

흙댐 설계에 있어서의 電子計算機 利用 事例

—大草댐 斜面 安定度 計算을 中心으로—

Example of the Use of Computer in Designing Earth Dam

—Stability of Slope for Tae-Cho Dam—

尹 在 漢*, 尹 忠 燮*

Jae Han Yoon, Choog Sup Yoon

I. 緒 論

水資源 開發을 爲한 댐 設計에 있어서도 電子計算機를 使用함으로써 迅速하고 精度높은 設計를 할 수 있게 되었다.

흙 댐은 堤體를 構成하는 材料를 가까운 곳에서 쉽게 求得할 수 있어 적은 經費로 建設될 수 있으므로 一般的으로 많이 採擇되고 있으며 그 中에서도 댐 中央部(또는 前面側)에 不透水性의 止水壁을 만들어 漏水를 防止하고 兩面(또는 一面)을 安定도가 높은 粗粒材로 築造하는 코아 型의 댐이 흔히 選擇되고 있다. 이와같은 形式의 댐을 建設하는데 있어서 斷面決定을 爲한 各種 安定度計算이 正確하게 이루어져 許容된 安全率內에서 最小의 斷面을 求하여야 하는데 近來電子計算機를 使用함으로써 從來方式에 依한 計算에 比해 짧은 時間內에 正確하고 많은 計算에 比해 짧은 時間內에 正確하고 많은 比較 試算을 할 수 있게 되어 結果的으로 經濟的이며 安全性 높은 設計가 可能하게 되었다.

즉 흙 댐의 築造材料인 흙은 다른 築造材料에 比하여(例컨데 콘크리트 石材等) 均一性이 明確하지않고 複雜하며, 특히 完工直後의 殘存間隙水壓의 正確한 豫測이나 그에 따른 安定度 및 完工後의 沈下量 測定에도 難點이 많으므로 從來에는 經驗에 依한 方法이 많이 使用되었으나 電子計算機의 使用으로 많은 試驗 結果를 基礎로 한 거의 正確한 解析을 할 수

있고 이로써 精度높은 斷面 決定을 할 수 있게 되었다.

이러한 電子計算機의 分析過程은 댐 設計者에 의해서 이루어짐이 가장 바람직한 것이나 댐 設計者가 電子計算機의 프로그램을 作成치 못할 경우는 프로그래머와의 合同作業으로서 電子計算機 分析에 의한 댐의 設計가 이루어질 수 있는 것이다. 그러나 電子計算의 Input의 資料作成과 Out put 結果에 대한 解析 및 應用은 設計者가 해야할 일임으로 이에 대한 方法을 說明코져 하며 이것이 多少나마 設計에 도움이 되었으면 한다.

II. 貯水池 흙 댐의 設計 例

1. 築堤用 材料의 調査

貯水池 댐 築造用 土質材料에 대한 調査는 댐 敷地에서 可能한 한 가까운 距離에서 求할 수 있는 모든 材料를 廣範圍하게 다루었으며 各 材料의 埋藏量 調査는 물론 現場含水比, 現場密度를 測定하고 室內 試驗을 爲한 試料採取를 實施하였다.

室內試驗用 試料의 採取는 各 材料別로 몇個의 試坑을 파고 深度別 土質狀態를 調査한 다음 代表的인 試料를 採取하였다.

2. 土質試驗

現場에서 採取한 試料에 대해서는 다음과 같은 諸 試驗을 實施하였다.

(1) 物理性 試驗

* 農業振興公社 榮山江 事業所

가. 比重試驗 나. 粒度分析 다. 液性限界試驗
라. 塑性限界試驗 마. 透水試驗

(2) 力學 試驗

가. 다짐試驗 나. 壓密試驗 다. 三軸試驗 라.
直接 剪斷試驗

不透水性 코아材料에 대해서는 上記 試驗種目中 直接剪斷試驗을 除外한 全種目的 試驗을 하고 透水性材料에 대해서는 透水試驗 壓密試驗을 除外한 全種目的 試驗을 實施하였다. 그리고 同 透水性材料에

대한 다짐試驗은 粗粒材임으로 相對密度試驗을 實施하였으며 試驗結果 現場密度가 比較的 크므로 設計 密度는 現場密度와 같은 密度를 택하였고 室內力學 試驗도 이와 同一한 狀態下에서 行하였다.

