

수위변동에 따른 Earth-Rockfill 댐의 거동 및 균열원인에 대한 평가

An Evaluation of Stress-Strain Behaviour of Earth-Rockfill Dam and Causes of Crack due to Water Table Fluctuation

김 상 규* ¹	Kim, Sang-Kyu	한 성 길* ²	Han, Sung-Gil
이 민 형* ³	Lee, Min-Hyung	안 상 로* ⁴	Ahn, Sang-Ro

Abstract

Longitudinal cracks have occurred on the crest of dams soon after their construction of two earth-rockfill dams located in Samlangjin. They are a pair of pumped storage dams constructed for generation of electrical power. The upper dam and lower dam are subjected to the variation of water level more than 10m once in a day alternatively. This paper deals with the finding of possible causes for longitudinal cracks about upper dam. The dominant cause was considered to be due to fluctuation of water load, for which numerical analysis was carried out using the hyperbolic model. In order to obtain parameters necessary to the analysis, a series of triaxial tests was performed for both core and rock material. Also dynamic triaxial test was performed to obtain dynamic properties of soils, which could be used as input data to simulate frequent variation of stress change due to the water fluctuation. It was known from the numerical analysis that the confining pressure of upper 4m from the top of the crest become negative after repeating of water load, meaning that tension cracks occurred in the top portion of the crest. The depth of longitudinal cracks has been investigated by digging test pit on the crest. This results agree with the field observation.

요 지

삼랑진에 위치한 삼랑진양수발전 상·하부댐의 댐마루에 시공 후 종방향 균열이 발생하였다. 이 댐들은 전력을 생산하기 위한 양수발전댐으로 상부댐과 하부댐으로 구성되어 있으며, 매일 10m이상의 수위변화를 받아왔다. 본 논문은 이들 댐중 상부댐에 발생한 종방향 균열의 원인을 찾는 데 있다. 균열의 주요 원인은 수위변동으로 인한 것으로 판단되었으며, 이를 검토하기 위해 hyperbolic model을 이용한 수치해석을 수행하였다. 수치해석을 위한 입력자료를 얻기 위해 심벽재료와 사석재료에 대해 일련의 삼축압축시험을 수행하였다. 또한 수위변동으로 인한 주기적인 응력변화를 검토하기 위한 입력자료를 얻기 위해 진동삼축압축시험을 수행하였다. 수치해석결과 반복하중이 작용했을 경우 댐마루에서 깊이 4m까지 구속압력이 음이 되는 것으로 나타났으며, 이로 인해 종방향균열이 발생한 것으로 판단되었다. 이 종방향균열의 깊이는 댐마루에서 수행한 시험굴에서 확인하였으며, 현장 조사결과와 잘 부합하였다.

Keywords : Dynamic triaxial tests, Earth-rockfill dams, Hyperbolic model, Longitudinal cracks, Water table fluctuation

*1 정회원, 일본 Saga대학 초청교수 (Member, Invited Scholar, Saga Univ. Japan)

*2 정회원, 현대산업개발 토목설계팀 과장 (Member, Manager, Civil Engrg., Team, Hyundai Development Company)

*3 정회원, 지한엔지니어링 지반사업부 대리 (Member, Assistant Manager, Geotechnical Engrg. Division, Jihan Engrg., Co. Ltd.)

*4 정회원, 시설안전기술공단 댐항만실 실장 (Member, Director, Dam and Seaport Dept. Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation)

1. 서론

삼랑진 양수 상부댐은 중앙심벽형 록필댐으로 경상남도 밀양시 삼랑진읍에서 동쪽으로 5km 떨어진 곳에 위치하며 전력공급을 위해 1985년에 완공되었다. 이 댐은 산기슭의 가파른 계곡을 횡단하여 축조되었다. 댐높이 88m, 댐길이 269m, 댐마루 표고는 EL. 404.6m이며 유역면적이 1.5km²이다. 그림 1은 삼랑진 상부댐의 대표단면을 보인 것이다. 상부댐은 심야에 하부댐으로부터 잉여전력을 이용하여 양수한 물을 저장하였다가 첨두부하시(1일 6시간) 발전을 하기 위해 약 4,766,000m³의 유효저수용량을 확보하고 있다.

본 연구의 목적은 반복적인 수위변화로 인한 양수발전댐의 거동 및 침하와 댐마루의 종방향 균열에 대한 원인을 분석하는데 있다. 특히 수위 상승과 강하에 따른 댐 구성재료의 특성 변화를 압밀배수 삼축압축시험과 진동삼축압축시험을 통하여 구하였다. 이 시험결과를 이용하여 급격한 수위의 반복적인 변화를 겪는 댐의 응력-변형 해석을 수행하였다. 그림 1은 삼랑진 상부댐의 대표단면을 나타내었다.

2. 균열발생 현황 및 축조재료 조사

2.1 균열발생 현황

삼랑진 상부댐은 1984년 1월에 성토가 완료되었으나 1987년 1월에 제체의 우안 부근에서 20m 길이의 횡방향 균열과 종방향균열이 발견된 이후 1997년까지 7회에

걸쳐 균열발생으로 인한 보수공사를 실시하였다. 그림 2는 상부댐의 균열발생부위와 본 연구를 위해 수행한 시험굴과 시추위치를 보인 것이다. 표 1은 댐의 균열발생 및 보수현황을 나타낸 것이다.

2.2 축조재료 조사

댐의 시공이력을 보면, 기초처리는 누수방지와 댐 기초지반을 개량하기 위하여 중앙 심벽부분의 기초 암반 전체에 걸쳐 시멘트 밀크 그라우팅(cement milk grouting)을 실시하였다. 댐 성토는 댐이 경사가 심한 오목한 계곡에 위치하므로 댐하부의 종단길이가 짧아 표고 360m이하에서는 축조속도가 32~54cm/day로써 빠르게 시공되었고, 중간부위인 표고 360~389m 구간에서는 축조속도가 19~29cm/day로 느리게 진행되었다가 표고 389m 이상에서는 축조속도가 39~42cm/day로 다시 빠르게 진행되었다.

표 2는 댐의 시공당시 설계 및 시방기준, 품질관리시험 결과, 금회 지반조사 결과를 보인 것이다. 심벽재료의 함수비는 최적함수비보다 습윤측으로 축조되었으며, 금번 시추조사시 수행한 현장투수시험 결과 설계기준치 보다 약 10배 정도 큰 것으로 나타났다.

3. 현장조사 및 시험

현장조사를 위해 시굴조사, 시추조사, 간극수압계 설치 및 측정, 부간극수압계 설치 및 측정, 변위측량 등 다양한 시험을 수행하였다. 본 절에서는 댐마루의 균열조

