

단층 및 파쇄대가 분포하는 Fill Dam 기초의 보강대책

Geotechnical treatment for the fault and shattered zones under core foundation of fill dam

김 연 중 (Kim, Yun Joong)
최 명 달 (Choi, Myong Dal)

한국전력기술(주) 환경기술부
한국전력기술(주) 토건기술부

요약/Abstract

화강편마암을 지반으로 하는 지역의 Fill Dam 코어기초에 3-12m 폭의 단층대와 40여m 폭의 단층파쇄대가 신선한 암반사이에 분포하며, 이들 각각의 암반의 탄성특성은 현저한 차이를 보인다. 평판재하시험 및 시추공내 변형시험 등의 현장 원위치 시험결과 신선한 암반의 변형계수는 42,000~168,000 kg/cm²의 범위를 보이거나 단층대의 변형계수는 963~2,204kg/cm², 파쇄대에서는 1,238~2,098kg/cm²의 범위를 나타낸다. 이와 같이 큰 차이의 변형계수값을 갖는 단층대 및 단층파쇄대와 신선한 암반 사이에는 댐 성도 후 부등침하가 예상된다. 따라서 이에 대한 보강을 위하여 증분식 유한요소 프로그램인 FEADAM 84를 이용한 지반과 보강에 따른 변위 등을 검토하였다. 이때 구성된 유한요소망은 지표조사 및 시추조사에서 확인된 불연속면의 기하학적 분포특성을 고려하였다.

유한요소 해석을 통하여 계산된 단층대와 신선한 암반 사이의 보강 전 부등침하량은 약 6cm에 달하며, 콘크리트 치환 보강 후에는 0.5cm 이내로 나타났다.

The elastic properties of the fault zone (width; 3~12m), the shattered zone (width; over 40m) and the fresh rock zone distributed under the core foundation of fill dam in granitic gneiss have widely different range. The deformation moduli of the fresh rock zone, the fault zone and the shattered zone obtained from in situ rock tests - Plate Load Test and Bore Hole Deformation Test - show a range of 42,000~168,000kg/cm², 963~2,204kg/cm² and 1,238~2,098kg/cm², respectively. The differential settlements between the fault zone and the fresh rock zone are expected after the dam construction. Therefore, the displacement of foundation and concrete fill are evaluated using FEADAM 84 program of finite element analysis. The geometric distribution of discontinuities obtained from the site mapping and drilling is considered in the finite element analysis.

The analysis shows that the differential settlements between the fault zone and the fresh rock zone is about 6cm, while that of concrete fill is within 0.5cm.

서언

본 연구는 Fill Dam 코어기초에 발달하는 단층 및 단층파쇄대가 댐 코어에 미치는 영향을 검토하고 보강대책을 수립하기 위하여 수행된 것이다.

본 연구의 대상지역에 발달하는 단

층은 댐의 상·하류를 직각 방향으로 자르며 여기에는 5-30cm 폭의 단층점토와 3-10m 폭의 완전풍화된 단층각력(이하 단층대로 표기)이 좌측의 신선한 암반과 우측의 단층파쇄대(이하 파쇄대로 표기) 사이에 분포하고 있다. 이 지역에 분포하는 암반을 크게 3종류(신선한 암반, 단층대

및 파쇄대)로 나누어 각각의 특성을 비교하여 보면 특히 신선한 암반과 단층대 사이의 암석강도와 탄성특성면에서 현저한 차이를 보임으로 부동침하가 예상된다.

따라서 각 암반의 특성, 특히 강도 및 탄성특성을 규명하여 적절한 보강대책을 수립하기 위하여 암반평가(Rock Inspection), 평판재하시험, 시추조사 및 시추공을 이용한 현장 원위치시험(공내변형시험, 수압시험 등)을 수행하였다. 시험결과는 유한요소 해석을 통하여 기초암반내에 분포되는 응력(주응력, 수직 및 수평 응력)과 수직 및 수평변위 특성을 계산하는데 이용하였다.

지질 및 지질구조

암석분포

본 지역에 분포하는 암석은 주로 선캠브리아기의 변성암류이며, 백악기말의 염기성 맥암이 소폭으로 변성암류를 관입하고 있다. 변성암류는 소폭의 편암이 협재하는 흑운모 호상편마암, 조립질 화강편마암 및 세립-중립질 화강편마암 등으로 구성되며 댐의 좌안부에 30-80cm 폭의 염기성 암맥이 NS-N40W 방향으로 상기 암석들을 관입하여 분포한다. 이들 암석은 좌안에서는 흑운모 호상편마암이 주로 분포하고 하상부에는 조립질 화강편마암이 흑운모 호상편마암과 호층대를 형성하여 분포하거나 조립질 화강편마암이 분포하며, 그 동측에는 세립-중립질 화강편마암이 우세하다. 우안에서는 N50-60E의 절리면을 경계로 하여 상류측은 세립-중립질 화강편마암이, 하류측은 조립질 화강편마암이 분포한다. 이들 암석의 편리 방향은 N10-30E/40-50NW의 주향과 경사를 나타내고 있다.

지질구조

조사지역의 지질구조는 N40-60W 방향 및 NS-N20W 방향의 단층에 의해 크게 지배된다. 이들 단층운동은 전체적으로 동서방향의 횡압력에 의한 좌향추향이동 단층으로 분류되며, 이들 단층의 운동은 백악기 후기의 염기성 암맥의 관입과 동시 혹은 그 후일 것으로 판단된다. 이러한 판단은 본 지역의 변성암류의 상부에 분포하는 퇴적암류 및 화산쇄설성 퇴적암은 경상계 지층과 대비되며, 염기성 암맥은 이들 암석들을 관입하고 있고 어떤 곳에서는 이들 암석에 발달하는 단층을 따라 암맥이 관입하거나 암맥내에 단층이 발달하고 있는 것으로 알 수 있다.

댐 코어기초부에서 단층의 분포는 조사지역의 거의 전구간에 걸쳐 확인되나 이 중에서 본 검토 대상지역에 발달한 NS 및 N20W 방향의 단층이 가장 우세하여 5-30cm 폭의 단층점토와 3-10m폭의 완전풍화된 단층각력 및 약 40m폭의 파쇄대를 수반하고 있다(Fig.1).

본 지역에 분포하는 절리는 전술한 단층의 영향으로 N30-40W/수직, N10E-N20W/수직 및 N60-70W/수직, 그리고 편리방향과 평행한 N10-30E/40-50NW 방향의 절리가 우세하다. 이들 절리중 단층방향과 평행한 N30-40W 방향, NS 방향 및 N10E-N20W 방향의 절리는 연장성이 비교적 양호하다. 절리의 간격은 흑운모 호상편마암 분포지역은 대체로 20-50cm, 조립질 화강편마암 분포지역은 50-100cm 등으로 비교적 넓은 분포를 보이거나 세립-중립질 화강편마암 지역은 10cm 이내로 매우 조밀한 상태이다. 절리의 틈은 대체로 밀착되어 있으며 부분적으로 2mm 내외의 개구성 절리가 분포하나 이는 대부분 발파의 영향인 것으로 보인다.

