

忠州댐 右岸 山沙汰에 관한 研究

崔泳振 * · 宋武永 **

A Study for Landslides of Chungju Dam Right Abutment

Young Jin Choi * and Moo Young Song**

ABSTRACT: Analysis for landslides was studied in framework of Chungju dam right abutment, 6.5km northeast of Chungju city. $5.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ landslide materials were excavated during dam construction for safety of the Chungju dam. Geology of study area is composed mainly of meta sediments such as dolomitic limestone, quartzite and schist which are dipping toward the Nam Han river. Scanline survey of discontinuities was performed for slope stability, resistivity exploration was performed for the evaluation of potential failure plane, and direct shear strength test of rocks and soils was performed for the effect on landslide. Monitoring systems of tiltmeter, tensiometer, ground water observation hole and level monument were installed during dam construction and interpreted for the evaluation of slope instability. Kinematic solution of the geological structure and evaluation using safety factor for slope may prove the failure of the slope.

序 言

忠州댐 右岸 slide material 의 굴착은 1980년 5월 부터 시작하여 1982년 2월까지 약 2년에 걸쳐 시행되었으며 굴착량은 무려 $5.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ 이다. 이것은 국내 댐斜면의 slide material 의 굴착량으로서 최대치로서 왜 이렇게 많은 굴착을 하게 되었는지 그 原因을 分析할 필요가 있으며 국내외적으로 많은 研究結果가 알려 졌다.

忠州댐 右岸이 山沙汰(landslide)¹⁾에 해당한다는 것은 건설부와 한국수자원개발공사(1971)의 調査에서 언급되었고, 山沙汰의 확실한 規模 및 分布狀態는 1978년 및 1979년에 실시된 試錐 및 기지부 트렌치 조사에 의하여 확인되었으며(NK, 1979), 調査結果 충주댐 右岸 山沙汰는 댐축을 기준으로 上下流 流域의 EL. 500m까

지rockslide지역이 분포하고 rockslide지역²⁾ 上流측에는 slump지역³⁾이 분포하는 것으로 밝혀졌다. 山沙汰의 原因分析에 대하여는 Trollope(1980), Chowdhury (1978), 최경(1986), 일본 산사태협회(1988), Chowbey and Rawat(1990) 등이 研究하였으며, Chang(1988)은 山沙汰의 형태를 분류하였고, 山沙汰로 인한 경제적 손실에 대하여는 Oyagi(1989), Tianchi(1989) 등에 의하여 研究가 수행되었다.

本 論文의 研究目的은 忠州댐 右岸 山沙汰의 原因을 파악하고 斜면의 安定성을 분석하여 장차 발생할 수 있는 山沙汰의 規模를 예측하는데 있다. 本 研究에서는 忠州댐 右岸지역에 대한 地質構造를 파악하기 위하여 지표 지질조사를 실시하여 댐 右岸斜면 方向과의 관계를 검토 하였으며 이때 slide와 가장 관련이 있는 節理面의 剪斷強度를 추정하기 위하여 실내에서 직접전단 시험을 실시하였으며 또한 흙의 剪斷強度시험을 실시하여 이것이 slide가 일어날 때 節理面의 剪斷強度에 미치는 영향을 검토하였다. 忠州댐 右岸에 현재 설치 운용되고 있는 경사계, 인장계, 수준측량점 및 지하수위 측정공의 측정 자료를 정리하여 忠州댐 右岸地域에 대한 舉動狀態를 분석 하였으며 이 성과에 따라 安定性 평가를 실시하였다. 또

*韓國水資源公社(Korea Water Resources corporation)

**忠南大學校 地質學科 (Department of Geology, Chungnam National University, Daejeon 305-764, Korea)

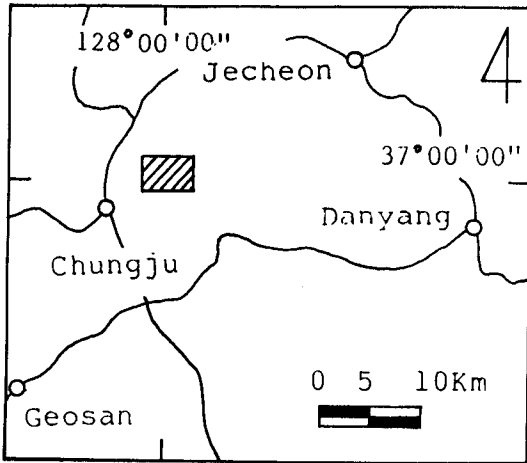


Fig. 1. Location map of study area.

한 右岸 上流에 굴착을 하지 않고 toe embankment 공법으로 시공한 slump⁴⁾ 지역과 일부 rockslide⁵⁾ 지역에 電氣比抵抗探査를 실시하여 slump 지역과 rockslide 지역에서 의 예상 破壞面의 위치를 추정하였다. 忠州댐은 높이 97.5m, 길이 447m의 콘크리트 중력식댐으로서 서울에서 남동방향으로 약 130km, 忠州시에서 북동방향으로 6.5km 지점에 위치한다(Fig. 1).

地質

忠州댐은 물이 흐르는 방향을 중심으로 우측으로는 535m의 지등산, 610m의 관모봉, 627m의 부대산으로 이어지는 산맥이 발달하여 있고 좌측에는 775m의 계명산이 높이 솟아있는 山岳地域의 깊은 溪谷에 위치한다.