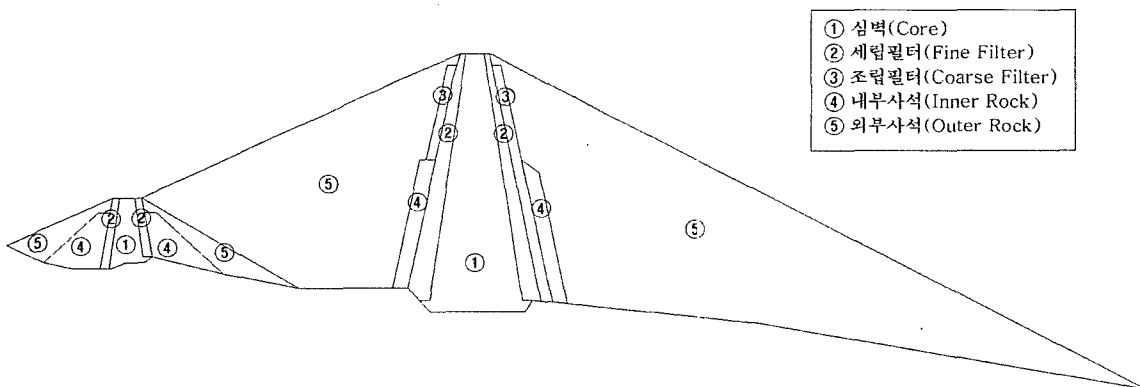


그림 1. 삼랑진 상부댐의 대표단면

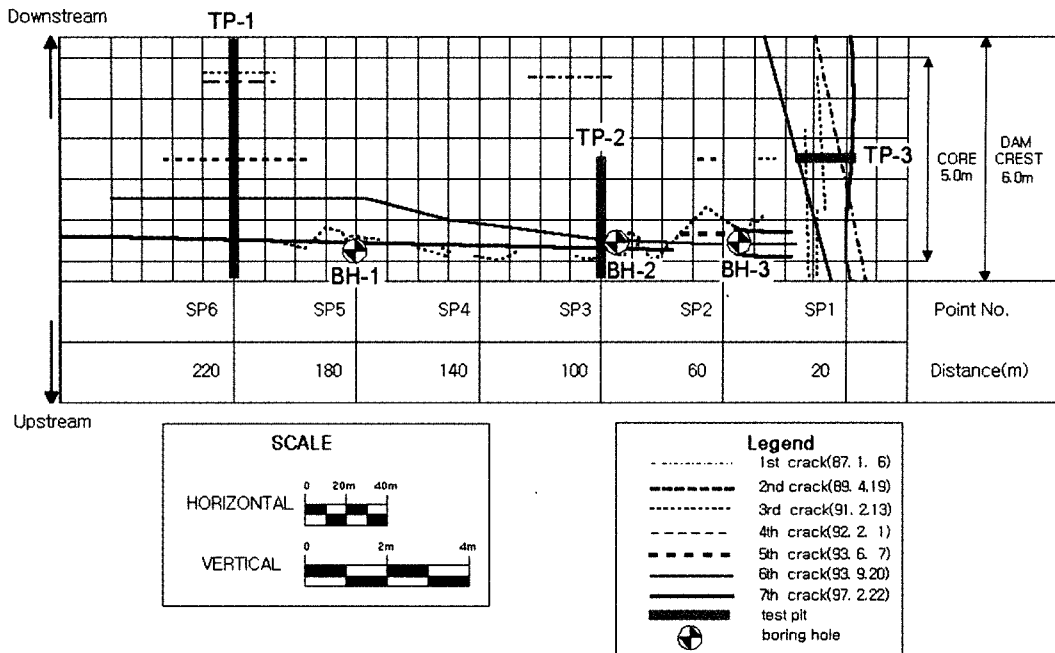


그림 2. 댐마루의 균열발생 현황

표 1. 댐의 균열발생 및 보수현황

구분	균열발견	보수기간	보수내용
1차	'87. 1. 6	'87. 4. 15 ~'87. 4. 22	<ul style="list-style-type: none"> • 종방향 균열(L=26m, W=2cm) - 벤토나이트 그라우팅 • 우안 아버트먼트(abutment) 횡방향균열(L=6m) - 벤토나이트 그라우팅(Bentonite Grouting)
2차	작업시 발견	'87. 4. 19 ~'89. 4. 21	<ul style="list-style-type: none"> • 댐마루 중앙 종방향균열(L=52m, W=1cm) - Pit수: 2m간격에 26개소 - 시멘트 : 벤토나이트 : 물 = 601 : 1 : 20 - 자연침투식 주입, 주입량 : 1,050 ℓ
3차	'91 2. 13	'91. 3. ~'91. 4.	<ul style="list-style-type: none"> • 댐마루 상류쪽 종방향균열(L=120m, W=0.5-1.5cm) - Color Stone 제거, 시멘트+벤토나이트+물 주입 - 퇴메움 및 다짐, 아스팔트 살포 - Color Stone 복구 • 횡방향균열(L=6m, W=2.5cm) - 종방향균열 보수와 동일
4차	'92 2. 1	'92. 9. 1 ~'92. 9. 8	<ul style="list-style-type: none"> • 댐마루 하류쪽 종방향균열(L=21.6m, W=0.5cm) - 3차 보수와 동일
5차	'93 6. 7	'93. 6. 7 ~'93. 6. 13	<ul style="list-style-type: none"> • 댐마루 상류쪽 종방향균열(L=11m, W=2cm) - 3차 보수와 동일
6차	'93 9. 20	'93. 9. 20 ~'93. 12. 28	<ul style="list-style-type: none"> • 댐마루 상류쪽 종방향균열(L=205m, W=1cm) • 횡방향균열(L=6m, W=1cm) - 댐표면 아스팔트 살포
7차	'97 2. 22	'97. 2. ~'97. 3.	<ul style="list-style-type: none"> • 댐마루 상류쪽 종방향균열(L=205m, W=1.5cm) - 3차 보수와 동일 - 색소주입(시추 균열깊이 확인) • 횡방향균열(L=6m, W=1cm) - 종방향 균열과 동일한 보수방법

표 2. 설계 및 시방기준과 품질관리시험결과

구 분	설계 및 시방기준		품질관리시험결과			금회 조사결과
	심벽	세립/조립필터	심벽	세립필터	조립필터	심벽
1. 함수비 최적함수비(ω_o) 현장함수비(ω_f) $\omega_f - \omega_o$	15 O.M.C -1~+3%	5 포화상태(10%)	18.402 20.373 1.832	7.577	6.607	19.6
2. 건조밀도(t/m ³) 최대건조밀도 최소건조밀도 현장건조밀도 D값(%)	1.700 D ≥ 95	1.900 D ≥ 70	1.719 1.690 98.292	1.542 1.269 1.484 81.802	2.065 1.780 2.006 82.154	1.66
3. Atterberg한계(%) 액성한계 소성지수	 PI ≥ 8		20.317 12.617			33.6 11
4. 기타 #200 이하 통과량 투수계수(cm/sec)	#200 ≥ 10% k ≤ 1 × 10 ⁻⁵ (현장)	#200 ≤ 5% Fine k ≤ 1 × 10 ⁻⁴ Coarse k ≤ 1 × 10 ⁻³	29.129 0.17 × 10 ⁻⁵	2.088	2.382	50.7 14.7 × 10 ⁻⁵

사와 관련된 사항에 대해서만 자세히 언급하고자 한다.

시추공은 NX규격의 회전수세식 시추기를 사용하여 45m 심도까지 굴진하였으며, 불교란 시료 채취와 병행하여 표준관입시험, 공내재하시험, 현장투수시험 등의 현장시험을 수행하였다.

시굴조사는 각 부분의 표고, 시공두께, 균열 및 보수상태 등의 파악을 위한 mapping과 병행하여 현장밀도 시험과 실내시험을 위한 불교란시료 채취(box sample)도 수행하였다. 조사완료 후 시험굴 복구는 댐체의 원상태에 가깝게 복구될 수 있도록 하였으며, 특히 심벽부분은 1회 10cm 두께로 포설하여 인력다짐장비를 사용하여 다짐하였고 품질관리를 위하여 현장밀도 시험을 실시하는 등 주의 깊게 복구하였다.

시험굴조사는 그림 2에 보인 바와 같이, 댐체 상단부의 시공, 균열 및 보수상태 등을 확인하기 위하여 3개소에 대하여 댐마루에서 약 3.0~3.5m 깊이까지 조사하였다. 조사위치는 종방향균열 발생빈도가 높고 균열 폭이 큰 지점에 2개소(TP-1, TP-2), 횡방향 발생 지점에 1개소(TP-3) 총 3개소를 선정하였으며, TP-3는 횡방향균열의 직각방향(댐축방향)으로 시험굴을 굴착하였다. 조사심도는 균열발생의 심도가 깊지 않을 것이라고 추정하였고, 만수위 및 현재운영 수위 등을 고려하여 댐 운영에 지장이 없는 깊이까지를 조사하기로 결정되었다.

그림 3은 TP-1 시험굴의 mapping 결과를 보인 것이다. TP-1 조사결과 균열은 대부분 심벽부분 내에서 발견되었으며, 폭 2~5mm 정도의 균열 일부는 댐마루 부

근에만 존재하고 일부는 댐마루로부터 수직으로 굴착 깊이까지 발생되어 있었다. 또한 과거 균열발생시 주입 하였던 벤토나이트(bentonite)가 균열부위를 따라 침투되어 있음이 관찰되었다. 균열의 폭은 심도가 깊어질수록 점차 가늘어 졌으며, 벤토나이트 주입흔적도 굴착하부에 이르러서는 미세하게 나타났다. 심벽부분내에 최대치수 30cm의 쇄석이 혼합되어 있었으며, 조립필터(coarse filter)내에는 최대치수 30~50cm의 쇄석과 호박돌이 트래와 혼합되어 있음이 관찰되었다. 세립필터(fine filter)내에는 최대치수 25cm의 쇄석이 섞여 있었으며, 대체로 입도가 불량한 균질한 재료로 시공되어 있었다. 심벽부분과 필터부분의 경계는 부분적으로 심벽재와 필터재가 1.0~1.5m씩 상·하류측 방향으로 크게 지그재그 형상으로 교호하는 것으로 나타났다. 이러한 상태가 저류수의 침투영향권내에 까지 전개되어 있는 경우라면 심벽부분의 실제 폭이 줄어든 상태로 기능을 수행하게 될 것이다.