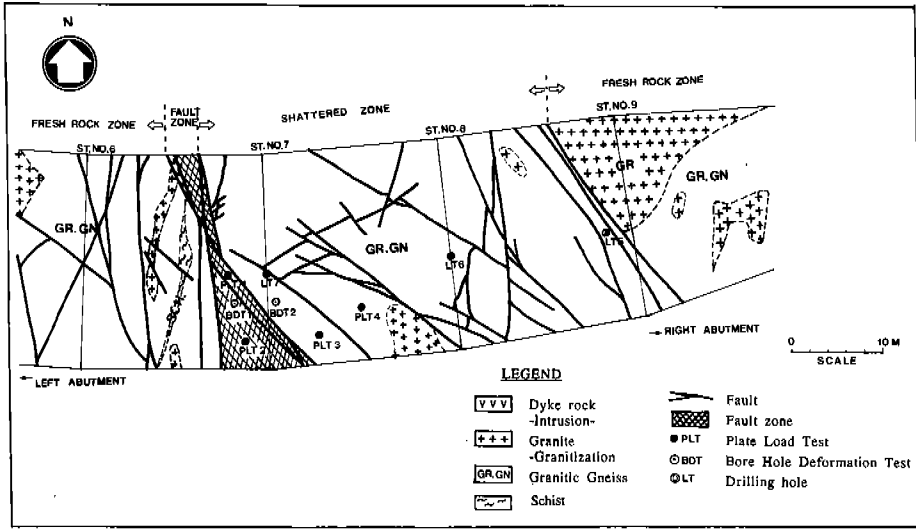


Fig.1 Geologic map of the study area.

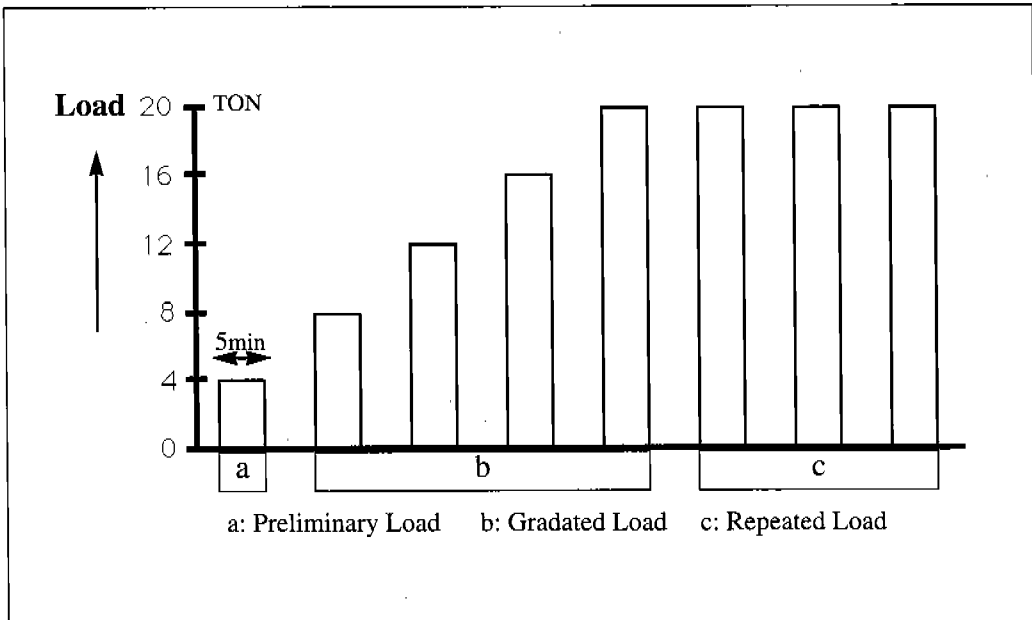


Fig.2 Loading sequence of plate load test.

현장조사 및 시험

단층대의 특성 검토

본 지역에는 다양한 폭의 단층이 무수히 발달하며 이들 단층의 방향은 대체로 NS-N20W 방향이 우세하고 N60-70W 방향의 단층이 그 사이에 발달한다. 소규모의 단층은 비교적 밀착되어 있어 누수 및 댐의 안전성에 큰 영향이 없을 것으로 판단되나 검토 대상지역에 약 50m에 걸쳐 분포되는 단층대 및 파쇄대는 단층점토 및 완전풍화된 단층각력의 협재와 균열에 의해 1cm 내외의 압편으로 구성된 파쇄대의 분포로 매우 불량한 암반상태를 보인다.

단층대는 NS 및 N20-30W 방향의 단층 발달에 의해 형성된 것으로 파쇄대의 폭이 약 50m에 달하는 대규모 단층대이다. 여기서 댐의 기초로써 문제가 되는 것은 넓은 지역에 걸친 파쇄대의 분포 뿐 만 아니라 주위의 암반과 현저한 차이를 보이는 기초의 침하특성 때문이다. 즉 단층 및 파쇄대와 주위의 암석과의 경계부에는 5-10cm 폭의 단층점토가 협재되어 있어 전단력이 약화되어 있고, 암반의 변형계수에 상당한 차이를 보이고 있어 이에 따라 양측 암반 사이에는 현저한 부등침하가 예상된다. 따라서 단층대의 예상 침하량을 산정하기 위하여 기초의 탄성계수를 구하기 위한 현장조사와 시험(평판재하시험, 시추조사 및 시추공을 이용한 공내변형시험, 투수시험 등)을 수행하였다.

평판재하시험 (PLT)

평판재하시험은 암반의 공학적 특성치를 구하는 현장 원위치시험의 한 방법으로 본 조사에서는 암반의 변형계수를 구하기 위해서 수행하였다(일본 토목학회, 1979). 시험은 완전풍화된 단층각력이 분포

된 지역(단층대)과 파쇄대 지역에서 각각 2회씩 실시되었다. (시험위치: Fig.1 참조).

시험방법은 Fig.2와 같이 하중을 예비하중, 단계하중 및 반복하중 단계등 3단계로 나누어 시행하였다. 예비하중은 재하판을 안정시키고 각 계기의 작동상태를 점검하기 위하여 4 Ton의 하중을 5분간 재하하였고, 단계하중은 최고하중을 각각 8 Ton, 12 Ton, 16 Ton 및 20 Ton으로 하여 2-4 Ton씩 하중을 단계적으로 Loading-Unloading 하였다. 마지막으로 반복하중은 최고하중 20 Ton의 단계하중을 3차례 반복하여 하중에 따른 변위의 변화 즉, 하중-변위 곡선상의 기울기의 변화를 측정하였다.

시험결과는 하중-변위곡선을 작성하여 검토하였고 각 개소별 변형계수(ED) 및 점선탄성계수(Et)를 산정하여 Table 1에 정리하였다.

여기서 Table 1의 계산은 등변위 재하법의 다음 공식을 사용하였다.

$$E = \frac{(1 - \nu^2)}{2a} \cdot \frac{\Delta F}{\Delta \delta} \quad \text{---(3.1)}$$

- v: 포아손 비(파쇄암의 경우 0.3적용)
- a: 재하판의 반경(cm)
- $\Delta \delta$: 변위의 증분(cm)
- ΔF : 하중강도 증분(kg.f)

상기 시험결과는 기초암반이 상부 Overburden의 제거와 장기간 지표에 노출되어 있어 어느 정도 심도까지 절리가 이완되거나 Stress Relief된 상태임을 감안하면 보수적인 값이라고 생각되나, 시험위치에 분포하는 암반상태를 고려하면 이들 암반의 실제 탄성계수값이 계산결과 보다 현저히 높지는 않을 것이다.