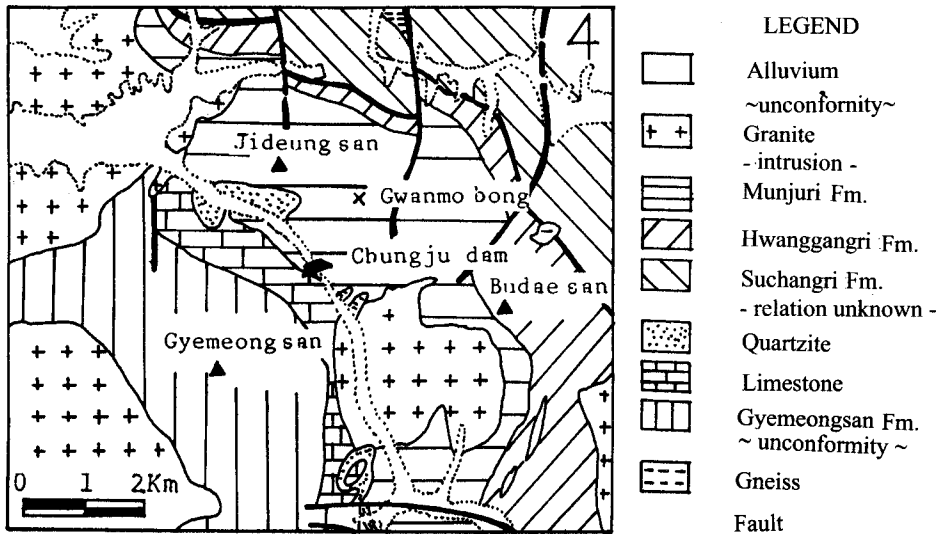


Fig. 2. Geological map of study area.

1) Landslide : 重力의 영향에 의한 흙과 岩石의 斜面 하부로 의 이동을 포함하는 대규모 이동의 형태나 과정을 망라하는 총체적 用語.
 2) Rockslide 地域 : 편평한(planar) 표면을 덮고 있는 형클어진 岩石덩어리로 構成되어있다.
 3) Slump 地域 : 起伏이 있는(undulating) 표면을 보여주고 岩石덩어리가 지표에 없다는 것으로 rockslide 지역과 구별된다(忠州댐 공사지, 1986).

4) Slump : 岩石, 흙 또는 岩石과 흙의 혼합물이 오목하게 傾斜진 표면을 따라 회전운동에 의하여 특정 지워지는 상대적으로 느린 沙汰. Slump에 의하여 생성되었거나 slump발생기간 동안 미끄러지는 岩石 또는 흙 덩어리.
 5) Rockslide : 기반암으로부터 새로 떨어져 나온 부분이 層理, 節理, 斷層 또는 이미 존재하는 약한 傾斜面을 따라 아래 쪽으로 미끄러지는 갑작스럽고 빠른 움직임을 포함하는 沙汰. Rockslide에 의하여 움직였거나 움직이고 있는 岩石 덩어리.

댐지점 계곡의 河床 표고는 EL.68m이며 溪谷의 깊이는 200m가 넘는 험준한 山岳地形으로서 斷層과 褶曲이 심하게 발달된 變成堆積岩으로 되어있다.

忠州댐 부근의 地質은 선캠브리아기의 片麻岩類, 시대미상의 층주층군과 옥천층군, 백악기의 花崗岩類와 제 4기 沖積層으로 구성되어 있다(Fig. 2). 층주층군은 下部로부터 계명산층, 향산리 도로미틱 석회암층, 대향산 규암층, 서창리층으로 구분되며, 옥천층군은 下部로부터 황강리층, 문주리층으로 구분된다. 층주층군은 石灰質과 粘土質 및 砂質堆積岩으로 되어있고 댐 地點에서는 대향산층이 이에 속하며, 옥천층군은 본래 粘土質 堆積岩으로 되어 있고 댐 地點에서는 문주리층으로 대표된다(김기완 외 1967, 김기완, 이홍규 1965, 박봉순, 여상철 1971, 이민성, 박봉순 1965).

댐 左岸 대향산 규암층의 두께는 50m이하이다. 규암층 上部에는 수조에 달하는 백운암층과 석회암층이 分布하는데 이들은 박층의 片岩層을 협재하고 있다. 댐 右岸의 문주리층은 녹니석편암, 녹니석-견운모 편암 및 천매암으로 構成된다. 문주리층의 녹니석 편암은 암회색 내지 녹회색을 띠며 片理가 잘 發達하여 천매암 構造를 나타내는 部分도 있으며 微褶曲구조가 잘 발달하여 세맥의 석영맥이 불규칙하게 주입하고 絹絲光澤을 띠며 표면이 심하게 파곡된다. 本地域의 斷層系는 斷層走向이 NS인 것과 EW인 것으로 구분되며 모두 變成堆積岩 중에 생성된 것으로 중요한 斷層은 EW계 斷層들이다. 變成堆積岩층에는 層간의 微褶曲構造를 볼 수 있고 문주리층 중에는 수조의 褶曲軸이 발달한다.

忠州댐 지역에서 감지할 수 있는 地震強度에 해당하는 地震加速度는 0.03g 정도이나 忠州댐 規模와 形態, 基礎條件 그리고 韓國이 환태평양 地震帶에 인접해 있다는 것을 考慮하여야 하며 이와 같은 條件을 고려하여 設計目的에 건의된 'g' 값은 0.1g이며 이 값은 국제적으로 사용되는 最小 g값에 해당한다(ECI, 1976).

研究 方法

本 研究를 위하여 1989년 5월부터 1990년 9월까지 5차에 걸쳐 25일간의 지표지질조사와 전기비저항탐사 등 現場調査를 실시하였으며 또한 擧動計測, 資料分析, 斜面 安定性分析 및 室内試驗을 실시하였다.