TP-2의 조사결과 심벽부분 상부가 상류사면측이 하류측보다 약 10~20cm 정도 침하가 더 발생되어 있으며, 2mm 정도의 폭을 갖은 균열이 1개소에서 발견되었다. 또한 높은 함수비를 가진 샌드포켓(sand pocket) 현상이 우안측 단면에서 관찰되었다.

횡방향 균열부위를 조사한 TP-3의 경우 균열의 대부분은 댐마루로부터 약 2m 깊이까지 3~20mm 정도의 폭을 갖고 발달되어 있었으나, 우안측에 최대 균열폭 50mm 횡방향균열이 댐축과 약 45° 경사로 발달되어 있을 가능

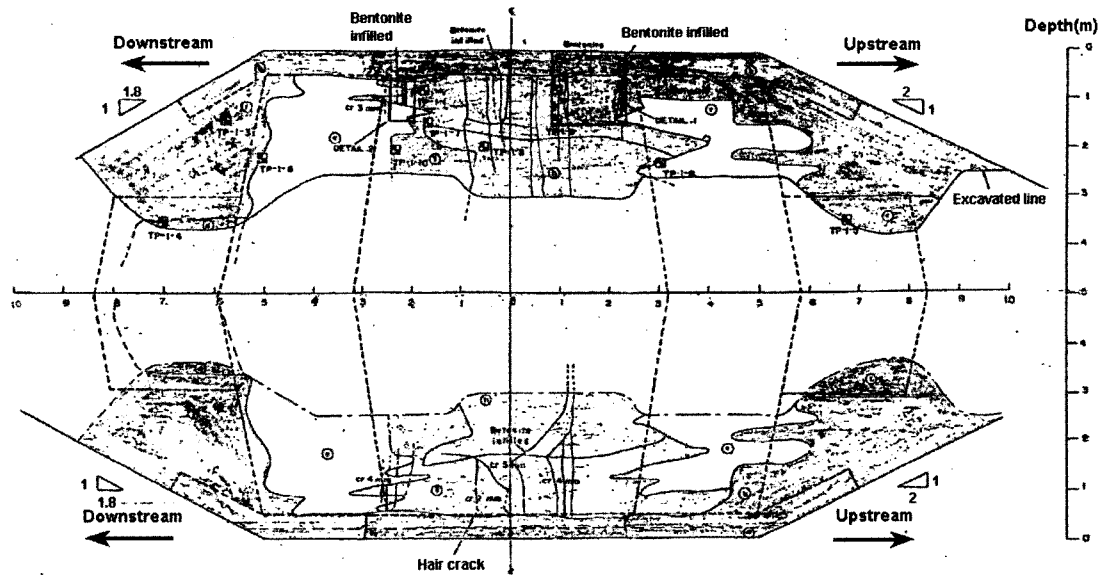


그림 3. TP-1 조사결과

성이 있다. 또한 TP-1에서와 같이 과거 균열발생시 주입 하였던 벤토나이트(bentonite)가 균열부위를 따라 침투 되어 있었으며, 심벽부분내에 최대치수 30cm의 쇄석이 섞여 있었다.

4. Hyperbolic 매개변수 결정

본 절에서는 유한요소 해석시 이용되는 hyperbolic 매개변수를 결정하기 위한 실내시험 과정에 대해 설명하고자 한다.

4.1 시험

4.1.1 시료

시험에 사용된 시료는 삼랑진 상부댐의 심벽부분과 사석부분에서 채취한 교란시료를 이용하였다. 심벽재료의 시료는 댐의 축조과정시 현장다짐조건과 동일하게 재현하기 위해 같은 함수비와 밀도로 다져서 공시체를 제작하였다. 심벽부분의 재료는 통일분류법상 대부분 모래 섞인 실트질 점토(CL) 또는 점토질 모래(SC)로 분

류되었다. 표 3은 시험에 사용된 심벽재료의 물성치를 보인 것이다.

사석재료의 경우, 실험실에서 실제 입자크기의 실험을 수행할 수가 없기 때문에 일반적으로 상사입도법 (scaling-down technique)을 이용한다. 많은 연구자들이 전단강도에 입경이 미치는 영향에 대한 연구를 수행하고 있으나 일관성을 나타내지 않으며 대체적으로 큰 영향이 없는 것으로 밝혀지고 있다. 또한 간극비가 일정하다면 입자의 크기는 전단저항에 별로 영향을 끼치지 않는다(김상규, 1998). 현재로서 실물크기의 대형공시체를 성형하여 진동삼축시험을 수행하기가 어렵기 때문에 시료를 잘게 부수어 시험을 하였다. 세계적으로 보편화된 대형 삼축압축시험시 시료의 직경과 최대입경의 비는 4~8을 사용하고 있다. 본 시험의 경우 시료의 입자의 크기는 공시체 직경의 1/6 이하로 하였다. 시험방법은 ASTM(D5311) 규정(ASTM, 1992)에 의하여 진동 삼축시험을 수행하였다. 그림 4는 시험에 사용된 시료의 입도분포를 나타낸 것이다.

표 3. 시험에 사용된 심벽재료의 물성치(한국전력공사, 1998)

구 분	깊이 (m)	자연함수비 (%)	액성한계 (%)	소성지수 (%)	건조단위중량 (t/m ³)	통일분류
TP-3-8	2.0	18.8	33.8	11.5	1.56	CL/SC

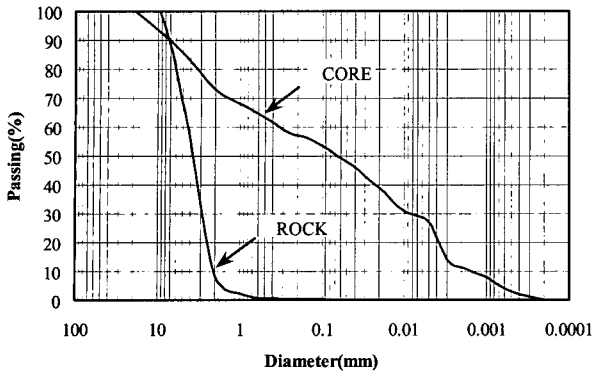


그림 4. 시험에 사용된 시료의 입도분포

4.1.2 시험절차

(1) 심벽재료

심벽부분의 교란된 시료는 현장상태의 건조단위중량과 간극비를 고려하여 현장함수비 보다 조금 작게 건조측으로 성형하였다. 그 이유는 현장함수비 이상의 함수비로 다질 경우 과다짐되는 결과를 유발하므로 함수비를 약 3~4%정도 줄여서 다짐분을 이용하여 시료를 성형하였다. 진동삼축압축시험의 경우 직경 70mm, 높이가 140mm인 몰드에 5층으로 나누어 다지고 삼축압축시험(CD test)의 경우 직경 50mm, 높이가 100mm인 몰드에 3층으로 다져서 성형하였다.

시료가 성형되면 배압법에 의해 포화시키고, 셀압력과 배압을 10kPa의 차이를 두고 낮은 압력부터 0.95이상의 포화도를 얻을 때까지 상승시켰다. 그리고 압밀배수 삼축압축시험시 재하속도는 0.01mm/min로 하였다.

(2) 사석재료

시료의 크기는 직경이 70mm, 높이가 140mm로 침강법을 이용하여 성형하였다. 조립질 시료의 성형을 위해 제작된 3개의 조각으로 분리되는 몰드 위에 시료 높이보다 높게 플라스틱 튜브를 설치하고 물을 채운 후 손가락을 이용하여 서서히 압편을 침강시켰다. 이때 압편이 해머로 파쇄되면서 날카로워진 부분으로 인해 구속압을 받으면 멤브레인이 찢어지는 현상이 발생하므로 멤브레인 안에 종이로 된 수평배수재를 두르고 그 속에 압편을 침강시켰다.

압편이 140mm 이상 쌓이면 상부의 플라스틱 튜브를 제거하고 몰드의 높이에 맞게 시료를 평평하게 고른다. 이때에도 입자가 균일하지 못하므로 하중이 시료의 단면적에 골고루 전달되게 하기 위해 시료 상부에 배수재

를 여러 장 간 다음 다공판을 설치하였다.

시료를 평평하게 고른 후 탭캡(tap cap)을 올리고 상부 오링(O-ring)을 씌운다. 이때 시료의 유효응력은 0에 가깝기 때문에 몰드를 제거하면 시료가 자립해 있지 못한다. 그러므로 시료 하단부에 연결된 간극수압측정라인을 통해 아래로 약 1m 정도 높이차를 두어 배수시킴으로써 약 10kPa의 부간극수압이 시료에 작용하도록 하여 시료의 교란이나 파괴가 발생하지 않고 몰드를 제거하더라도 시료가 자립할 수 있게 된다.