한편 시험결과는 단층면과 멀어지면서 탄성계수는 점점 높아지는 경향을

Table 1 The deformation and tangential elastic modulus resulting from PLT.

Fault Zone	No. 1	$E_D = 966\text{kg/cm}^2$	$E_t = 2,190\text{kg/cm}^2$
	No. 2	$E_D = 1,077\text{kg/cm}^2$	$E_t = 2,554\text{kg/cm}^2$
Shattered Zone	No. 3	$E_D = 2,880\text{kg/cm}^2$	$E_t = 7,137\text{kg/cm}^2$
	No. 4	$E_D = 3,714\text{kg/cm}^2$	$E_t = 9,333\text{kg/cm}^2$

보이고 있어 단층대의 부등침하는 단층면을 중심으로 급격하게 차이를 보일 것으로 예상된다.

압반의 탄성계수는 일반적으로 심도가 깊어질수록 증가한다. 따라서 본 단층대의 효율적인 보강방법 및 범위를 결정하기 위해서 심도에 따른 압반의 탄성계수를 확인하여야 한다. 이는 공내변형시험을 이용하면 쉽게 해결할 수 있다.

공내변형시험

본 시험은 재하장치, 가압장치 및 측정기기 등의 3가지 주요 계통으로 구성된 시험기(OYO 제품, Elastometer-100)를 시추공의 시험하고자 하는 심도까지 Sonde를 삽입한 후 가압장치에서 Sonde 외부에 부착된 고무튜브를 팽창시켜 이때 발생하는 공벽의 변위를 측정하고, 변위-압력 곡선으로 부터 변형계수 및 기타 공학적 특성을 산출한다.

이번 시험에서 단계별 압력증가량은 시추결과로 부터 얻은 압반상태를 고려하여 $2\text{-}60\text{kg/cm}^2$ 로 실시하였으며 각 압력단계별로 15, 30, 60, 120초의 가압시간을 유지하면서 각각의 변위를 측정하였다. 가압 및 감압 Cycle은 4 Cycle을 원칙으로 하였다.

위와같은 방법에 의하여, 시험구간에서 얻어지는 자료로 부터 다음식을 이용하여 변형계수를 산출하였다.

$$E_p = (1+v) \cdot K_p \cdot R_m \quad \text{---(3.2)}$$

여기서,

E_p : 변형계수 (kg/cm^2)

v : 포아손비 (파쇄대의 경우 0.3 적용)

K_p : 체적 탄성계수 (dp/dv)

dp : 압력의 변화(P_y-P_o)

dv : 고무튜브 반경의 변화 (R_y-R_o)

P_o : 초기압력(kg/cm^2)

P_y : 항복압력(kg/cm^2)

R_m : $(R_o + R_y)/2$

R_o : P_o 때의 고무튜브의 반경

R_y : R_y 때의 고무튜브의 반경

공내변형시험 결과를 Table 2에 정리하였으며, 단층대 상부에서의 변형계수는 $963\text{-}2,204\text{kg/cm}^2$ 의 범위를 나타내고 파쇄대에서는 $1,238\text{-}2,098\text{kg/cm}^2$ 의 범위를 나타낸다. 이를 평판재하시험 결과와 비교하면 파쇄대에서의 변형계수가 공내변형시험 결과에서 약간 크게 나타나는 것을 제외하면 대체로 비슷한 변형계수값을 보이고 있다. 한편 신선한 암반에서의 변형계수는 지표면 상부에서는 $42,000\text{-}63,000\text{kg/cm}^2$ 의 범위를 나타내나 그 하부는 내려갈수록 $100,000\text{-}200,000\text{kg/cm}^2$ 의 값에 접근하고 있으며 기반암내에 발달하는 일부구간의 파쇄대에서는 $10,000\text{-}$

15,000kg/cm²의 변화를 보인다.

시추조사 및 Lugeon Test

시추조사는 공내 변형시험 및 Lugeon Test를 수행하기 위하여 실시되었다. Lugeon Test 실시공의 시추는 코어상태로서 상기 공내 변형시험공의 시험결과와 대비하여 탄성변형 특성을 추정하였고, 시추종료후 수압시험을 실시하였다. 수압시험 결과 단층대 및 파쇄대 분포지역의 투수계수는 굴착표면에서 약 5m까지의 구간에서 10 Lugeon 이상의 높은 투수성을 보이거나 그하부에서는 대체로 1-2 Lugeon의 양호한 수밀성을 나타내고 있다. 다만 심도에 따라 2-12kg/cm²의 압력하에서 절리면을 따라 누수현상이 발견되는 등 높은 압력하에서는 암반의 절리를 따라 변형이 일어나고 있음을 확인할 수 있다.

유한요소 해석

암석의 역학적 성질은 암석의 조암광물 특성 (Mineral Composition)과 구조적특성(Structural and Textural Feature)에 의하여 결정된다. 특히 기반암의 역학적 성질에 영향을 주는 등방성(Isotropy)과 균질성(Homogeneity)의 주요 지배적 요인은 기반암내 지질구조적 분포특성에 의한(Lama and Vutukuri, 1978).

일반적으로 구조물의 기초침하량 분석을 위하여 적용되고 있는 탄성론을 기본으로한 이론은 토층과 같이 등방성과 균질성이 적용될 수 있는 경우에는 합리적인 결과를 얻을 수 있으나, 불연속면(단층, 절리등)이 발달되어 있는 기반암의 경우는 불연속면의 기하학적 분포특성과 이들에 의하여 형성되는 Block 간의 상대적 변이로 인하여 토층에 적용되는 이론

으로 침하현상을 설명하기 어렵다. 따라서 본 검토에서는 기반암에 분포되어 있는 불연속면의 기하학적 분포특성에 따른 침하현상을 유한요소 해석에 의하여 검토하였다.

기반암에서 구조물의 하중에 의하여 발생하는 침하현상은 크게 기반암의 강도, 변형특성 및 불연속면의 기하학적 분포특성에 크게 영향을 받음으로 이번 연구에서는 현장에서 수행한 지질조사 및 현장시험 자료를 이용하여 유한요소 해석에 필요한 유한요소망과 입력자료를 선정하였다.

유한요소 프로그램

유한요소해석은 미국 버클리대에서 개발한 FEADAM 84 프로그램을 사용하였다. 본 프로그램은 쌍곡선 모델(Hyperbolic Model)을 이용하여 흙댐 및 석괴댐의 변형 해석을 위한 증분식(Incremental) 유한요소 해석 프로그램으로서 순차적인 체재의 축조 및 하중재하에 따른 응력, 변위 및 변형을 계산한다.

본 프로그램의 가장 원시적인 형태는 Kulhawy(1969) 등이 개발한 ISBILD로서, Ozawa(1973) 등이 요소에 초기 응력을 할당하는 정확한 방법과 Wilson(1971)에 의해 제안된 등매개변수 요소 및 새로운 방정식 해법을 결합하여 1차 수정한 바 있으며, 1980년에는 Duncan 등이 체적계수, 탄성제하 및 환원 접선변형계수에 대한 새로운 모델을설정하여 2차 수정하였고, 1984년에 이들을 재 수정하였다. 현재의 FEADAM 84는 초기의 프로그램에 다음과 같은 내용을 결합하여 수정한 것이다.

