한편, 연약면의 마찰각을 변화시키면서 별도로 수행한 해석에 의하면, 연약면의 마찰각이 22.5°에서 30°까지 변화함에도 불구하고 해석 결과에는 거의 변화가 나타나지 않는 것으로 볼 때, 위와 같은 사면파괴양상은 연약면을 따른 부분적 미끄러짐과는 관계가 없는 현상인 것으로 판단된다.

이러한 파단면의 영향은 Fig. 3(a)에 나타난 횡방향 변위도에서 잘 나타나고 있는데, 2개의 변위 불연속면(등변위선의 간격이 매우 좁거나, 아예 겹친 부분)이 Fig. 2(a)의 파단면을 따라 발생하였음을 알 수 있다.

즉 이 사면은 크게 3개의 블록으로 나누어져 뒤쪽의 블록(산 정상측)이 그 앞(산 하부쪽)의 블록들에 기대어 밀고 있는 형국이며, 150 M.L. 하부의 짙은색 부분에서는 주위보다 변위가 커서 사면의 배가 나오는 현상이 생길 수 있음을 시사하고 있다. 실제로 댐 사면에서 발

생하고 있는 균열의 변위 측정결과, 이와 같은 양상으로 발생하고 있음을 알 수 있다.

따라서 이 모드가 현재 사면에서 발생하고 있는 인장 크랙의 주메카니즘이라면, 이러한 파괴의 진전을 막기 위해서는 79 M.L.과 그 하부 여수로 쪽의 측벽보강이 절대적으로 필요할 것이며, 또한 125 M.L. 하부 지표면쪽에서의 국부적인 사면붕락현상은 록앵커 등의 설치를 통한 보강조치가 필요할 것으로 판단된다.

한편, 사면상의 시추공에서 측정된 안정 지하수위와 댐의 만수위 상태를 가정한 사면내 지하수면을 고려하였을 경우에 대하여 동일한 해석을 수행하였다. 이론적으로 지하수는 암반내부에서의 유효응력을 감소시킴으로써 암반의 파괴를 촉진시키는 역할을 하게 되는데, 이 경우의 파쇄영역분포는 Fig. 2(b)에서 볼 수 있듯이 2조의 대규모 파쇄대와 더불어 제 3의 파쇄대가 산 하

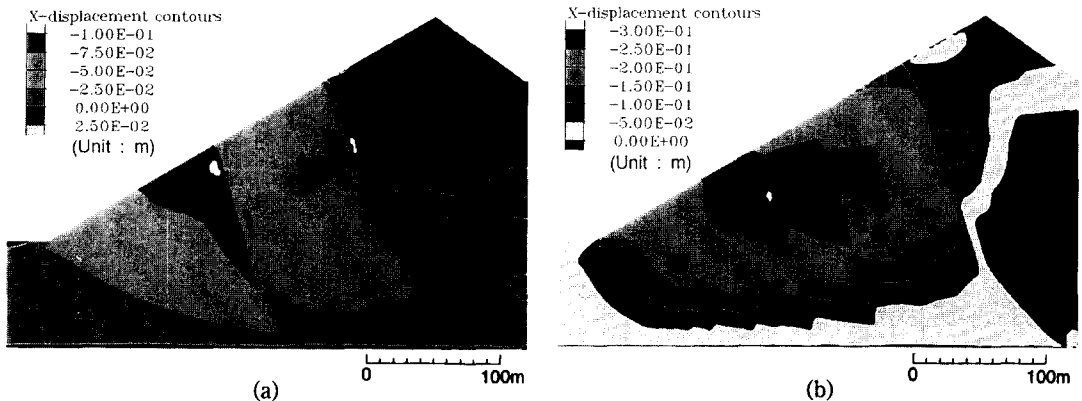


Fig. 3. X-displacement contours for the slopes excavated according to the original design (a) In case of dry slopes (b) In case of slopes with ground water

부쪽에서 발생되고 있으며, 그 사이에 규모가 약간 작은 파쇄대들이 수 조 발생하였음을 알 수 있다. 또한 Fig. 2(a)와 비교해 보면 2조의 파쇄대가 다소 산 정상 쪽으로 이동하였음을 알 수 있다.