시료가 성형되면 역시 배압법에 의해 포화시키고 포화도가 0.97이상이면 완전포화로 가정하였으며 시험시 재하속도는 0.167mm/min으로 하였다. 초기에 시료 성형상의 문제로 초기의 밀도 및 간극비를 알 수 없으므로 시료의 밀도 측정을 위하여 시험 종료 후 시료입자를 유실없이 받아 두었다.

4.1.3 멤브레인 보정

삼축시험에서 멤브레인 관입의 영향은 배수상태에서의 체적변형과 비배수상태에서의 간극수압에 영향을 미친다. 배수상태의 시험에서 체적변화는 시료 속으로 유·출입되는 물의 양으로 결정되며, 셀압력이 멤브레인의 관입과 동반하여 변화된다. 그러므로 물이 유·출입되는 양의 측정에 근거한 체적변화의 산정은 많은 오차를 보일 수 있다.

압밀시 시료주변 입자 사이의 간극으로 멤브레인이 관입하기 때문에 체적변화가 발생하며, 배수시험시 구속압에 따라서 멤브레인의 관입량과 체적변화량이 변화한다(Raju와 Sadasivan, 1974; Kiekbusch와 Schuppener, 1977; Ramana와 Raju, 1982; Baldi와 Nova, 1984). 체적변화에 대한 영향을 고려해 주기 위해 Ramana와 Raju (1982)가 제안한 식을 이용하여 보정해 주었으며 체적변화량, ΔV_m 은 다음과 같이 표현된다.

$$\Delta V_m = \Delta v_m \times A_m \quad (1)$$

여기서, Δv_m : 단위 멤브레인 관입량

A_m : 멤브레인의 단면적

4.1.4 진동삼축시험

시험에 사용된 시료에 대해 진동삼축시험을 실시하였다. 진동주기는 ASTM(D5311) 규정에 0.1Hz에서 2.0Hz

사이의 값으로 하도록 되어 있다. 본 시험에서는 반복하중을 받는 시료에 대한 거동을 해석하는데 목적이 있으므로 심벽부분과 사석부분의 시료에 대해 0.1Hz로 시험을 실시하였고 진동하중은 응력제어 방식으로 하였다. 응력제어 방식으로 가해지는 하중은 다음과 같이 계산하였다.

$$P_c = 2 \times \sigma'_c \times SR \times A_c \quad (2)$$

여기서, P_c : 진동하중, 즉 시료에 가해지는 하중

σ'_c : 유효구속압

SR: 요구하는 응력비

A_c : 압밀 후 시료의 단면적

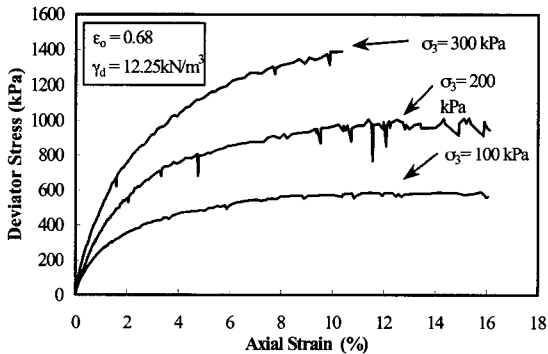
4.2 시험결과 및 분석

Hyperbolic 매개변수를 구하기 위해서는 삼축압축시험(CD)을 통해서 축차응력과 축변형률, 체적변형률과

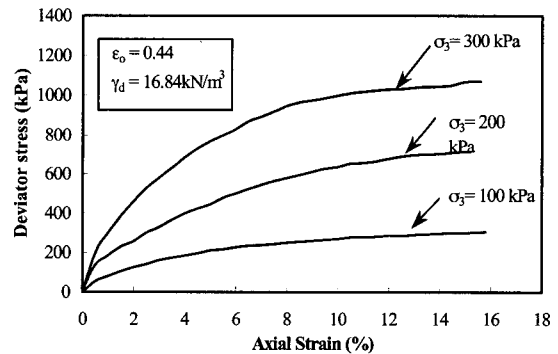
축변형률의 곡선을 구해야 한다. 시험에 이용된 심벽부분의 시료는 간극비가 0.44이고 사석부분은 0.68인 느슨한 상태이다.

그림 5는 심벽부분과 사석부분에 대해서 압밀배수삼축시험한 결과를 나타낸 것이다. 사석재료에 대해서, 구속압이 200kPa일 때 시료가 변위에 따라 축차응력이 일정하게 증가하지 않는 것은 더 큰 하중이 가해짐으로 인해서 압편의 맞물림(interlocking)이 깨짐으로 발생한 현상으로 판단된다. 그리고 300kPa 이상의 높은 구속압에서 멤브레인이 찢어지므로 더 이상 시험하지 못하였다.

Rock 재료에 대해서 압밀배수삼축시험(CD)으로 얻은 Mohr 파괴포락선을 도시한 결과에 의하면, 구속압의 증가에 따라 내부마찰각이 감소하는 현상이 뚜렷하게 나타난다. Indraratna 등(1993)이 여러 암석에 대해 수행한 전단시험 결과와 비교하면, 본 시험에서 구한 내부마찰각은 46°로 다른 재료보다 조금 큰 것으로 나타났다. 표 4는 시험에 의해 구한 hyperbolic 매개변수를 나타낸 것이다.

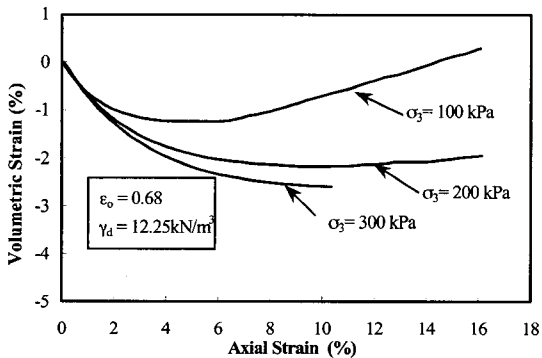


① 사석재료

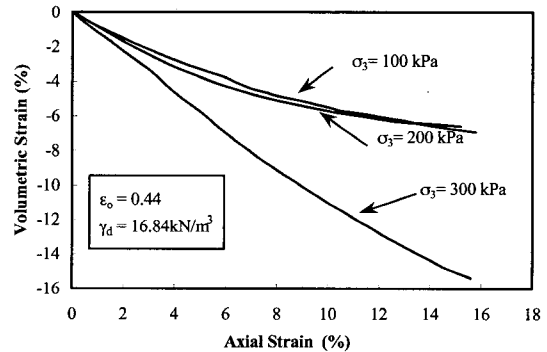


② 심벽재료

(a) 축차응력-축변형률 곡선



① 사석재료



② 심벽재료

(b) 체적변형률-축변형률 곡선

그림 5. 삼랑진댐 사석 및 심벽재료의 압밀배수삼축시험(CD) 결과

표 4. 시험을 통해 얻은 hyperbolic 매개변수

구분	K	n	K_b	m	R_f	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	비고
심벽재료	170	0.67	100	0.52	0.82	20	25	
사석재료	380	0.40	200	0.10	0.86	0	46	

4.3 수위변화로 인한 매개변수의 변화

반복하중을 받는 재료는 소성변형과 탄성변형이 발생하며, 실제적으로 반복하중을 받는 재료는 시간에 따라 그 특성이 변한다. 그리고 강성이 점점 커지는 것을 알 수 있다. 탄성변형의 크기는 각각 사이클 동안 일정하게 남아있고 회복이 불가능한 소성변형의 증가량은 사이클의 수가 증가할수록 감소하는 경향을 보인다. 결국, 높은 탄성변형의 단계를 넘어 소성변형을 일으키는 하중에 의해서 평형상태에 도달되는 거동을 나타낸다. 그리고 흙의 강성은 응력수준과 전단 변형의 크기에 의존한다(O'Reilly와 Brown, 1991). 각각의 사이클 동안 생성된 소성변형은 일반적으로 매우 작으나 적용된 하중이 커질수록 축적된 소성변형량은 매우 커진다.

그림 6은 구속압이 100kPa이고, 응력비(stress ratio)를 0.25로 진동삼축시험을 수행한 결과를 보인 것이다. 초기에 하중을 재하시에는 비교적 큰 변위가 발생하나 100회 진동 후에는 변위가 임의의 한 점에 거의 수렴하는 것으로 나타났다.