- (1) 탄성제하 및 환원 접선변형계수에 대한 새로운 모델의 제안
- (2) 주어진 흙 요소의 하중상태, 즉 초기제하, 제하 및 환원상태 결

Table 2 Results of borehole deformation tests

Location	Test Interval (m)	Kp (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	Tanaka's Classification
Fault Zone	2.2-2.7	205	1,160	(D)
	4.4-4.9	374	2,204	(D)
	7.6-8.1	244	1,238	(CL)
	9.8-10.3	1,842	9,106	(CM)
	14.7-15.2	2,909	14,165	(CH)
	17.8-18.3	1,231	6,604	(CM)
	23.3-23.8	2,857	15,026	(CH)
Shattered Zone	2.8-3.3	351	2,098	(CL)
	5.3-5.8	150	963	(CL)
	7.3-7.8	1,714	8,731	(CM)
	9.8-10.3	1,250	6,428	(CM)
	14.8-15.3	2,909	14,410	(CM)
	17.0-17.5	9,333	47,750	(B)
	23.5-24.0	2,000	10,543	(CM)
27.5-28.0	2,181	11,321	(CM)	
Fresh Rock Zone	4.0-4.6	-	63,000	(CH)
	10.0-10.6	-	42,000	(CH)
	15.0-15.6	-	119,000	(B)
	20.0-20.6	-	119,000	(B)
	25.0-25.6	-	119,000	(B)
	30.0-30.6	-	49,000	(CH)
	40.0-40.6	-	105,000	(B)
	48.5-49.1	-	168,000	(B)

정에 대한 새로운 기준 설정

- (3) 체적계수의 응력 의존성에 대한 하한계 설정
- (4) 무게없는 선형탄성 흡 요소에 대한 초기응력 할당.

* 변위 (Displacement)

- a) Displacement Vectors
- b) Vertical Displacement Vectors
- c) Horizontal Displacement Vectors

쌍곡선 모델을 사용하는 본 프로그램의 입력치를 결정하기 위해서는 일련의 삼축압축시험을 통한 응력-변형을 곡선을 이용하여야 하며 자세한 내용은 다음에 기술하였다. 본 프로그램의 주요 출력자료는 다음과 같다.

* 응력 (Stress)

- a) Principle Stress Vectors
- b) Horizontal and Vertical Stress Vectors
- c) Stress Contours
- d) 기타

유한요소망(Finite Element Mesh) 구성

본 해석에서 사용된 유한요소망은 댐 기초암반의 상태를 충분히 반영하기 위하여 지표조사 및 시추조사 결과 확인된 불연속면(절리, 단층 및 파쇄대)의 기하학적 분포특성을 고려하여 작성되었다. 따라서 각 요소망의 세로 절점은 본 지역에서 우세하게 발달하는 단층의 분포와 경사도를 적용하여 구성하였다(Fig.3 및 7). 이 그림에서 단층대는 요소번호 111번부터 단층대의 폭에 따라 112번(폭 3m)부터 114번(폭 8m)까지 적용하였고 단층대의 좌측에는 신선한 암반이 우측에는 파쇄대가 분포한다. 이들은 Fig.4 및 8의 재료분류도에 나타내었다.

입력자료

쌍곡선 모델(Hyperbolic Model)을 사용하는 프로그램을 실행하기 위하여 필요한 입력 자료는 다음과 같다.

- (1) 유한 요소망의 절점에 대한 좌표 및 경계조건 (Boundary Condition)
- (2) 각 요소와 관련된 재료 및 절점의 형태
- (3) 재료의 성질
- (4) Pre-existing 요소의 초기응력
- (5) 건설공정단계 및 건설 후 하중 조건.

각 요소에 필요한 재료의 입력 Parameter는 Table 3과 같이 모두 9개로서 이들은 암석의 변형시험 및 삼축압축시험을 통하여 구할 수 있으며 각 Parameter의 주요 내용은 다음과 같다(한국전력기술주식회사, 1991).

탄성계수 Parameter, K, n, Kur

이 값들은 탄성계수와 최소 주응력 σ_3 와의 함수관계를 나타내는 것으로 다음과 같은 관계를 보인다;

$$E = K \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \quad \text{또는}$$

$$\text{Log}\left(\frac{E}{Pa}\right) = \text{Log}K + n \cdot \text{Log}\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right) \quad \text{---(4.1)}$$

여기서 K와 n은 σ_3 에 대한 E값의 log 함수이고, Pa는 대기압이다. Kur은 재하-제하 (Loading-Unloading)에 따른 E값의 변화이나 탄성영역하에서는 보통 K와 같은 값을 갖는다.

파괴비(Failure Ratio), Rf

이는 다음 식과 같이 극한 주응력의 차 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 와 압축강도 즉 파괴시의 주응력차 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 와의 관계를 나타낸 것으로 Rf는 통상 0.5-1.0 범위의 값을 갖는다.

$$Rf = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{failure}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad \text{---(4.2)}$$

체적탄성계수 (B) Parameter, Kb, m

이는 σ_3 에 대한 체적탄성계수의 함수로 다음과 같은 관계식으로 나타낸다.

$$B = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} = Kb \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^m \quad \text{또는}$$

$$\text{Log}\left(\frac{B}{Pa}\right) = \text{Log}Kb + m \cdot \text{Log}\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right) \quad \text{---(4.3)}$$

여기서 ν : 포아손비

앞의 식에서 탄성계수는 공내변형 시험, 평판재하시험 등의 현장시험 결과를 이용하였으며, 주응력이나 C, ϕ 값 등은 본 지역과 비슷한 암반조건에서 기초암반에 대한 삼축압축시험 결과와 Lama and Vutukuri(1978) 등이 정리한 현장 시험값을 고려하여 선정하였다. 본 해석에서는 댐 기초 암반을 6가지로 구분하였고(Fig.4), 이들의 입력자료는 Table 4에 정리하였다.

침하량 해석

단층대 일대에서 예상되는 기초의 침하량을 계산하기 위하여 전술한 바와 같이 유한요소망을 구성하고 Table 4와 같이 입력자료를 선정하여 FEADAM 84 프로그램을 이용한 유한요소 해석방법으로 침하량을 계산하였다. 이때 기초 위에 가해지는 하중조건은 다음 식을 이용하여 개략 산정하여 20 Ton/m²부터 100 Ton/m²의 하중이 점차로 증가하면서 등분포하는 것으로 하였다.

$$P = H \cdot \gamma \quad \text{---(4.4)}$$

여기서

P: 응력(Ton/m²)

H: 댐 높이(m)

γ : 단위중량

(평균 2.2 g/cm³ 적용)

기초변형의 구속조건은 대상지역의 양측에서는 X방향의 변위만 구속하고 수직 방향에서는 지하 30m 지점에서 X,Y 방향의 변위 모두를 구속하였다. 이와 같이 변위를 제한적으로 구속한 이유는 대상지역의 양측에서 X방향의 변위는 본 연구에서 검토하고자 하는 침하특성과는 무관하고, 지하 30m 지점에서는 X,Y 방향의 변위가 무시할 정도로 작게 나타났기 때문이다.