忠州댐 右岸地域에서 댐축을 중심으로 상하류지역에

분포하는 편암의 지표지질조사를 실시하여 節理와 片理 등 불연속면의 방향, 불연속면 등의 폭과 構成物質 등 불연속면에 대한 자료와 斜面方向과 褶曲軸의 방향 등 地質構造資料를 기재하였으며 이들 調査資料를 이용하여 山沙汰의 원인을 분석하고 또한 斜面의 安定性을 검토하였다. 지표지질조사시 실내시험을 하기위하여 岩石과 흙의 시료를 채취하였으며 채취장소는 Fig. 3에 표시하였다. 本 研究를 위하여 실시한 地球物理探査는 電氣比抵抗探査로서 右岸斜面에서 豫想破壞面의 심도를 추정하기 위하여 電氣比抵抗探査 26점을 실시하였으며 探査成果를 대표지점별로 표시하였다(Fig. 6, Fig. 7).

Slide 굴착지역과 slump 지역에 대한 斜面擧動을 조사하기 위하여 忠州댐 右岸에 4개의 傾斜計(tiltmeters), 8개의 引張計(tensiometers), 21개의 水準測量點 및 8개의 地下水位測定孔을 설치 운용하고 있으며 이들 測定 資料를 이용하여 擧動分析을 실시하였다. (충주 다목적댐 관리 연보, 1986-1989).

忠州댐右岸 rockslide 지역은 편리면을 따라서 활동하면서 平面型 崩壞가 야기된다. 본 지역에서는 다음과 같은 Huang(1983)의 無限長斜面(Infinite slope)에서의 安全度(Factor of safety, Fs) 계산방법을 적용하였다.

$$F_s = \frac{(C/rd)\sec \alpha + [(1-\gamma u)\cos \alpha - C_s \sin \alpha] \tan \phi}{\sin \alpha + C_s \cos \alpha}$$

여기서 斜面의 傾斜角 $\alpha = 35^\circ$, sliding 물질의 깊이 $d=1000\text{cm}$, 岩石의 比重 $r=2.81$, 점착력 C , 내부마찰각 ϕ , 공극수압률 γu , 지진계수 C_s 값을 대입하여 安全度 F_s 를 계산하였다. 위의 식으로 安全度를 계산할 때에 공극수압률은 물이 전혀 없을 때와 물이 최대로 있을 때를 考慮하였으며 그 때의 공극 수압률은 각각 $\gamma u=0$ 와 $\gamma u=0.356$ 이다. 斜面의 安全도에 미치는 地震의 영향은 크며 安全度 계산에 필요한 지진계수는 $C_s=0$ 와 $C_s=0.1$ 의 두가지 경우를 고려하였다. 점착력과 內部 摩擦角은 편암내 節理面의 剪斷強度 시험값($c=330\text{g}/\text{cm}^2$, $\phi=35^\circ$), 점토질물질의 剪斷強度 시험값($c=300\text{g}/\text{cm}^2$, $\phi=28^\circ$), 그리고 忠州댐 설계시의 剪斷強度값($c=150\text{g}/\text{cm}^2$, $\phi=22^\circ$) 등 3가지 경우를 고려 하였다(Table 3).

忠州댐 右岸 편암내에 발달하는 대표적인 節理面에 대하여 直接剪斷強度시험을 실시하였으며 시험은 ISRM에서 제안한 Document No.1 방법(Brown, 1981)에

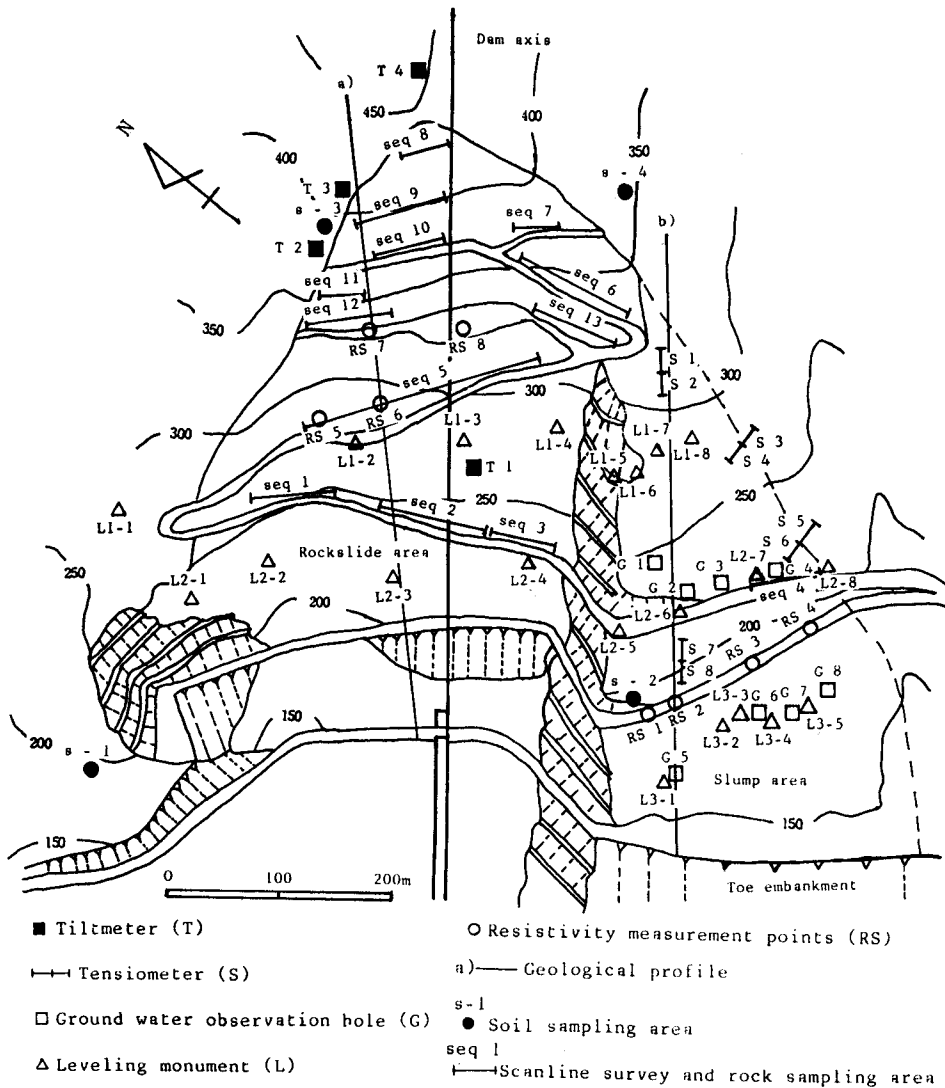


Fig. 3. Monitoring and sampling locations.