초기 탄성계수 E_i 의 값이 처음에 하중을 받을 때보다 그 이후에 받는 하중에 대해서 훨씬 증가하였다. 그리고 초기에 대부분의 변형이 발생하고 반복하중으로 인한 소성변위는 반복하중의 진행에 따라 작아진다. 동일한 반복하중에 대해 심벽재료의 경우, 사석재료보다

소성변형이 훨씬 크게 발생하는 것으로 나타났다.

반복하중이 100회 반복하였을 때의 변형량을 최대변형량으로 보고 하중반복 횟수에 따른 변형율의 비를 나타내면 그림 7과 같다. 여기서 ϵ 은 각 사이클에 해당하는 축변형률이고 ϵ_0 는 100회 반복하중을 받은 시료의 최대변형률이다. 그림에서 알 수 있듯이 반복하중에 따라 소성변형이 점점 커짐을 알 수 있으며 탄성계수가 큰 사석부분의 재료는 비교적 적은 탄성계수를 가지는 심벽부분의 재료에 비해 적은 반복하중으로 인하여 급속하게 변형을 시작하여 안정화되는 것을 알 수 있다.

5. 유한요소해석

Hyperbolic 매개변수의 사용에는 해석하는데 약간의 고려해 주어야 될 사항이 있다. 해석에 이용된 hyperbolic 재료 특성은 실험실에서 완전하게 비배수상태이거나 완전히 배수상태로 가정하고 팽창성 흙이 아님을 가정한다(Duncan 등, 1980). 본 해석대상 댐의 하류측 필터 부분과 사석부분은 약간의 다일레이턴시(dilatancy)가 예상되는 지역이다. 그러나 필터는 상대적으로 적은 범위를 가지고 사석부분은 응력이 집중되는 부분이 아니므로 다일레이턴시로 인한 오차의 발생은 작을 것이라고 예상된다.

해석에 사용된 hyperbolic 매개변수는 삼축압축시험에

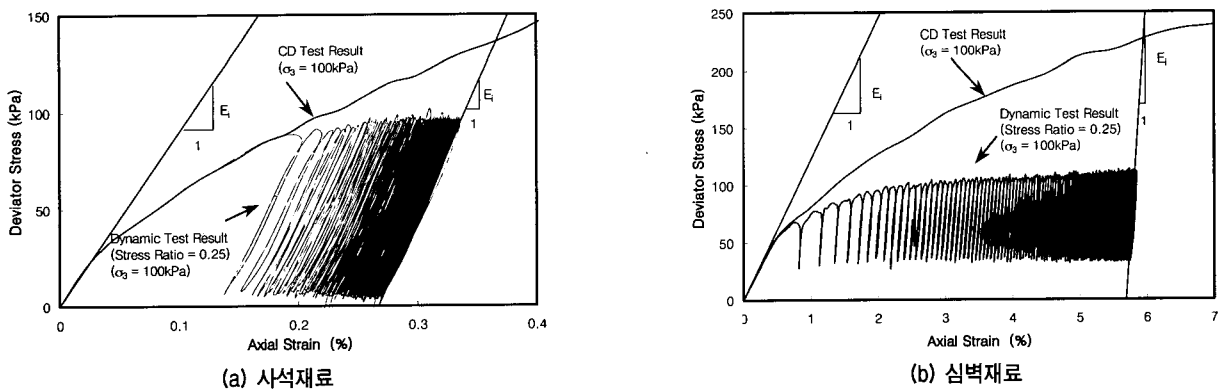


그림 6. 반복하중으로 인한 초기탄성계수, E_i 의 변화

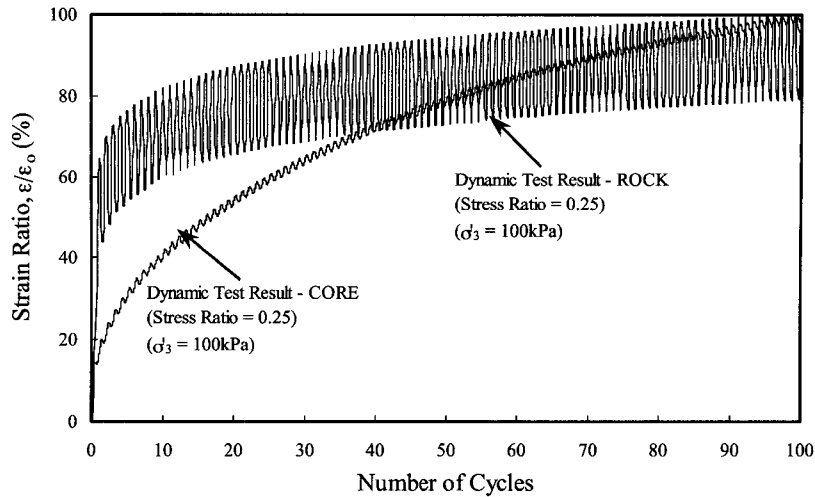


그림 7. 사석재료와 심벽재료의 반복하중에 따른 변위의 변화

의해서 파괴시의 응력과 변형률로 결정되지만 실제로는 파괴 이전의 상태를 나타내므로 파괴 이전의 값을 사용하여야 한다. 미소요소에서 국부파괴를 유발한다면 응력과 변형을 예상하기에 부적당하다(Empson과 Walberg, 1997).

자연적으로 생성된 기초의 퇴적물은 재료의 불확실성으로 매개변수의 선정이 어려우며, 양질의 암반에 건설한 댐보다 압축성 기초에 건설한 댐의 응력과 변위를 정확하게 계산하는 것은 매우 어렵다(Duncan과 Buchignani, 1976). 본 해석에서는 현장의 기반암이 RQD가 80% 이상으로 신선한 암반이므로 변위와 간극수압의 발생이 없는 것으로 해석하였다. 표 5는 유한요소해석에 이용된 경계조건과 모델링을 정리한 것이고, 표 6은 유한요소해석시 입력 매개변수를 나타낸 것이다. 그림 8은 유한요소망을 나타낸 것이다.

댐의 건설단계에 대한 응력-변형해석은 보통 자중에 의한 변형을 고려하는 방법으로 이루어지며, 중력의존 방법(gravity turn-on analysis)과 증분방법(Incremental

analysis)이 있다. 중력의존방법은 댐 정상에서 최대침하가 일어나는 것으로 계산한다. 이에 반하여 증분방법은 제체의 건설공정을 여러 단계로 나누고 각 성토단계의 하중을 증분형태로 고려하는 방법인데, 이 방법으로 계산된 제체의 최대침하는 중앙부에서 발생하므로 증분방법이 중력의존방법보다 훨씬 합리적이며 실측치에 더 가깝다(Kulhawy 등, 1969; Duncan, 1996).

댐의 단계별 성토고는 댐 내부의 응력과 변위에 밀접한 관계가 있다. 일반적으로 층의 두께는 그 수를 극히 미소량을 나누어야 하며, 적게 나누면 나눌수록 실제와 가깝게 된다. 계산결과의 정리에 따른 편의성 때문에 층을 일정한 수로 제한할 필요가 있다.

Clough와 Woodward(1967)는 감소계수(modulus reduction factor)를 이용하여 성토고를 7단계를 나누어서 계산한 결과가 14단계로 나누어서 계산한 결과와 유사함을 보였다. 본 연구에서는 최대단면에 대해 실제 댐 시공시 단계별 시공높이를 모사해서 20단계로 나누어 해석하였다.