이는 수압의 영향으로 암반의 강도가 저하되는 효과가 발생하여 파단면이 산 정상에서 제일 가까운 부분에 발생하고, 다시 그 하부의 암체들에 의해 당겨지면서 2번째 파쇄대가 발생하였기 때문인 것으로 생각된다. 또한 사면의 뒤쪽으로 전단에 의한 파쇄대가 발생하여 지표까지 연결되고 있으며, 사면 하단부에서의 활동성 인장파쇄대의 길이 또한 훨씬 증가하는 양상을 보이고 있다. 이 경우 사면의 횡방향 변위는 Fig. 3(b)에서 볼 수 있듯이 125 M.L. 부근의 빨간색 부분이 앞쪽으로 튀어나오는 양상을 띄게 되며, 이는 Fig. 3(a)와 비교해 볼 때 규모가 훨씬 크고 길다.

3.2.2 3차원 해석

1) 모델의 구성

3차원 해석에서는 계획사면으로 절취가 완료되었을 경우에 대한 geometry를 정확히 표현함으로써 사면의 향후 파쇄양상을 예측한 뒤, 만약 심각한 사면붕락이 예측된다면 어떠한 형태의 보강책단이 제시될 수 있는지를 입체적으로 살펴보고자 한다.

이를 위하여 계획대로 사면 절취가 완료되었을 경우에 대하여 총 32,000 여개의 블록으로 모델을 구성하였다.

지하수면의 영향은 2차원 해석에서 충분히 고려가 되었으며, 또한 그 영향이 뚜렷이 나타났었기 때문에 여기서는 이를 고려하지 않았다.

해석에 사용된 물성치와 구성모델(ubiquitous joint model)은 2차원 해석의 경우와 동일하나, 단지 bedding plane의 경사 및 경사방향을 3차원적으로 정확히 구현하기 위해 Table 4와 같이 연약면의 특성을 고려하였다.

Fig. 4는 계획대로 사면 절취가 완료되었을 경우에 대한 3차원 해석요소망을 나타내고 있다. 해석의 정확성을 기하기 위하여 각각의 zone의 크기는 2 m×2 m×2 m에서부터 3 m×3 m×5 m 정도의 크기를 갖는 블록으로 구성하였다.

Table 4. Dip and dip direction of the weak plane used in 3-dimensional numerical analysis

	Dip dir.(°)	Dip(°)
Left slope of the spillway	347.8	32.5
Right slope of the spillway	332.4	42.0

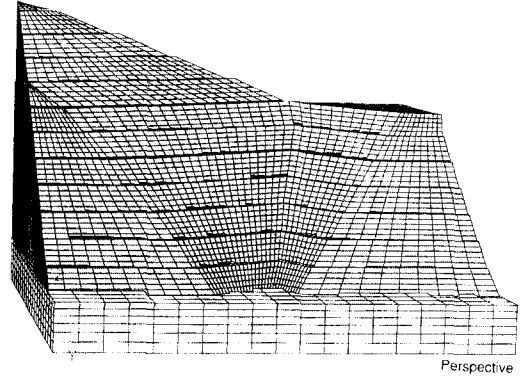


Fig. 4. Three dimensional numerical grid for the dam slopes excavated according to the original design

2) 해석결과

Fig. 5는 계획대로 사면 절취가 완료되었을 경우에 대하여 사면의 절취에 따른 파쇄대의 발생양상을 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 좌측사면의 전체 구간에서 인장 및 전단파쇄대가 나타나고 있으며, 특히 94 M.L.부터 184 M.L. 까지 구간에서 중점적으로 파쇄대가 형성되고 있는데, 이는 현장상황과 매우 유사한 결과를 보여 주고 있다. 또한 184 M.L. 상부에서는 계속적으로 활동성 파쇄대가 발생하고 있는 바, 이는 그 하부 사면의 불안정한 움직임에 의한 영향으로