의하여 시행하였다. 전단 시험 시료의 크기는 한변의 길이가 7cm-8cm 정도이며 시험기구는 미국 SBEL (Structural Behavior Engineering Lab, Inc.)사의 RM102를 利用하였으며 剪斷强度시험은 rockslide시에 실제 剪斷面으로 작용 가능성이 큰 節理에 대하여 시험하였으며 그 성과는 Fig. 12에 표시하였다. 한편 흙의 剪斷强度試驗은 KSF 2343 규정에 의하여 비압밀비배수 시험을 실시하였으며, 시험기구는 日本 협동정기 제작소에서 만든 Model No. SS 5146M 을 이용하였다. 彈性波速度 시험은 岩石試料를 통한 초음파속도를 측정

하는 시험으로서 시험방법은 ISRM에서 제안한 Document No.4에 의하여 實施하였으며 기구는 日本 OYO사 제품인 Model 5217A New Sonicviewer를 사용하였다. 忠州댐 右岸에 분포하는 암반의 포이슨비를 추정하기 위하여 실내에서 실시한 彈性波速度 시험결과를 이용하였다.

$$\text{포이슨비 } U_d = \frac{(V_p^2/V_s^2) - 2}{2(V_p^2/V_s^2 - 1)}$$

Table 1, Direction of fold axis.

Seq.No	Fold direction			Length(m)	Amplitude(m)
	Side A	Side B	Axis		
1	270/30	190/30	220/30	3	0.3
4	240/30	220/65	225/50	1.5	0.2
4	245/40	210/40	225/40	3	0.7
5	230/50	205/35	220/55	3	0.4
6	225/15	100/85	235/30	1	0.1
8	290/25	160/30	230/20	0.5	0.1
9	290/30	120/20	185/10	4	0.5
9	255/45	210/30	235/45	3	1.0
9	240/50	150/30	180/20	2	1.0
10	240/55	210/20	220/55	4	0.4
10	275/85	195/35	240/55	2	0.7
10	260/60	195/30	225/35	1.5	0.5
10	240/30	150/70	205/25	3	0.3
12	260/35	225/25	240/30	2	0.3
12	255/65	220/20	245/30	2	0.3
12	260/35	225/30	230/35	3	0.1
12	260/45	175/20	215/35	2	0.3
12	355/35	220/20	250/25	2	0.3
Ave.			223/35	2.4	0.4

Table 2, Direction of slope face and aperture of joint plane.

Sequence No.	Slopeface	Aperture(mm)	Nature of infilling
1	220/30	2~6	clay
2	215/25	0.5~2	-
3	210/30	2~6	clay
4	210/45	2~6	clay
5	230/30	2~6	clay
6	240/40	0.5~2	-
7	235/50	0.5~2	-
8	220/35	2~6	clay
9	210/35	2~6	clay
10	230/35	2~6	clay
11	225/25	2~6	clay
12	220/35	2~6	clay
13	260/30	2~6	clay
Ave.	225/34		

일축압축강도 시험은 편암의 강도를 알기위하여 KSF 2519 규정에 의하여 실시하였으며 岩石比重 시험은 KSF 2518 규정에 의하여 實施하였다.

研究 結果

不連續面의 分布調査 結果

忠州댐축을 중심으로 上下流에 분포하는 편암지역의 節理와 片理를 조사하여 작성한 contour diagram은 Fig. 4와 같다. Fig. 4에는 側面에 발달하는 節理가 존재 하는데 이러한 節理들 때문에 편암의 암괴들은 쉽게 側面抑制力이 파괴되고, 이로 인하여 암괴선단의 기부 抑制力은 stress relief joints에 의하여 破壞되어 rockslide는 쉽게 일어난다. 만약 이때 基部抑制力이 그 대로 유지되는 경우에는 buckling 현상이 일어날 것이다.

Fig. 5는 Fig. 4에서 집중도가 높은 3개 poles의 중심을 구하여 NE의 pole은 1, NW의 pole은 2와 3으로 번호를 부여하여 이 poles에 대한 大圓을 작도하였으며 그 다음 斜面(225/34)의 大圓을 작도하였고 內部摩擦角은 忠州댐 설계시 반영한 22°를 적용하였다. 이와같은 조건에서 平面型 破壞(plane failure)는 pole 1에서 발생할 가능성이 크며 그 方向은 SW이고 pole2와 pole3은 平面型 破壞가 일어날 가능성이 거의 없다. 썩기형 破壞(wedge failure)는 Fig. 5의 점으로 표시한 부분에서 일어날 가능성이 있는데 pole 1 과 pole 2의 intersection I12는 이에 該當하지 않으며 pole 1 과 pole 3의 intersection I13은 이에 該當하므로 I13은 썩기형 破壞가 일어날 가능성이 크며 그 方向은 SW임을 나타낸다(Hoek and Bray, 1981).

片岩層내에 발달하는 片理는 주위의 강한 규암으로 둘러싸인 상태에서 東西方向의 橫壓力을 받아 褶曲이 형성되었으며, 이러한 褶曲作用은 SW 方向으로 傾斜하고 있는 片岩層내에 NE-NS 方向의 軸을 갖는 褶曲과 S 또는 SW 方向으로 30° - 55° 경사하는 片理를 발달시켰다(Table 1). Table 2에서 節理面은 대체적으로 2-6mm의 aperture를 보이며 일부는 tight하기도 하다. 이들 aperture는 clay로 채워져 있으며, 風化作用이 진행됨에 따라 이 점토는 암층의 剪斷強度를 저하시켜 sliding을 일으키게 할 것이다.