표 5. 유한요소해석 모델링

해석조건	상부댐	비 고
해석단면	최대단면(Sta. 1+20)	최대단면
총요소수	342개	
총절점수	358개	
만수위	EL. 401.6m	수위차 : 27.2m
저수위	EL. 374.4m	
경계조건	기초암반부	간극수압=0, 수평 및 연직변위=0

표 6. 입력 매개변수

구분	심벽	세립필토	조립필터	내부사석	외부사석
E_i (kPa)	25,000	30,000	30,000	35,000	35,000
포와송비	0.4	0.3	0.3	0.4	0.4
K_L	170	300	300	350	380
n	0.67	0.5	0.5	0.4	0.4
K_b	100	200	200	200	200
m	0.52	0.2	0.2	0.2	0.1
대기압 (kPa)	100	100	100	100	100
파괴비 (R_f)	0.82	0.8	0.8	0.75	0.86
점착력 (kPa)	20	0	0	0	0
내부마찰각 ($^\circ$)	25	33	33	36	46
K_{wr}	500	600	600	700	700
단위중량(kN/m ³)	19.2	19.5	19.5	18.2	18.2

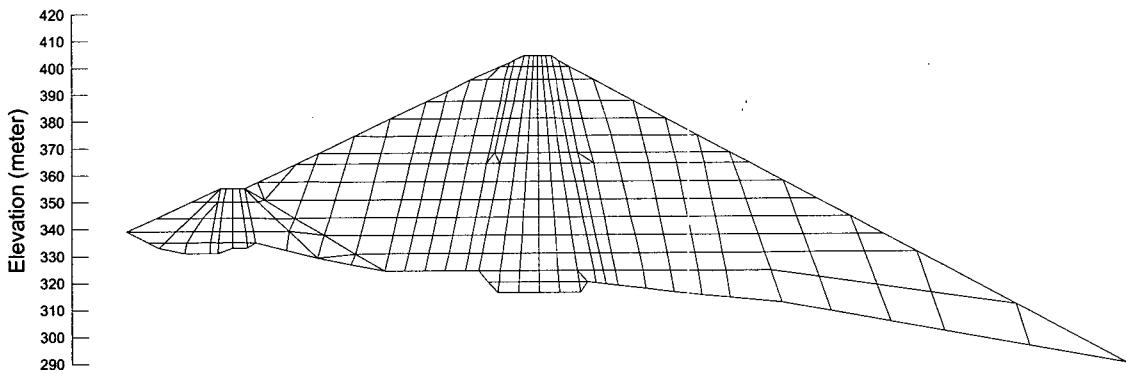


그림 8. 유한요소 망

유한요소해석에서는 해석에 사용된 프로그램은 캐나다의 GEO-SLOPE사에서 개발된 SIGMA/W(Version 4.0)를 사용하고 대표단면을 선정하여 응력-변형을 검토를 실시하였다. 물하중의 재하와 제하에 의한 반복하중에 대한 재료의 강도증가를 표현하지 못하므로 본 연구에서는 진동삼축압축시험 결과를 근거로 하여, 수위반복에 따라 강성에 관계된 매개변수인 K , K_w , K_b 를 인위적으로 증가시켜 적용하였다.

6. 유한요소해석 결과 및 분석

6.1 수직변위

그림 9는 건설완공후의 수직변위를 보인 것이다. 그림 10은 건설완공 후, 담수 그리고 100회 수위반복으로 인한 댐의 수직방향 침하량을 보인 것이다. 중앙부에서

가장 큰 침하량을 보이며 대부분의 침하는 건설단계에서 발생하였다. 그리고 담수와 수위변화로 인해 추가 침하가 발생하는 것으로 계산되었다.

재료의 특성상 심벽부분이 필터와 사석부분보다 강성이 적으나 수위반복으로 인하여 상류측 사면이 수압에 영향을 받아 침하량이 커짐을 알 수 있다.

건설완공 후 최대 수직변위는 1.17m로 나타났으며 수위변화로 인한 추가 침하량은 15cm로 나타났다. 100회의 수위반복으로 인한 댐 정상부에서의 침하량은 약 20cm로 계산되었다.

그림 11은 1984년 댐 축조후부터 1997년까지 수직변위를 계측한 결과이다. 이 자료에 의하면 1997년 말 현재 정상부의 최대침하량은 97.8cm로 댐의 최대단면에서 발생하였다. 계측자료에 의하면 침하량은 정지상태에 있지 않고 계속 침하하는 경향을 보인다.

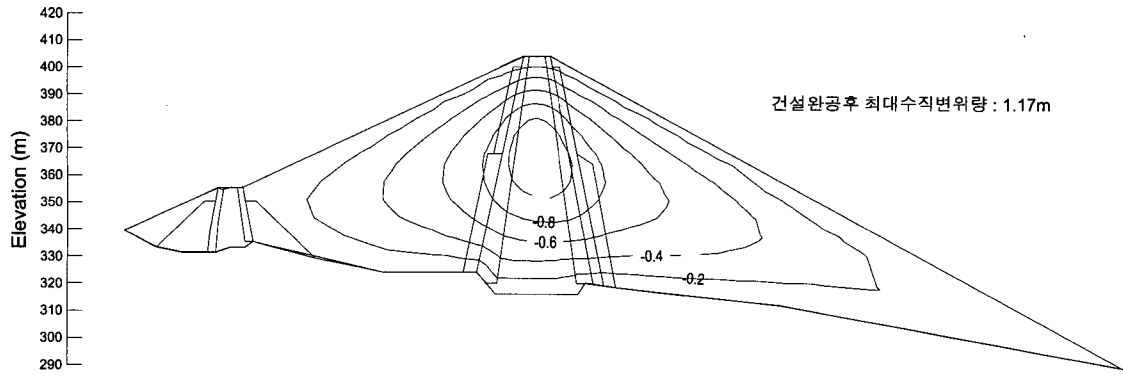


그림 9. 건설완공 직후의 수직변위(m)

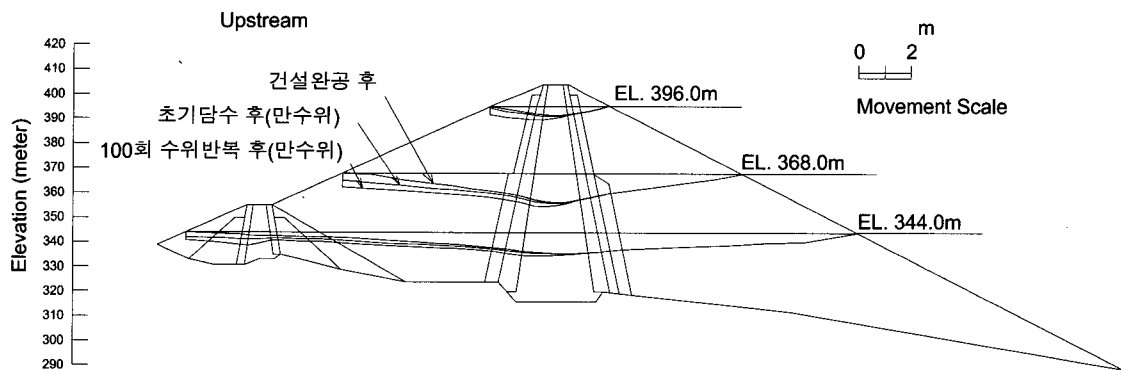


그림 10. 건설완공 이후 100회 수위반복으로 인한 수직방향 침하량

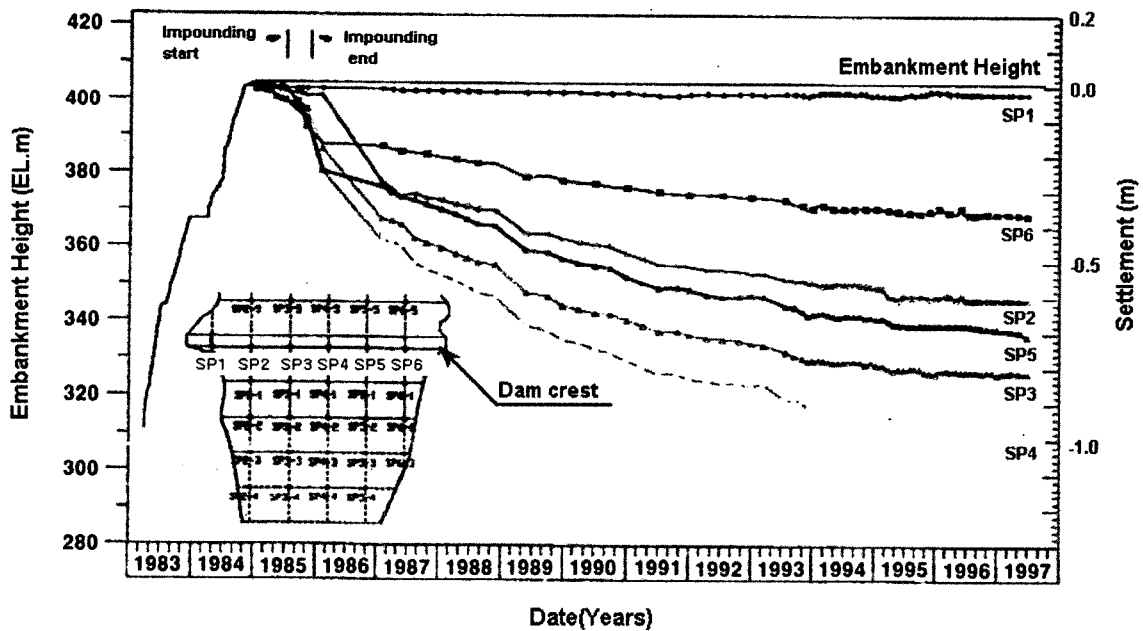


그림 11. 댐의 수직변위 계속결과

6.2 수평변위

건설완공후 수평변위는 그림 12에 나타나 있다. 댐의 수평변위는 심벽부분이 아닌 사석부분에서 최대로 발

생하고 댐높이의 1/2 위치에서 발생함을 알 수 있다. 하류측 변위는 rock 부분의 중앙부에서 하류측으로 최대 43.7cm 이동하였고 상류측 수평변위는 상류측으로 최대 15.8cm가 이동한 것으로 계산되었다. 상류측보다 하