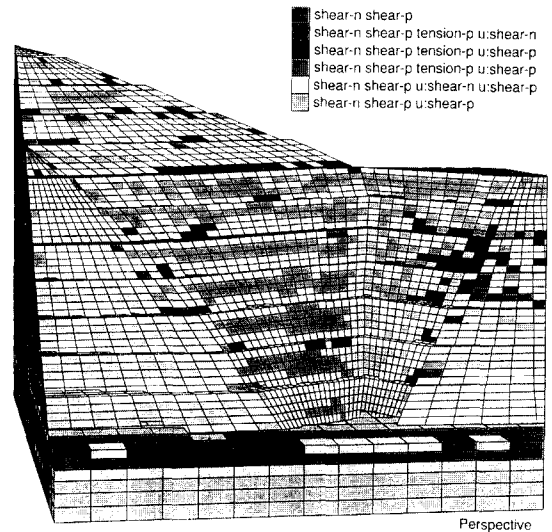


Fig. 5. Block plot of state on the dam slopes excavated according to the original design (Front view)

Table 5. Physical properties of the cable bolts used in modelling

Borehole		Cable		Grout	
Diameter (mm)	Diameter (mm)	Young's modulus (GPa)	Ultimate tensile capacity (KN)	Compressive strength (MPa)	Shear modulus (GPa)
38.0	25.4	98.6	548	20	9

간주되며, 또한 184 M.L. 상부의 활동성 파쇄대의 발생이 역시 그 하부의 사면안정성에 계속 영향을 미치는 등 상호작용이 일어나고 있기 때문인 것으로 판단된다.

또한, 좌측사면의 예각부분을 따라서도 전체적으로 인장파쇄대가 형성되고 있으므로 최대한 예각을 피하는 등의 조치가 따라야 할 것으로 보인다.

따라서 Fig. 5의 상태에서 사면의 하단부에 cable bolts를 부분적으로 사용할 경우를 가정해 보았다. Table 5에서는 해석에서 사용된 cable bolts의 주요 물성치를 나타내고 있다.

Fig. 6은 이러한 특성을 가진 cable bolts를 154 M.L.와 80 M.L.에 20 m 깊이에 1.5 m 간격으로 2열로 설치하고 (그 방향은 bolts의 지지효과를 최대화하기 위해 수평에서 상향으로 약 5~10° 가량으로 하였음), 최하단 바닥에는 30 m 깊이에 3~4 m 간격으로 1열로 설치한 경우 (그 방향은 사면전체의 움직임을 억제하기 위해 연직으로 하였음)에 대한 파쇄영역 분포도를 나타내고 있다.

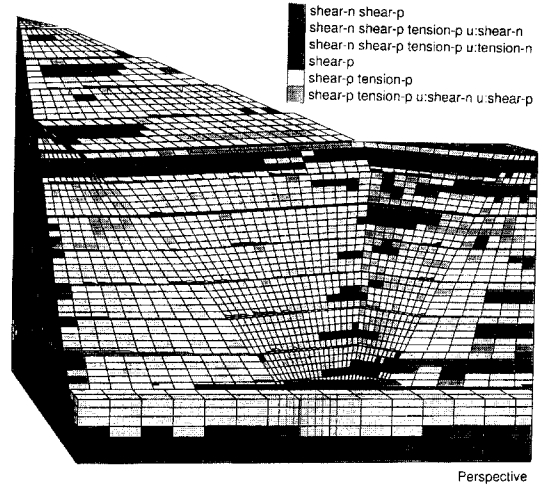


Fig. 6. Block plot of state when the dam slopes are reinforced with cable bolts

이 경우 보강전인 Fig. 5와 비교해 볼 때, 활동성 파쇄대의 발생양상이 상당히 줄어들었음을 알 수 있어, 적절한 보강방법 중의 하나가 될 수도 있을 것이나,