電氣比抵抗 探查 結果

忠州댐의 rockslide 지역과 slump 지역에서 電氣比

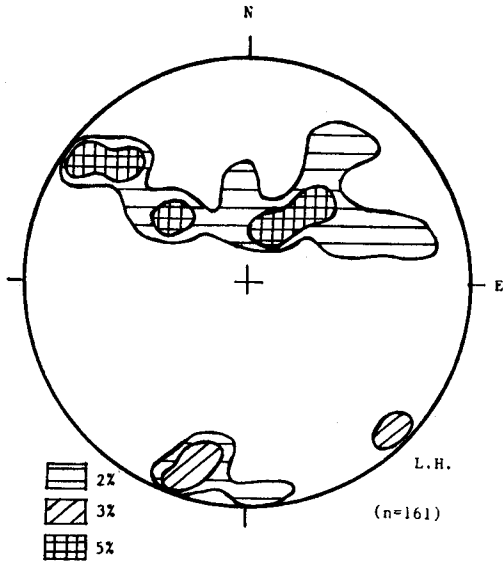


Fig. 4. Contour diagram of poles of joints in study area. The poles of major joint sets are shown NE and NW direction. Plane sliding has been occurred due to the poles of NE and wedge sliding has been occurred due to the intersection of the poles of NE and NW.

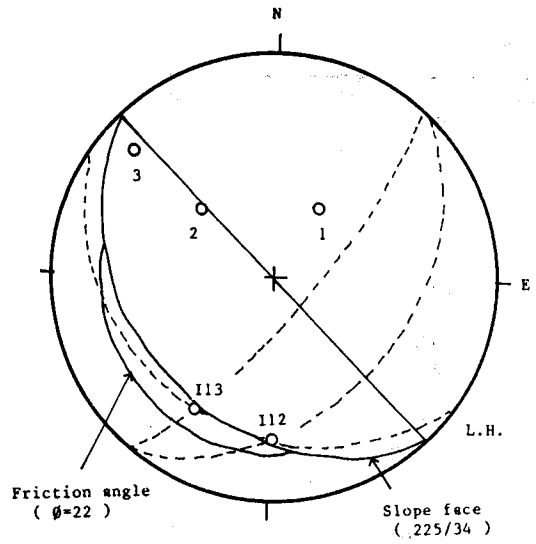


Fig. 5. Stereonet of structural condition. Plane sliding is assumed to occur to the southwest direction on the pole of No.1. The intersection I13 of pole No.1 and No.3 falls inside the critical area and is likely to give rise to instability(Hoek and Bray,1981).

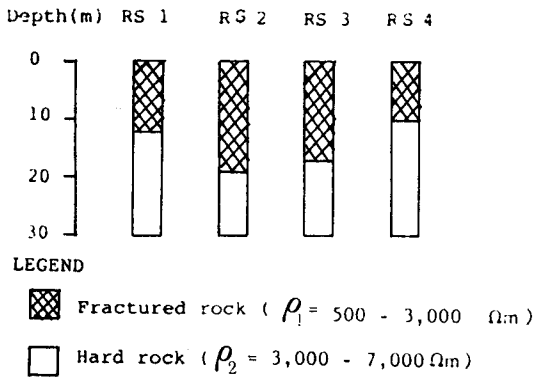


Fig. 6. Result of resistivity exploration on slump areas as shown in Fig.3.

抵抗 探查를 실시하여 現場 地形條件, 現場 露頭分布狀態, 分布岩石의 고유 比抵抗値와 대비하여 豫想 破壞面의 심도를 추정하였으며 Fig.6과 Fig.7에 대표 지점별로 그 成果를 표시하였다. Fig.6과 Fig.7의 電氣探查 斷面에서 큰 압괴나 파쇄대가 節理面을 발달시킨 豫想破壞面 상위에 있음을 추정할 수 있으며, rockslide 지역

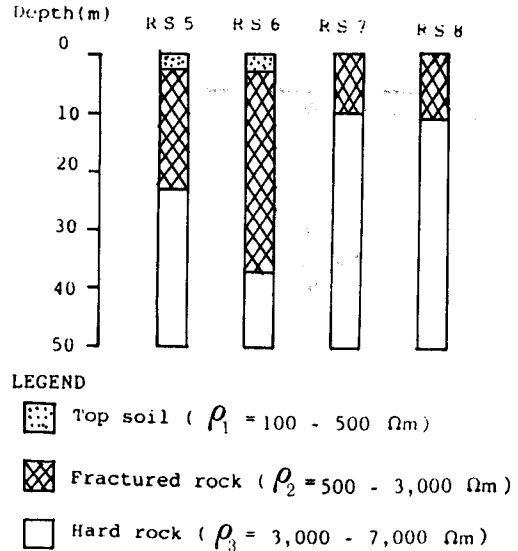


Fig. 7. Result of resistivity exploration on rock slide areas as shown in Fig.3.