침하량 계산은 단층대의 폭이 3m, 5m 및 8m인 경우를 대표 모델로 하여 수행하였으나 본 연구에서는 단층대 폭 8m의 경우만을 기술하였다. 계산결과는 주응력, 수평 및 수직응력, 주응력에 의한 변위, 수평 및 수직변위 등의 크기와 방향 그리고 이들을 종합한 변위벡터로 도시된다. 대상지역의 변위벡터는 Fig.5와 같이 단층대(Fig.4에서 암석분류 6에 해당)에서 가장 크게 나타나고 거의 모든 변위가 일어나며, 변위는 단층대의 10m 지점까지는 현저하나 단층대의 좌우측 및 하부로 갈수록 변위는 작아지고 신선한 암반에서는 거의 일어나지 않음을 알 수 있다. 이상과 같은 해석결과를 기초지반의 침하와 관련시킨 수직변위 등고선으로 나타내면

Table 3 Summary of the hyperbolic parameters

Parameter	Name	Function
K, Kur	Modulus number	Relate E and Eur to σ_3
n	Modulus exponent	
C	Cohesion intercept	Relate $(\sigma_1 - \sigma_3)$ to σ_3
$\phi, \Delta\phi$	Friction angle parameters	
Rf	Failure ratio	Relate $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ to $(\sigma_1 - \sigma_3)f$
Kb	Bulk modulus number	Value of B/Pa at $\sigma_3 = Pa$
m	Bulk modulus exponent	Change in B/Pa for 10-fold increase in σ_3