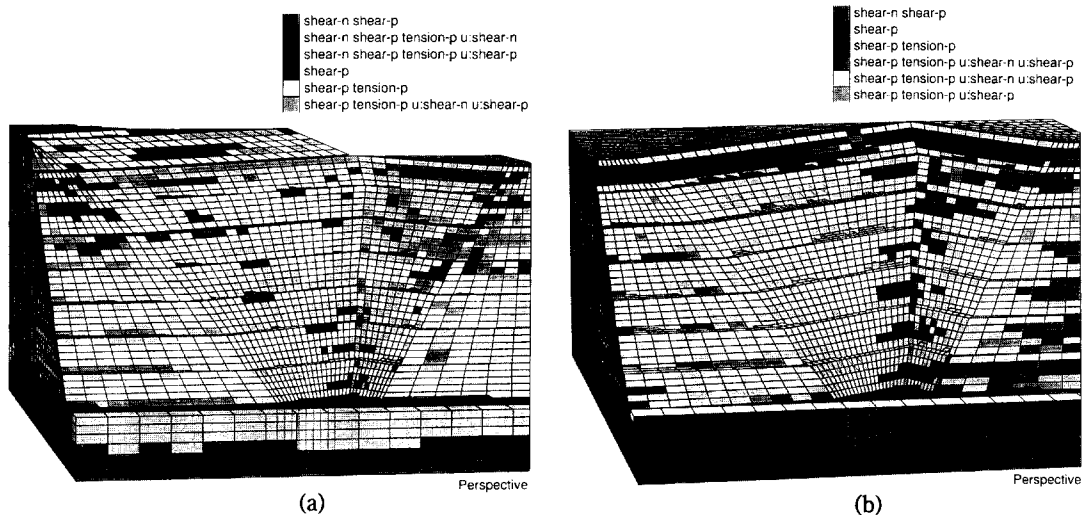


Fig. 7. Block plot of state when the higher benches were removed (a) In case 199 M.L. bench was removed (b) In case 184 M.L. bench was removed

184 M.L. 상부에서는 여전히 불안정한 분포를 보이고 있어 완전한 보강조치로는 미흡함을 알 수 있다.

따라서 이와 같이 국부적으로 cable bolts에 의한 보강조치와 함께 상재하중으로 작용하고 있는 상부의 일부 벤치를 제거하였을 경우에 대해서도 해석을 실시해 보았다.

그 결과, Fig. 7에서 보는 바와 같이, 199 M.L. 이상의 벤치만을 제거해도 그동안 상재하중으로서 작용하고 있던 위험요소를 다소 제거한 효과가 나타나고는 있으나, 이를 완전히 해소하기 위해서는 184M.L. 이상의 벤치까지 제거해야만 함을 알 수 있다.

3.3 현 상태에서 절취를 중지할 경우

한편, 현재까지의 굴착 상태에서 사면의 절취를 중단하고, 154 M.L.과 112 M.L.에 비교적 넓은 수평공간(Berm)을 마련한 경우에 대하여 2차원 해석을 실시하였다.

해석은 몇가지 경우에 대해 실시되었는데, 첫째 지하

수의 안정수위가 지표하부 30 m에서 일정 수준으로 형성되어 있고 댐이 만수일 경우, 둘째 지하수의 안정수위가 30 m(댐 쪽)~100 m(산 정상 쪽) 수준에서 변화하면서 댐이 만수일 경우, 셋째 두번째 경우에 대해 PC 강선으로 부분보강을 실시하였을 경우, 넷째 두번째 경우에 대해 Steel pipe와 Rail로 부분보강을 실시하였을 경우, 다섯째 세번째 경우에 대해 199 M.L 상부의 벤치를 제거하였을 경우 등 5가지 경우에 대한 해석을 각각 수행하였다.