에서는 EL.420m ~ 220m사이에서 지표하부 10m ~ 37m에 基盤岩이 분포하며 slump 지역에는 EL.300m

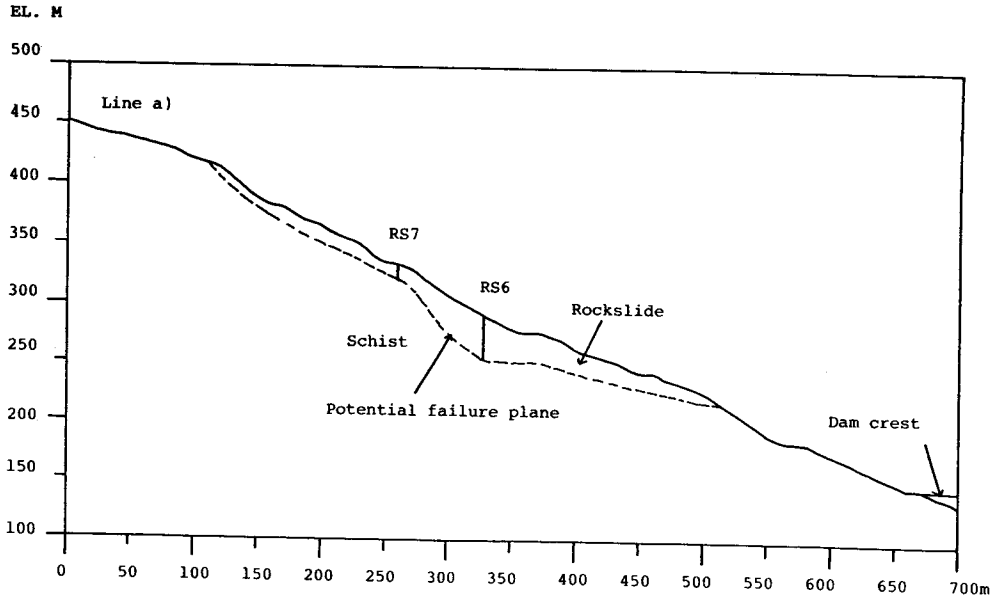


Fig. 8. Profile of rockside area after dam construction shows a local slope instability at over the elevation 220m. Location of line a) is shown in Fig.3.

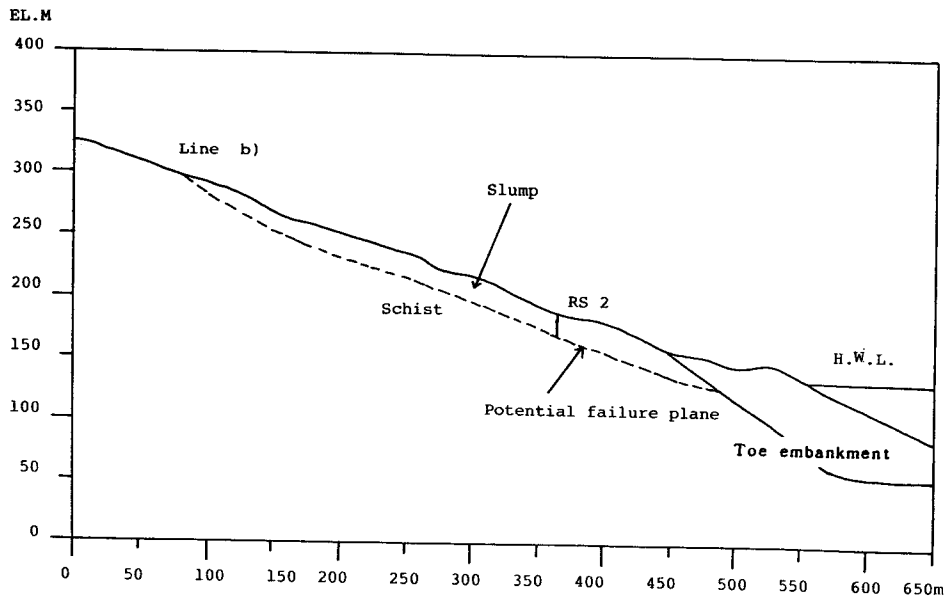


Fig. 9. Profile of slump area after toe embankment location of line b) is shown in Fig. 3.

~ 130m 사이에서 지표하부 10m ~ 19m에 基盤岩이 분포하는 것으로 추정하였다(Fig. 8 and Fig. 9).

舉動計測 分析結果

傾斜計는 굴착이 완료된 이후인 1983년부터 設置 運用되었으며 전체적으로는 傾斜計의 月平均 移動量이 관리기준치 미만으로서 潛在變動狀態를 보이고 있으며 活動方向은 남서쪽임을 알려준다.

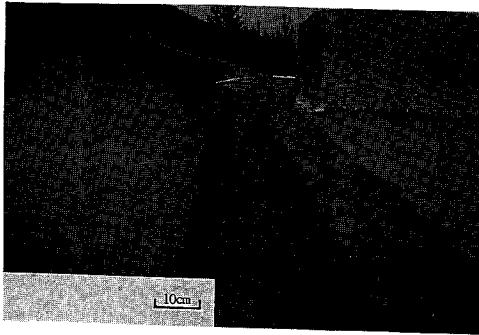


Fig. 10. Movement of retaining wall on rockslide area on 1984.

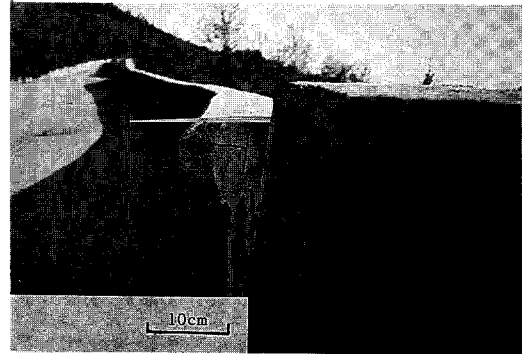


Fig. 11. Movement of retaining wall on rockslide area on 1990. Level monument L 1-2 is located at the top of this retaining wall.

引張計는 slump지역의 舉動調査를 목적으로 1982년부터 設置 運用되었으며 引張計의 측정기록을 보면 저수지에 가까운 곳 즉 EL.200m 에 設置된 S7,S8이 1987년 여름에 가장 많은 移動이 있었다.