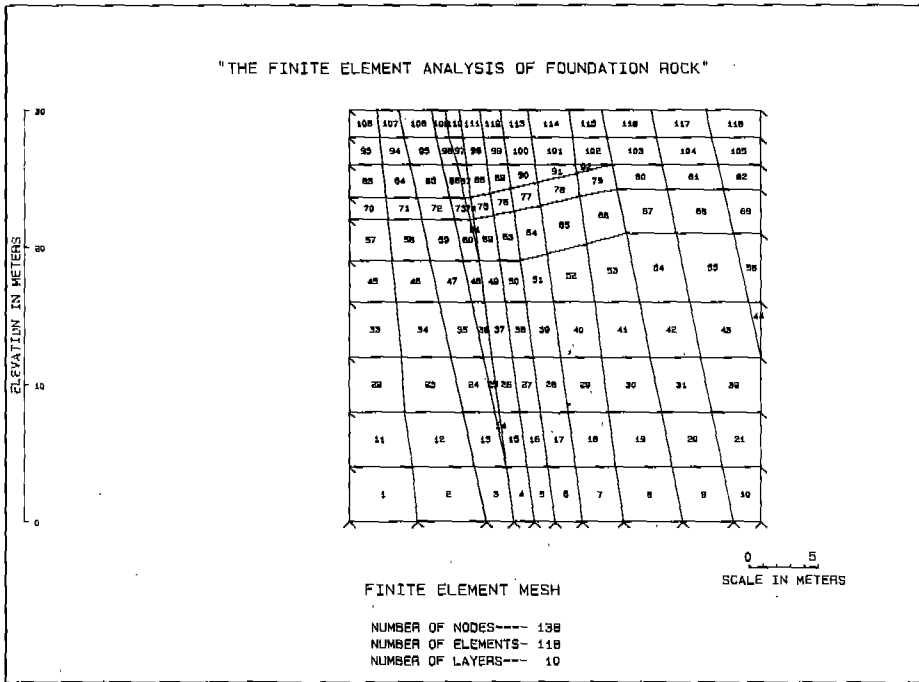


Fig.3 Finite element mesh of excavated foundation

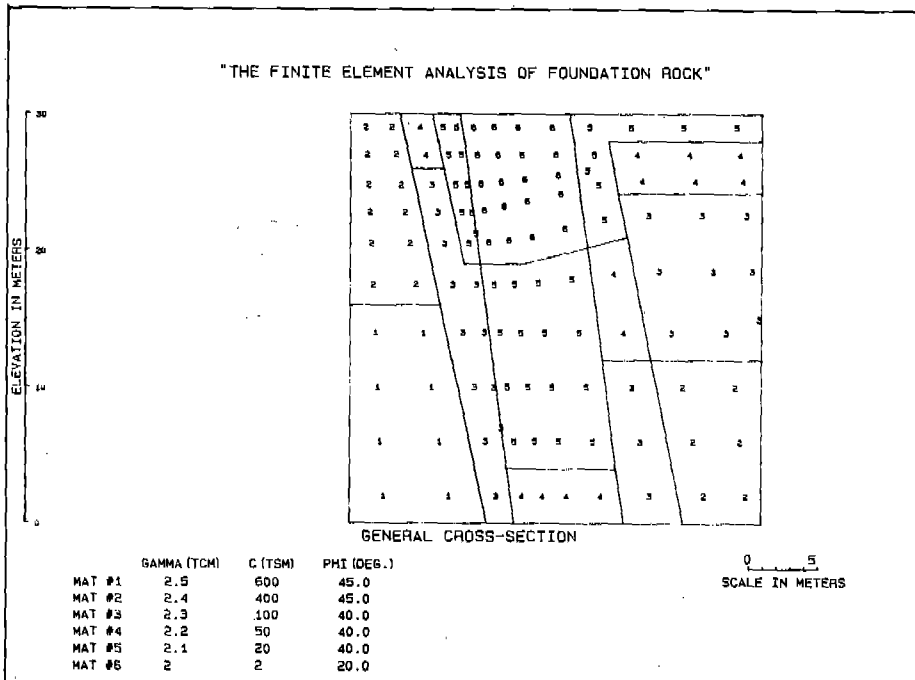


Fig.4 Distribution of rock materials

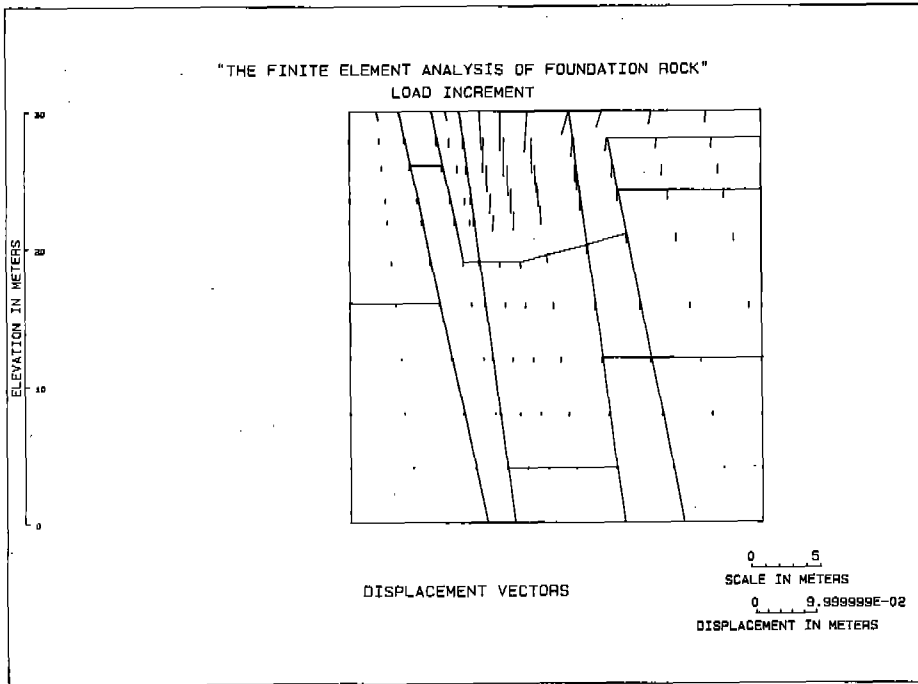


Fig. 5 Displacement vectors

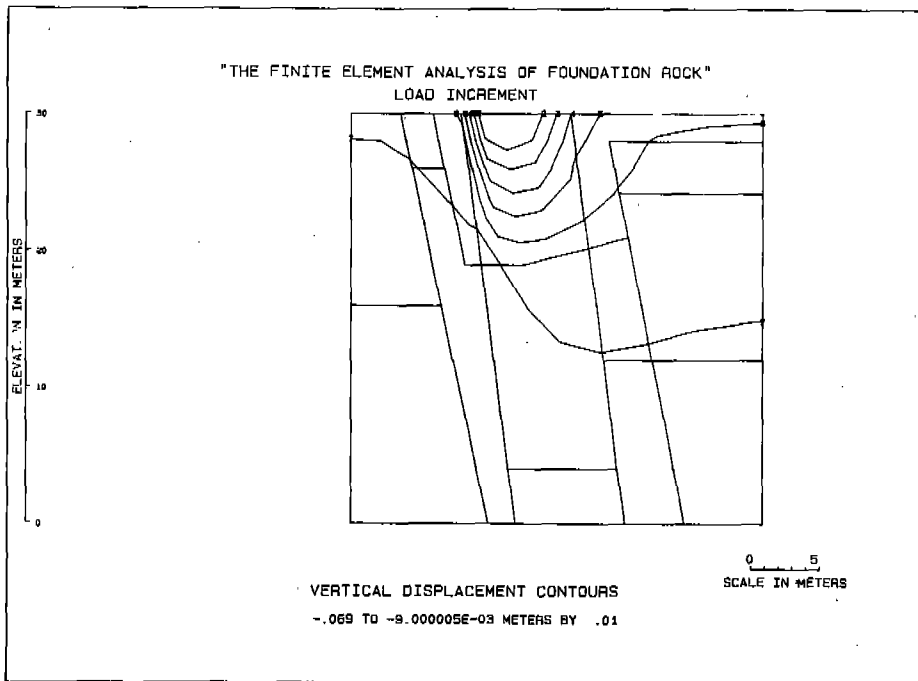


Fig.6 Vertical displacement contours

Table 4 Input data of rock and concrete for FEM analysis

Parameter Materials	K	n	C (Kg/cm ²)	ϕ ($^{\circ}$)	$\Delta\phi$ ($^{\circ}$)	Rf	Kb	m
Rock 1	50,000.0	0.100	60.00	45.0	0.0	0.70	25,000.0	0.100
Rock 2	25,000.0	0.100	40.00	45.0	0.0	0.70	13,000.0	0.100
Rock 3	15,000.0	0.160	10.00	40.0	0.0	0.70	7,500.0	0.100
Rock 4	10,000.0	0.200	5.00	40.0	0.0	0.70	5,000.0	0.100
Rock 5	7,000.0	0.200	2.00	40.0	0.0	0.70	3,500.0	0.100
Rock 6	1,300.0	0.300	0.20	20.0	0.0	0.70	700.0	0.100
Concrete	100,000.0	0.100	10.00	45.0	0.0	0.70	50,000.0	0.100

Fig.6과 같다. 그림에서와 같이 대상지역의 침하는 단층대의 좌측, 즉 단층대와 신선한 암반이 접하는 부분에서 가장 크게 나타나며 신선한 암반과 단층대 사이의 부등침하는 약 6cm에 달하는 것으로 계산되었다.

보강대책

보강방법 검토

댐 기초암반에 발달하는 단층대와 파쇄대의 보강방법은 2개 지역으로 나누어 검토하였다. 이중 단층대를 제외한 파쇄대의 보강방법은 Grouting으로 계획하였고, 단층대에 대해서는 다음과 같은 보강방법에 대해서 검토하였다.

- 1) Grouting 보강
- 2) 연약대의 굴착 제거

3) 추가굴착 및 콘크리트 치환 보강

상기 3개의 방법중 1)의 방법은 시공이 가장 쉽고 일반적이나 시추조사 및 수압시험 결과 본 지역의 기반암은 파쇄되어 있으나 절리는 방해석이나 점토 등으로 충전되어 투수성이 1 Lugeon 이하로 매우 낮은 특성을 보임으로 Cement milk의 주입이 어려워 Grouting에 의한 보강효과는 적합하지 않다. 따라서 이 방법은 세 번째 방법의 보조 보강방법으로 계획하는 것이 바람직하다. 또 2)의 방법은 단층대의 범위 및 심도가 넓고 깊어서 과다굴착이 예상되는등 경제성과 기초의 안전성 측면에서 부적절한 방법이므로 3)의 방법을 중점적으로 검토 계획하였다.

콘크리트 치환범위 및 심도는 단층대 양측에 각각 1m의 추가굴착과 굴착경사를 V:H=1:0.5 혹은 1:1로 계획할 경우 치환심도를 4.0m, 3.5m, 3.0m, 2.5m 및 2.0m로 변화시켜 유한요소 해석을 통하여 콘크리

트 치환으로 보강한 후의 댐 기초 침하특성을 검토하였다. 단층대 폭이 8m이고 치환심도가 3m 일때의 주응력 및 수직, 수평응력과 변위벡터의 크기와 방향의 변화등을 Fig.9에 나타내었다. 이를 콘크리트 치환전의 상태와 비교하면 콘크리트로 치환했을 때의 응력분포 및 변위벡터는 대체로 1/2 - 1/3로 감소되고, 단층대와 그 주위에 분포하는 암석내에서 변위벡터의 차가 작아지고 있다. 또한 변위는 단층대에서 콘크리트를 제외한 부분에 집중되고 있다. 이 때의 수직변위 분포를 Fig.10에 나타내었다. 하중을 단계적으로 증가시켜 100 Ton/m² 에 달할때의 변위분포는 최대변위가 단층대의 우측에서 2.5cm로 나타났으며 단층 연약대와 신성한 암반 혹은 콘크리트와 파쇄대 사이의 부등변위는 0.5 cm 이내로 나타났다.

보강 계획

단층대

본 단층대는 유한요소 해석에 의해 검토한 결과 2.0 - 3.0 m 심도의 콘크리트 치환으로 비교적 안정된 기초보강이 가능하다. 그러나, 유한요소 해석에 의해 예측된 기초의 침하특성은 제한된 자료에 의해 계산된 것임을 고려하여 단층대의 콘크리트 치환과 Grout 보강을 병행하는 것으로 계획하였다.

즉, 콘크리트 치환심도는 댐 중심에서 하류측 2m상류의 단층대(폭 3-10m 범위)에 대해서는 2.5m-3.0m 그 하류(단층대 폭 3m)에는 지각의 경사를 가지며 2.0m 심도로 하였고, 치환범위는 댐 코어 기초부의 단층대 전면에 걸쳐 수행하되 콘크리트 하부는 단층대 양측에 각각 1.0m 씩의 추가 굴착면에 설치하고, 추가 굴착면의 경사는 가능한 저각도로 (H:V=1:1) 계

획하였다.