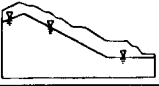
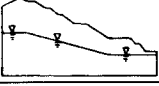
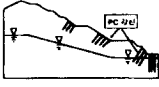


이때 지하수위 조건은 가정치를 사용하였는데, 사면에서의 시추작업이 지하수위를 규명할 수 있을 정도로 충분히 이루어지지 못했기 때문이다. 다만 댐 쪽의 지하수위는 댐의 만수위를 고려할 때 지표하부 30 m 지점이 될 것이라는 것은 충분히 납득될 수 있을 것이다.

PC강선 및 Steel pipe, 그리고 Rail에 대한 주요물성치는 Table 6과 같으며, 상기 5가지 경우에 대한 해석결과를 정리하면 Table 7과 같다.

Table 6. Physical properties of PC steel wire, Steel pipe and Rail

PC Steel wire		Steel pipe		Rail	
Dia. of Strand(mm)	12.7	O.D.(mm)	267.4	Height(mm)	170.0
Area	98.71 mm ² ×7=691 mm ²	I.D.(mm)	250	Width(mm)	146
Dia. of Borehole(mm)	135	t(mm)	9.3	t(mm)	15.0
Young's modulus(GPa)	200	Weight(kg/m)	59.2	Weight(kg/m)	60.4
Tensile strength(MN)	1.3	Area(cm ²)	75.41	Area(cm ²)	77.00
Yield strength(MN)	1.1	Young's modulus(GPa)	200	Young's modulus(GPa)	200
		2nd moment of inertia(cm ⁴)	6,290	2nd moment of inertia(cm ⁴)	2,711

Table 7. Results of numerical modelling for each cases when the excavations are stopped currently

	Analysis conditions	Results
①		- Several sets of tensile crack zone normal to the slope face - Mid zone of the slopes moved out - It seems to overestimate the ground water conditions
②		- Region of the active tensile failure is smaller than case ① - Depth of failure is still deep - Good simulation for the actual field condition
③		- Installed PC steel wire on 79 M.L., 124 M.L., 154 M.L. - PC steel wire was pre-tensioned of 20 ton - Active tensile failure decreased severely in PC steel wire installation zone - Tensile failure zone was still remained in 200 M.L.
④		- Installed Steel pipe and Rail(JR60 kg) on same place as case ③ - No Pre-tension - No reinforcement effect
⑤		- Overburden was excavated up to 199 M.L. in case ③ - Slope was stabilized

4. 결론 및 제안

이상의 2차원 및 3차원적 수치해석 수행 결과로부터 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

1) 현 상태의 사면이든, 계획된 대로 절취한 사면이든, 궁극적으로 사면의 파괴를 유발하는 주원인은 사면의 경사각과 유사한 방향으로 놓여있는 Bedding plane과 사면의 상단부의 하중이다.

2) Cable bolts를 이용한 국부적인 보강작업은 충분히 그 효과를 발휘할 수 있으며, 특히 사면 최하단부에서 연직방향으로 설치하는 보강은 사면 전체의 움직임을 상당부분 제어할 수 있는 것으로 밝혀졌다. 따라서 현 절취사면의 최하단부(79 M.L.) 바닥에 연직방향으로 길이 50 m 짜리를 3열, 79 M.L. 사면에는 사면에 법선방향으로 30 m 짜리를 3열, 124 M.L. 상부 사면에는 사면에 법선방향으로 20 m 짜리를 4열, 154 M.L. 상부사면에도 역시 사면에 법선방향으로 20 m 짜리를 3열로 설치하고 20톤의 Pre-tension을 가하는 조건으로 보강공법을 시행하는 것이 바람직하다. 그러나 본 해석대상 사면이 안전율을 충분히 보장해야 할 댐의 여수로 사면임을 고려할 때, 국부적인 보강작업만으로는 불충분하며, 사면 상단부의 하중제거가 따라야 한다.