4층의 設置計器중 실제상의 沈下量을 나타낼 수 있는水準測量 결과 1989년까지의 累積 沈下量은 EL.280m 선상에 설치된 L1.1 - L1.8의 8 points에서의 平均沈下量이 약 133mm를 보이며, 그 중 擁壁위에 설치된 L1.2 위치에서 140 mm를 보여 가장 많은 地盤 沈下를 나타냈다.

또한 EL.220m 선상에서는 L2.1 - L2.8의 8 points의 平均 沈下量은 약81mm를 보였다. EL.170m 선상에 設置된 L3.1 - L3.5의 5 points에서는 平均 沈下量이 약 23mm를 보여 地盤이 安定되어 있는것을 알 수 있다.

地下水 測定 結果는 측정전 降雨가 많았을때 觀測水位가 높은 것으로 나타났다. 가장 水位變動이 많았던 것은 1984년 6월에 G-4공에서 관측된 5.8m이며 이 때의 降水量은 142mm였으며, 그 다음으로 水位變動이 많았던 것은 1984년 9월에 G-4공에서 觀測된 5.2m로서 이때의 降水量은 184mm였다. Rockslide 지역중 EL.280m 이상의 地域은 현재 rockslide가 進行中에 있으며, EL.285m에 설치한 擁壁은 1984년 9월 最初 8cm정도 뒤로 물러났으며 1990년 9월 다시 3cm정도 뒤로 물러났다(Fig.10 and Fig.11). 1984년 9월 1일부터 9월4일까지 4일간의 降水量은 161mm로서 이는 동년 9월 降水量 184mm의 88%에 해당하며, 1990년

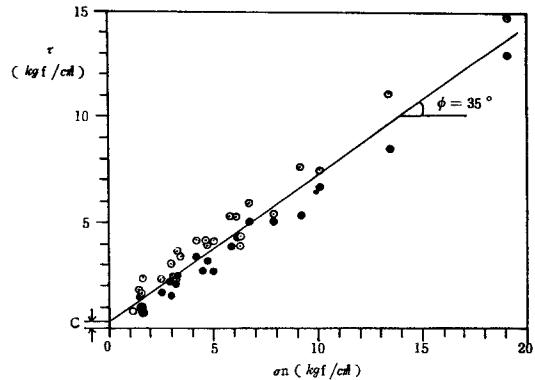


Fig. 12. Laboratory shear strength test results of joint rocks. Shear direction parallel and 90° to the crenulation as a function of normal load. Open and closed circles indicates peak and basic value respectively.

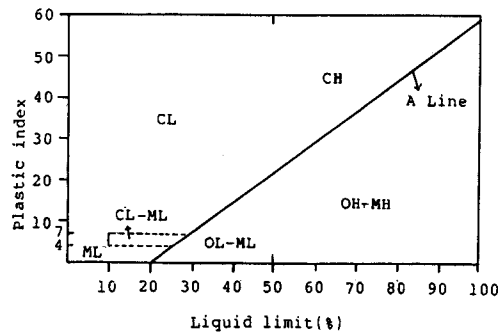


Fig. 13. Classification of soils by Atterberg limit test.

로서 이는 동년 9월 강수량 533mm의 83%에 해당하며 이와같은 사실은 rockslide지역이 連續 降雨에 큰 영향을 받고 있음을 알려주는 것이다.

斜面安定性 分析 結果

忠州댐 右岸 rockslide 지역에 대한 斜面의 安全度는 앞에서 기술한 방법으로 구하였으며 그 결과는 Table 3과 같다. Table 3에서 1)의 경우에 破碎帶내에 물이 전혀 없는 경우에만 安定하고, 1)에서 물이 최대를 있을 경우와 2), 3)의 경우에 모두 不安定한 것으로 평가된다.

Table 3. Safety factor of infinite slope on rockslide area

	$\gamma u=0$ Cs=0	$\gamma u=0$ Cs=0.1	$\gamma u=0.356$ Cs=0	$\gamma u=0.356$ Cs=0.1
1)c=330g/cm ² φ=35°	Fs=1.25	Fs=1.03	Fs=0.82	Fs=0.66
2)c=300g/cm ² φ=28°	Fs=0.99	Fs=0.82	Fs=0.61	Fs=0.49
3)c=150g/cm ² φ=22°	Fs=0.69	Fs=0.51	Fs=0.42	Fs=0.33

室內試驗 結果

忠州댐 右岸 片岩層 節理面의 剪斷強度 시험결과는 Fig.12와 같으며 이때의 normal stress의 範圍는 1.5 ~ 13.5kgf/cm²이다. 忠州댐 右岸 片岩層은 節理내에 점토질물질이 混杂되는 것이 보통이며 시험결과 점토질물질의 塑性度는 中塑性이며 無機質粘土인 CL급으로 분류되었으며, 점토질 물질의 內部摩擦角은 28° 이고 粘着力은 300g/cm²로 밝혀졌다(Fig.13 and Fig.14). 室內彈性波速度 시험성과와 그 시험성과를 이용하여 계산한 포이슨비는 Table 4와 같으며 岩石比重 試驗結果 그 平均값은 2.81이고 岩石一軸壓縮強度 平均값은 500 kg/cm² 이다. 실내시험 결과중 사면 안정성에 가장 중요한 요인으로 작용하는 내부마찰각과 점착력을 실내시험으로 구한 결과 (Table 3), 내부마찰각과 점착력이 작아질수록 안전도(Fs)가 감소하는 경향이 있음을 나타낸다.