또한 연약대 상부에 콘크리트와 같이 강성이 큰(Rigid) 매질이 치환되면 주변의 연약한 암반에 영향을 주게됨으로 기초압반의 균질성 유지를 위하여 연약한 암반의 보강을 위해서 Consolidation Grouting을 상기 콘크리트 치환과 병행하여 시공토록 하였다. Grout 심도는 유한요소 해석 결과에서 변위가 지표하 10m 지점에서 대체로 끝나는 점을 고려하여 10m 이내로 계획하였다.

파쇄대

이 지역의 보강은 댐 중심선을 따라 저폭 4m, 깊이 1m의 Cap 콘크리트를 타설하고 상하류 각각 4열의 Blanket Grout를 5-10m 깊이로 시공하는 것으로 계획하였다.

코어재의 균열 발생여부 검토

코어에 생기는 균열은 그 발생기구로 부터 인장파괴에 의한 균열과 전단파괴에 의한 균열등이 고려될 수 있다. 실제의 파괴현상은 복잡하지만 여기에서는 전단파괴에 의한 균열은 무시하고 인장파괴에 의한 균열이 지배적일 것으로 가정하여 검토하였다.

인장변형은 미소구간(유한요소의 절점간 성분)에 대한 상대변위량을 구간 길이에서 나눈 값이다. 富山 등(1981)은 파쇄대가 협재한 기초지반에서 최대 인장변형은 Fig.11과 같이 표시부의 수평방향에서 발생된다고 보고한 바 있다. 여기서 댐 코어 기초부에 생기는 인장변형은 파쇄대의 폭이 증가하거나 파쇄대의 변형계수가 감소하면 거의 비례적으로 증가한다고 하였고, 이때 코어재의 허용 인장변형