3) 현재 인장균열이 발생되고 있는 154 M.L. 상부의 암체가 변형후에 평형상태(저항력 \geq 활동력)를 이루고 있는 것으로 보일 수도 있으나, 이러한 인장균열의 심도가 깊은 것으로 예측되기 때문에, 이를 방지할 경우 또 다른 사면파괴를 초래할 수도 있다. 따라서 사면의 예각 부분 및 이미 파쇄된 부분은 최대한 제거해야 한다.

4) 이미 발생한 인장균열대(tension-previous)에 대해서는 free-frame 설치 등의 부분적인 보강작업과 견어내는 작업이 함께 이루어져야 한다. 또한 사면의 예각부분은 최대한 제거되어야 하는데, 3차원 해석결과로부터 최하단의 절취심도는 최소한 15 m 이상 되는 것이 좋고, 좌측사면의 예각부분은 곡률 반경이 95 m가 되도록, 그리고 우측사면의 예각부분은 곡률 반경이 85 m가 되도록 하는 것이 바람직할 것이며, 전체적으로 제거후의 경사는 1 : 1.4가 바람직하다.

본 해석대상 사면이 안전율을 충분히 보장 해야하는 댐 사면임을 감안할 때 이상의 보강공법 외에도 다음의 사항을 제안한다.

1) 보강공법에 추가하여 상부 벤치를 일부 제거하는 해석의 결과로부터 사면이 안정화됨을 확인할 수 있었

는 바, 상재하중의 제거가 필수임을 알 수 있으나 이를 위해서는 막대한 양의 굴착작업이 이루어져야 하므로 시공성이나 경제성 등 현장사정을 고려할 때 상재하중이 존재하는 184 M.L. 상부의 절취가 현실적으로 대단히 어렵다. 따라서, 이에 대한 차선의 대책으로 사면 전체의 암반거동에 대한 모니터링 계획을 즉시 수립하여 지속적인 관측을 함으로써 사면의 불안정한 거동이 감지될 경우에 적절한 대비책을 별도로 강구해야 할 것으로 본다. 따라서 사면내 심부 암반의 변위를 모니터링할 수 있는 최신 기술중 하나인 시간영역 반사법(TDR, Time Domain Reflectometry)을 비롯하여 Joint displacement measuring system, Multi-point Extensometer, Inclinator 및 Tiltmeter와 사면내 지하수압 측정할 수 있는 Piezometer 등의 활용을 제안한다.

2) 지표수가 인장 균열이나 열극 등을 통하여 사면 내부로 스미는 것을 방지하기 위하여 암반 사면에 대한 적절한 지표배수 및 배수로를 설치함으로써, 사면 내부의 수압강하 조치를 취한다.

사 사

본 연구는 삼안건설기술공사의 지원으로 수행되었으며 이에 최강덕 감리단장님께 감사드립니다. 또한 현장조사시 적극 도와주신 수자원공사의 박철숙 님과 쌍용건설의 이무형 이사님, 송재만 차장님께 감사드리며, 연구에 참여하였던 한국자원연구소의 신희순 박사, 선우춘 박사, 박 찬 씨께도 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Hoek, E. and E. T. Brown, 1988, The Hoek-Brown Failure Criterion-a 1988 Update, Rock Engineering for Underground Excavation, Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symp. Toronto, October 1988, pp.31-38.
2. Serafim, J. L. and J. P. Pereira, 1983, Considerations of the Geomechanical Classification of Bieniawski, Proc. of the Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Construction, Vol. 1, pp.II.33-42.
3. FLAC-3D User's Manual, 1996, Version 1. 1, Vol. I-III.
4. FLAC-2D User's Manual, 1992, Version 3. 2, Vol. I-III.
5. 한국자원연구소 보고서, 1995, 보령댐 절취 암반사면에 대한 안전연구, 280p.