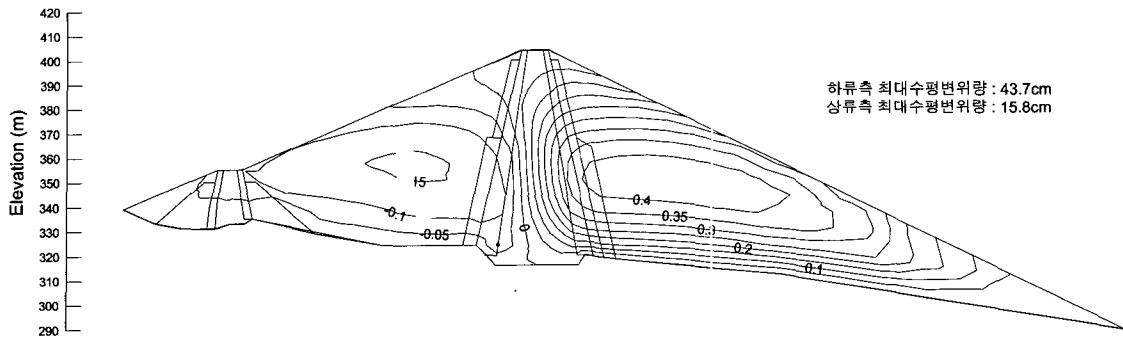


그림 12. 건설완공 직후의 수평변위(m)

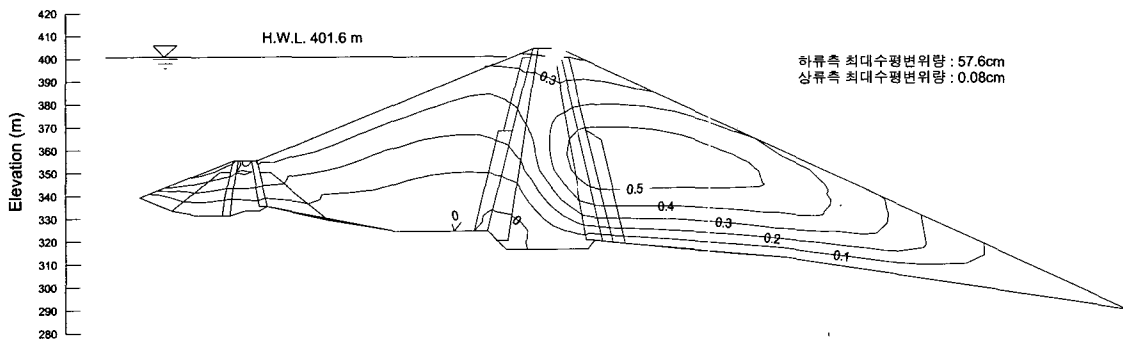


그림 13. 100회 수위변화로 인한 수평변위(m)

류측의 수평변위가 더 크게 해석된 것은 기시공된 코퍼 댐(coffer dam)의 영향으로 상류측 변위가 구속되었기 때문인 것으로 판단된다.

그림 13은 100회 수위변동으로 인한 수평변위를 나타냈으며 최대수평변위는 하류측으로 57.6cm가 발생하였다. 그러므로 수위변동으로 인한 수평변위는 하류측이 하류측으로 약 14cm 정도 이동하였다.

그림 14는 수위변화에 따른 댐 정상부의 수평변위를 측량한 결과를 보인 것이다. 저수위를 기준으로 하였을 경우, 수위가 상승하여 만수위가 되면 약 10mm정도가

하류측으로 상대적인 변위를 일으킨다. 이는 비록 사력 댐이지만 1일 27.2mm의 급격한 수위상승으로 인해 댐체의 수평변위가 지속적으로 발생함을 확인시켜준다. 최대수평변위는 대략 최대단면에서 발생한다.

6.3 최대주응력

그림 15는 건설완공후의 최대주응력을 보인 것이다. 사력댐의 재료 특성차이로 하중전이(load transfer)에 의한 아칭 효과(arching effect)가 뚜렷하게 나타남을 알 수 있다. 즉, 댐의 동일한 표고에서의 토압을 보면 필터부에서 가장 크고 그 다음이 사석부이며 심벽부에서 가장 작은 응력이 발생함을 보인다.

6.4 균열의 원인

종방향 균열에 대한 원인은 한두 가지로 규명하기 어려우며 설계에서 시공에 이르기까지 여러 결함들이 복합적으로 영향을 미쳤을 가능성이 있다.

그림 16은 정상부에서의 수위변화로 인한 최소주응력(σ_3)의 변화를 보인 것이다. 최소주응력은 양수발전 시 수위급강하·급상승으로 인한 수위변화로 인해서

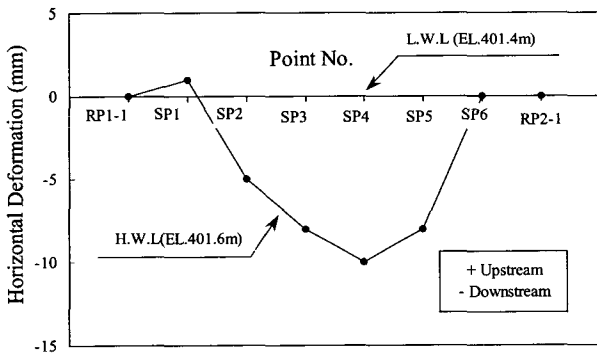


그림 14. 수위변화시 댐마루의 수평변위 계측결과

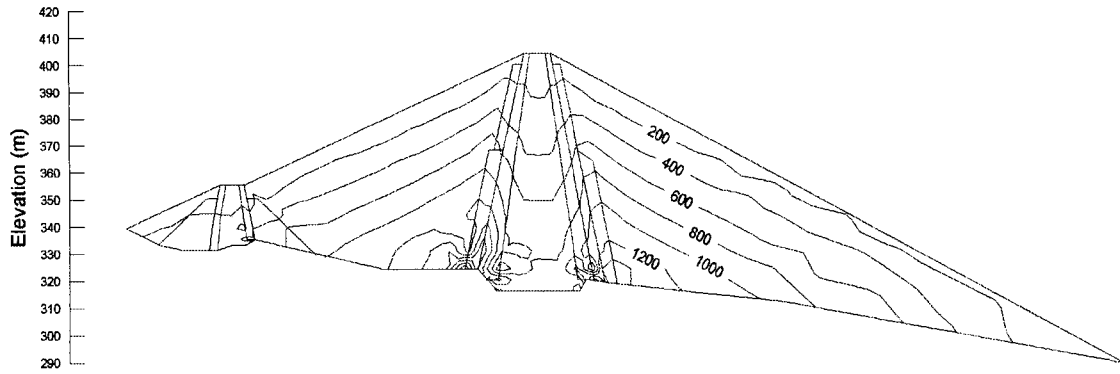


그림 15. 건설완공후의 최대주응력(kPa)

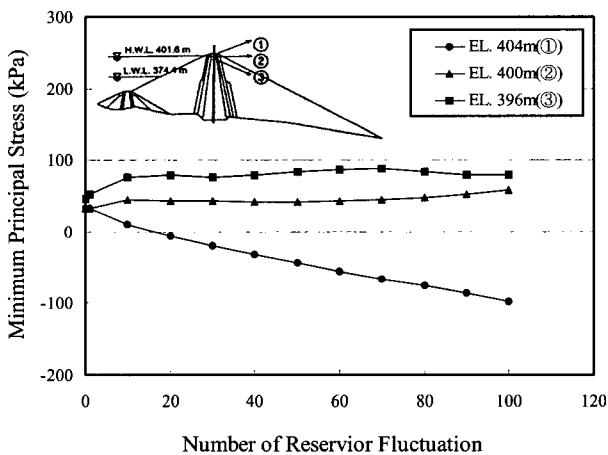


그림 16. 정상부에서의 수위변화로 인한 최소주응력(σ_3)의 변화

일정시간이 경과 후 정상부에서 인장(-)으로 바뀔 수 있다. 그리고 약 4m 아래의 EL. 400m에서는 압축(+)을 받는 것으로 계산되었다. 그림 17은 수위변동 100회 후 댐 상부 심벽의 최소주응력의 분포를 보인 것