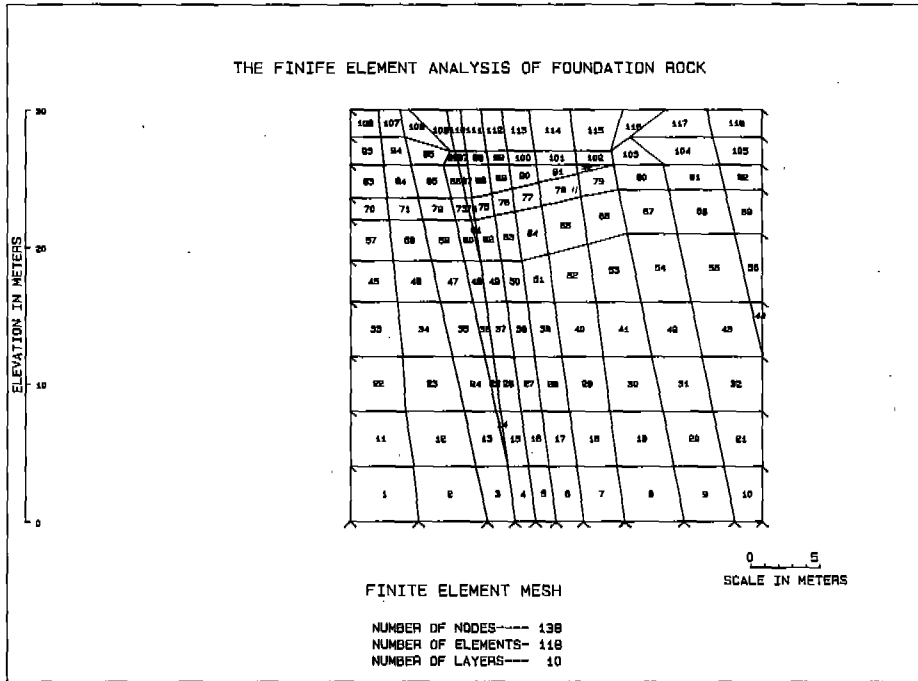


Fig.7 Finite element mesh of reinforced foundation

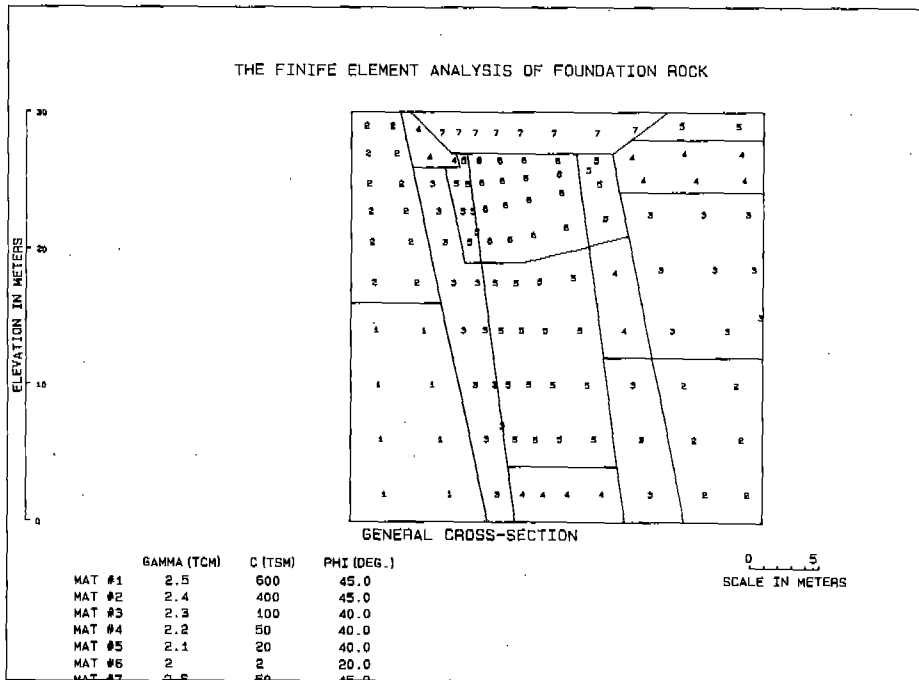


Fig.8 Distribution of rock and concrete materials

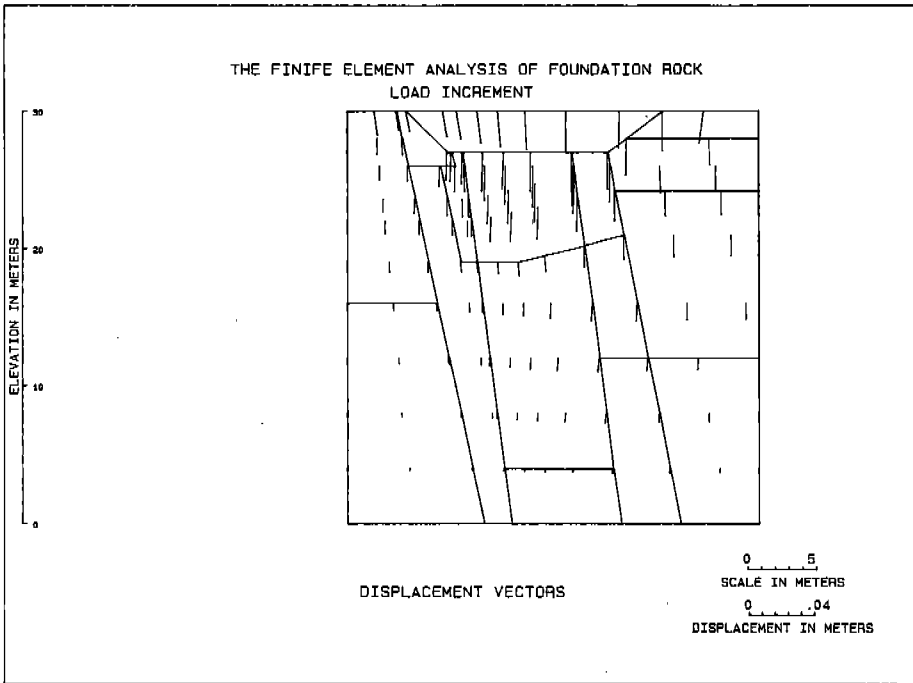


Fig.9 Displacement vectors distributed in the reinforced foundation

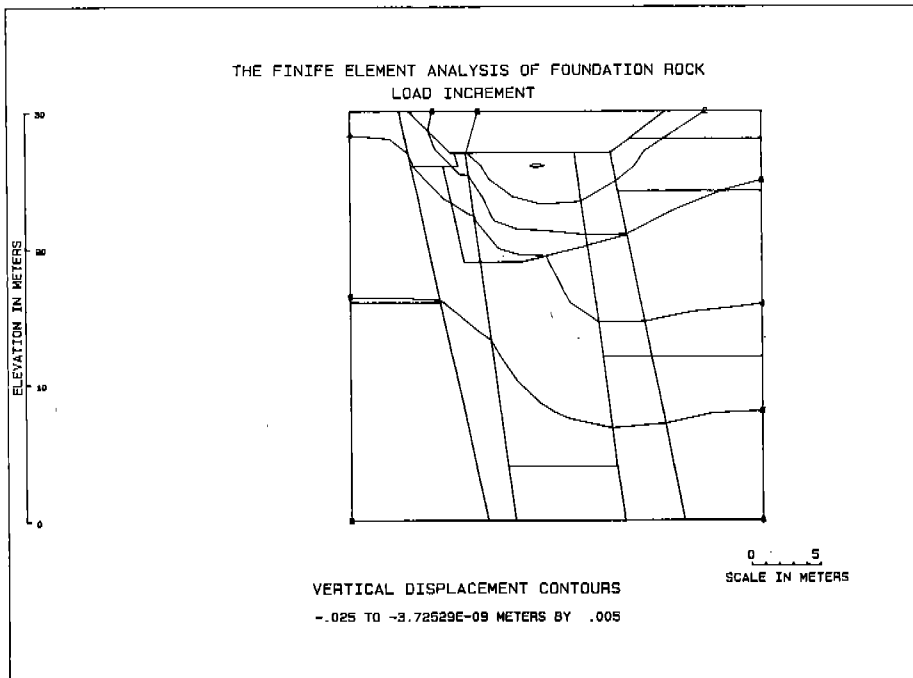


Fig.10 Vertical displacement contours distributed in the reinforced foundation

은 0.1%로 하였다. 이 값은 成田, 大根 (1980)의 연구결과인 댐 코어재의 허용 인장변형 0.2%-0.6% 값에서 최저치인 0.2%에 2배의 안전율을 고려한 것이다.

이에 따라 본 검토에서도 기초암반의 허용 인장변형을 0.1%로 하여 단층대에 기초보강을 했을때와 하지 않았을때의 인장변형을 계산하여 코어재의 균열발생 여부를 검토하였다.

단층대에 기초보강을 하지 않았을때의 최대 인장변형은 Fig.5에서 유한요소 번호 113번과 114번 사이의 변위벡터에서 구할 수 있다. 여기서 계산된 인장변형은 0.21%로 코어재의 허용 인장변형값을 초과하고 있다. 그러나 단층대에 기초보강 했을때의 최대 인장변형은 Fig.9의 유한요소 번호 117번과 118번 사이에서 0.07%로 나타난다.

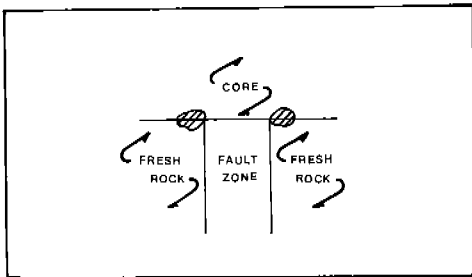


Fig.11 Portion where maximum tensile strain occurs.

결 언

댐 기초지반에 단층대나 파쇄대와 같은 연약대가 분포하면 외국의 경험공식을 적용하거나 선례에 따라서 기초보강(추가 굴착 및 Dental 콘크리트 치환 등)하는 것이 일반적인 방법이다. 그러나 이러한 방법은 보수적 측면을 강조하여 비경제적일 뿐 만 아니라 특히 기초보강의 적합성 여

부를 검증할 수 없는 폐단이 있다.

이에 반하여 선진 각국은 문제점의 해결을 유한요소 해석이나 절리된 암반의 거동해석 등의 수치해석 프로그램을 개발하여 이를 적용하는 추세에 있다. 근년에 와서 우리나라도 컴퓨터의 보급이 일반화 되고 수치해석 프로그램의 도입이나 개발 등을 통하여 각종 구조물 및 터널 설계에 적용하는 사례가 늘고 있음은 매우 고무적이라 할 수 있다. 한편, 본 연구에서 사용한 FEADAM 84 프로그램은 댐 제체의 거동분석을 위해 국내의 많은 댐에서 적용한 예가 있으나 이때의 기초지반은 Rigid한 상태로 변형이 없는 것으로 가정 한 것이다. 따라서 본 검토지역과 같이 연약대를 포함한 댐 기초위에 축조되는 제체의 거동분석에는 기초의 거동까지 고려되어야 할 것이다.

참고문헌

- 일본 토목학회, 1979, "토목기술자를 위한 암반역학", pp. 94-97.
- 일본 토질공학회, 1989, "암석. 암반의 조사와 시험", pp. 351-361.
- 한국전력기술주식회사, 1991, "무주양수 1, 2호기 상. 하부댐 유한요소 해석 결과 보고서", pp.17-36.
- 富山 외, 1981, "Fill Dam의 Core에 생기는 균열의 검토", 「水와 土」 제45호, pp. 34-37.
- 成田. 大根, 1980, "Fill Dam의 기초지반 형상과 체체내 변형에 대하여", 「댐 시공기술강습회 text」, 일본 댐협회, pp.11-19.
- Duncan, J.M., 1980, "Hyperbolic Stress-Strain Relationships", Proc., Workshop on Equilibrium, Plasticity and Generalized

- Stress-Strain in Geotech. Eng., McGill Univ., Montreal, ASEC, New York, 1981, pp.443-460.
- Kulhawy, F.H., Duncan, J.M. and Seed, H.B., 1969, "Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Embankments During Construction", Report No. TE69-4, Office of Research Services, University of California, Berkeley.
- Lama and Vutukuri, 1978, "Handbook on Mechanical Properties of Rocks-Testing Techniques and Results", vol.III. App.III, pp.326-375.
- Ozawa, Y. and Duncan, J.M.,1973, "A Computer Programing for Analysis of Static Stresses and Movements in Embankments", Report No. GK-35894, University of California, Berkeley.