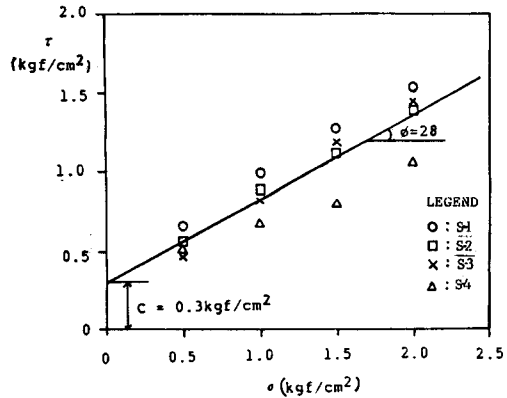


Fig. 14. Shear strength estimation of soils by direct shear test.

Table 4. Sonic velocity and Poisson's ratio.

Sample No.	Vp(m/sec)	Vs(m/sec)	Angle*(degree)	Poisson's ratio
1	8,300	3,430	0	0.39
2	7,250	3,250	0	0.37
3	5,680	1,980	0	0.43
4	5,470	2,510	0	0.37
5	8,360	2,340	0	0.46
6	7,610	2,170	45	0.46
7	6,140	2,620	45	0.39
8	3,750	2,250	45	0.22
9	8,260	2,410	45	0.45
10	4,460	2,390	45	0.30
11	3,740	2,100	90	0.27
12	3,560	1,920	90	0.29
13	4,260	2,320	90	0.28
14	3,970	2,520	90	0.16
15	3,620	1,980	90	0.29
Ave.				0.34

* Angle of schistosity to the measuring direction.

結 論

忠州댐 右岸 山沙汰의 原因, 斜面의 安定性 및 山沙汰의 예측 결과는 다음과 같다.

1. 忠州댐 右岸 片岩層내에 廣域 褶曲作用과 河川에 의한 하방침식작용에 의하여 stress relief joint를 포함한 主節理群(210/30, 135/40, 130/70)이 형성되었다.
2. 應力除去로 생성된 節理面을 따라 風化作用이 진행됨으로 인하여 地層의 膠結물질이 분해되어 潤滑性 粘

토가 생성되었으며 그 폭은 2~6mm 정도로서 이粘土는 암층의 剪斷強度를 감소시켰기 때문에 암편이나 암괴가 斜面아래로 이동하였으며 또한 산 기슭의 buckling에 의하여 대형암괴의 이동이 일어났다.

3. Rockslide 지역과 slump지역 모두 대체적으로 安定한 것으로 評價되었으나, 幾何學的 검토결과 rockslide 지역에서 南西方向으로 平面型 破壞와 쇄기형 破壞의 가능성이 있다.
4. Rockslide 지역은 EL. 420m에서 EL. 220m까지 10~37m 깊이의 豫想破壞面이 존재하며, slump지역은 EL. 300m에서 EL. 130m까지 10m~19m 깊이의 豫想破壞面이 존재하는 것으로 推定된다.

參考文獻

- 건설부, 한국수자원개발공사(1971) 한강유역 조사사업 보고서(부록 III). p. L1 - L78.
- 김기완, 박봉순, 이홍규(1967) 1:50,000 제천도폭. 국립지질조사소, 46p.
- 김기완, 이홍규(1965) 1:50,000 충주도폭. 국립지질조사소, 35p.
- 박봉순, 여상철(1971) 1:50,000 목계도폭. 국립지질조사소, 24p.
- 산업기지개발공사(1986) 충주다목적댐 관리연보. 981p.
- 산업기지개발공사(1986) 충주댐 공사지. 1923p.
- 산업기지개발공사(1987) 충주다목적댐 관리연보. 606p.
- 이민성, 박봉순(1965) 1:50,000 황강리 도폭. 국립지질조사소, 43p.
- 최 경(1986) 한국의 산사태 발생요인과 예지에 관한 연구. 강원대학교 박사학위논문, 45p.
- 한국수자원공사(1988) 충주다목적댐 관리연보 736p.
- 한국수자원공사(1989) 충주다목적댐 관리연보. 771p.
- Brown, E. T. (1981) Rock characterization testing and monitoring. Pergamon Press, Oxford, New York, Toronto, Sydney, Paris, Frankfurt, 211p.
- Chang, S. C. (1988) The engineering geological division of Taiwan related to landslide types. Landslides, v. 1, Christophe Bonnard, Lausanne, p. 95-101.
- Choubey, V. D and Rawat R. K. (1990) Engineering geological appraisal of the major landslides and their stabilization in the north Sikkim region India. 6th International Congress IAEG, v. 3, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, p. 1547-1554.
- Chowdhury, R. (1978) Analysis of the Vajont slide - New approach. Rock mechanics 11, Springer-Verlag, p. 29-38.
- ECI(1976) Chungju multipurpose project feasibility report Part I. Denver, Colorado, U.S.A., Daejeon, Korea, p. IV. 1-35.
- Hoek, E. and Bray, J. W. (1981) Rock slope engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 358p.
- Huang, Y. H. (1983) Stability analysis of earth slopes. Van Nostrand Reinhold Company, New York, Cincinnati, Toronto, London, Melbourne, 305p.
- Japan Society of Landslide(1988) Landslide in Japan. The Japan Society of Landslide, National Conference of Landslide Control, 54p.
- NK(1979) Chungju multipurpose dam project. Report on additional geological and material investigation Part II, Nippon Koei Co., Ltd., Consulting Engineers, Tokyo, Japan, 49p.
- NK(1979) Chungju multipurpose dam project. Report on additional geological and material investigation Part II Annex, Nippon Koei Co., Ltd, Consulting Engineers, Tokyo, Japan, p. A. 1 - G. 1.
- Oyagi, N. (1989) Geological and economic extent of landslides in Japan and Korea, Landslides : Extent and economic significance. A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, p. 289-302.
- Tianchi, L. (1989) Landslides, Extent and economic significance in China, Landslides : Extent and economic significance. A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, p. 271-287.
- Trollope, D. H. (1980) The Vajont slope failure. Rock mechanics 13, Springer-Verlag, p. 71-88.