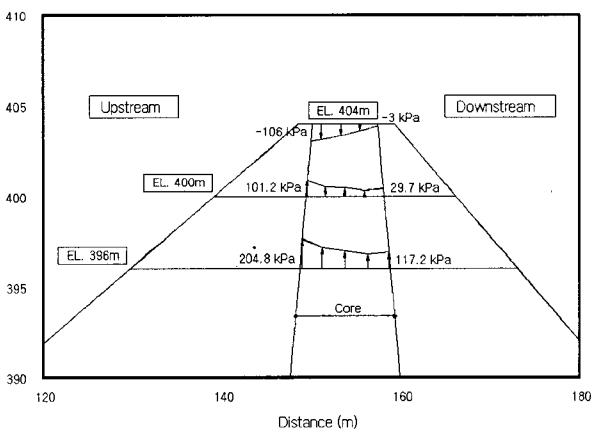


그림 17. 수위변동 100회 후 최소주응력의 분포

이다.

삼랑진 상부댐은 1984년 7월에 성토가 완료되어 1987년 1월 6일에 균열이 처음 발생한 이래로 7회에 걸쳐 균열이 발생하였으나 보수로 인하여 확인할 수 없었다. 그러나 1997년 11월에 본 조사를 위해 수행한 시험굴(test pit) 결과를 보면, 실제로 댐의 정상부에서 종방향 균열이 발생되었고 깊이는 굴착깊이인 3~3.5m 까지 진행된 것도 발견되었다(한국전력공사, 1998). 또한 1997년 2월에 발생된 균열에 대한 보수의 흔적이 보이고 있으며, 최근에 발생한 일부분의 균열을 확인할 수 있다.

그림 18은 댐 정상부에서의 수위변화로 인한 침하량을 보인 것이다. 수위변화로 인해서 상류측이 하류측보다 더 큰 침하량이 발생하는 것으로 나타났다. 그리고 재료의 강성증가로 인해서 일정한 값에 수렴함을 보였다.

최대단면에 대한 수치해석 결과는 100회 반복했을 경우 최대침하량이 정상부의 상류측에서 약 20cm로 해석되었으나 실제 침하량은 최대단면에서 약 1m 정도로 측정되었다. 이러한 원인은 실제계측자료는 약 14년간 매

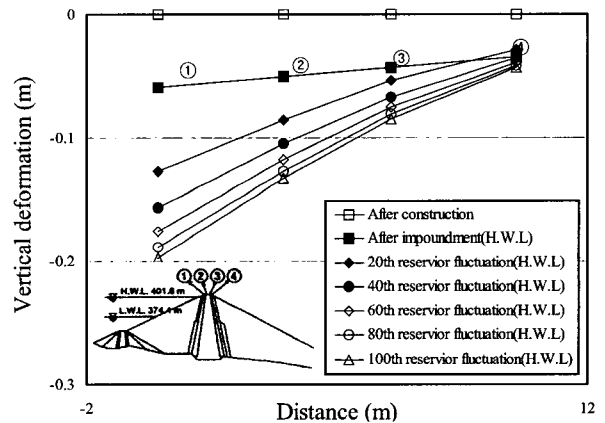


그림 18. 댐 정상부에서의 수위변화로 인한 침하량

일 27.2m의 수위변동을 겪은 댐의 침하량이고, 계산 결과는 단지 100회의 수위반복계산 결과만을 보인 것이기 때문에 차이가 큰 것은 당연하다. 하지만 수치해석 결과의 경향을 보면, 종방향의 균열은 수위반복으로 인한 상류측 사면의 침하가 주요원인인 것으로 판단할 수 있다. 또한 당초 시공시 심벽재료가 습윤측으로 축조된 것과, 상류측이 1:2.0, 하류측이 1:1.8로 비교적 급경사로 시공되어 과다침하로 인한 부등침하가 발생한 것이 균열의 원인이라고 판단된다.

여기에 수위변동으로 인한 사석부분의 입자유실, 댐마루의 심벽부분을 덮고 있는 포장재가 얇기 때문에 발생할 수 있는 심벽재료의 건조수축 등의 요인들이 복합적으로 작용하여 종방향 균열이 유발된 것으로 판단할 수 있다.

7. 결론

본 논문에서는 댐의 응력-변형 특성을 정확하게 예측하기 위한 입력자료 선정을 위해 댐 구성재료를 채취하여 삼축압축시험(CD)과 진동삼축압축시험을 실시하였다. 시험결과를 근거로 비선형 모델인 hyperbolic 모델을 이용하여 댐의 거동 특성과 삼랑진댐의 균열에 대한 원인을 규명하였다. 위의 일련의 시험과 수치해석을 통해서 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 댐 완공 후, 담수에 의한 응력과 변형은 건설기간에 발생한 것에 비하여 적은 값을 보인다. 수위변화로 인한 변위는 댐체 재료의 강성 증가로 일정한 변위에 수렴하는 것으로 나타났다.
- (2) 유한요소해석결과, 수위변화로 인해 댐 정상부에 인장력이 작용하는 깊이는 4m정도로 해석되었다. 이는 시험결과를 통해 육안으로 확인한 깊이와 유사한 값을 보인다. 이 결과들을 근거로 할때 인장균열의 깊이는 대략 4m 정도로 추정할 수 있다.
- (3) 댐 정상부에서 발생한 균열은 양수발전으로 인한 물하중의 재하와 제하시 댐체가 반복전단을 받는 동안 댐 정상부에 종방향의 인장력이 유발하여 발생한 것으로 판단된다. 그 밖의 원인으로, 심벽부분을 덮고 있는 정상부 토피가 얇아 공기에 쉽게 노출되어 발생한 건조수축, 습윤측 다짐의 심벽재료로 인한 과다침하 등에 의한 균열도 발생한 것으로 사료된다.

감사의 글

본 연구는 시설안전기술공단의 연구비 지원으로 수행되었으며, 이에 깊이 감사드립니다.

참고 문헌

1. 김상원(1998), 토질역학-이론과 응용, 청문각.
2. 한국전력공사(1998), 삼랑진 양수발전상·하부댐 안전진단보고서.
3. ASTM(1992), "Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soils", D5311, USA.
4. Baldi, G. and Nova, R.(1984), "Membrane Penetration Effects in Triaxial Testing", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.110, No.3, pp.403~420.
5. Clougt, R.W. and Woodward, R.J.(1967), "Analysis of Embankment Stresses and Deformations," Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.93, No.SM4, Proc. Paper 5329, July, pp.529~549.
6. Duncan, J.M.(1996), "State of the Art : Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.122, No.7, July, pp.577~596.
7. Duncan, J.M. and Buchignani, A.L.(1976), An Engineering Manual for Settlement Studies, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
8. Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K.S., and Marbry, P.(1980) Strength Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Soil Masses, Report No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkely.
9. Empson, W.B. and Walberg, F.C.(1997), "Finite Element Deformation Analysis versus Measured Deformations; Blue Spring Dam", Transactions of the 19th Congress on Large Dam, ICOLD, Florence, Italy, Vol.2, pp.145~174.
10. Indraratna, B., Wijewardena, L.S.S., and Balasubramanian, A.S.(1993), "Large-Scale Triaxial Testing of Greywacke Rockfill", Geotechnique 43, Vol.1, pp.37~51.
11. Keikbusch, M. and Schuppener, B.(1977), "Membrane Penetration and Its Effect on Pore Pressure", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No. GT11, pp.1267~1279.
12. Kulhawy, F.H., Duncan, J.M., and Seed, H.B.(1969), Finite Element Analysis of Stress and Movements in Embankment during Construction, Report No.TE-69-4, University of California, Berkely.
13. O'Reilly, M.P. and Brown, S.F.(1991), Cyclic Loading of Soils; from Theory to Design, Blackie and Son Ltd.
14. Raju, V.S. and Sadasivan, S.K.(1974), "Membrane Penetration in Triaxial Test on Sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.101, No.GT4, pp.482~489.
15. Ramana, K.V. and Raju, V.S.(1982), "Membrane Penetration in Triaxial Tests", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.108, No.GT2, pp.305~310.

(접수일자 2001. 9. 5, 심사완료일 2001. 12. 6)