即 다짐 試驗結果로 구한 最適含水比에 비해 現場 含水比가 크므로 다짐율이 95%인 濕潤狀態의 密度를 구하여 (이때 含水比는 現場含水比와 근사함) 이 狀態下에서 諸般試驗을 실시하여 設計에 使用하였다. 각 材料에 대한 試驗結果는 다음과 같다.

표-1 코아 재료 다짐 시험

시 료	최 대	최 적	.95%		.95%		비 중	공극비	공극율	포 화	현 장	현 장
	건조밀도	함수비	건조밀도	함수비	습윤밀도	함수비						
No. 15	gr/cm ³ 1.768	% 1.50	gr/cm ³ 1.680	% 19.6	gr/cm ³ 2.009	% 2.009	2.636	0.569	% 36.3	gr/cm ³ 2.043	gr/cm ³ 1.385	% 19.37
No. 18	1,755	17.40	1,667	19.8	1,997	2,633	2,633	0.579	36.7	2,034	1,343	17.85
평 균					2,003	2,635	2,635			2,038		

표-2 투수성 재료 다짐 시험

시 료	건조밀도	함 수 비	습윤밀도	비 중	공 극 비	공 극 율	포 화 밀도
No 4	1,808	7.30	1,940	2.610	0.443	30.7	2,115
No 10	1,808	7.30	1,940	2.601	0.439	30.5	2,113
평 균	1,808	7.30	1,940	2.606	0.441	30.6	21.14

物理性 試驗

시 료	입 도 분 석 시 험				균등계수	Atter berg 시 험			분 류
	점 토	셸 트	모 래	자 갈		액성한계	소성한계	소성지수	
No 15	25.0%	64.4%	8.8%	1.8%	5.2	28.5%	18.0%	10.5%	CL
No 18	26.0	24.5	34.5	15.0	84.4	27.2	19.5	7.7	CL
No 4	—	—	37.0	63.0	22.8	—	—	—	SP
No 10	—	—	30.0	70.0	29.3	—	—	—	SW

표-3 전단 시험 및 압밀 시험

시 료	투수계수	전 단 시 험				압 밀 시 험	
		u-u		c-u		c _v	c _c
		c	φ	c	φ		
No 15	cm/sec 1.84×10 ⁻⁷	kg/cm ² 0.8	10	kg/cm ² 0.3	13	0.039-0.033	0.032-0.126
No 18	2.10×10 ⁻⁷	0.2	19	0.3	2.3	0.039~0.034	0.037~0.090
투수성재료		0.0	35	—	—		

표-4 압밀 시험의 p-e 값

시 료	하중	0.0	0.2	0.4	0.8	1.6	3.2	6.4	12.8
No 15		0.596	0.578	0.568	0.552	0.532	0.507	0.474	0.436
No 18		0.587	0.580	0.563	0.555	0.542	0.523	0.500	0.469

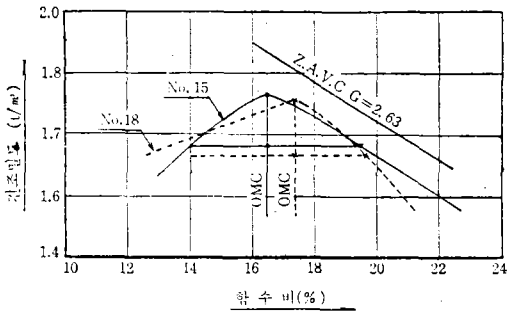


그림 1. 다짐 곡선

3. 浸潤線의 計算

堤體를 통한 水平透水는 水平面에 平行한 것은 아니다.

그러므로 堤體를 통한 自由水面은 電解法에 의한 模型試驗에서 精確히 구할 수 있으나 이는 試驗裝備가 있어야 하고 힘드는 일이므로 L. Cassagrande에 의한 試驗公式로부터 구하는 것이 일반적이다.

浸潤線의 方程式은 그림 2와 같이 Kozeny의 拋物線으로서 알려져 있으며 다음과 같이 구할 수 있다.

$$X = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$$

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2}$$

여기서 $y_0 = \sqrt{h^2 - d^2} - d$

h = 水深

$d = 0.3l_1 + l_2$

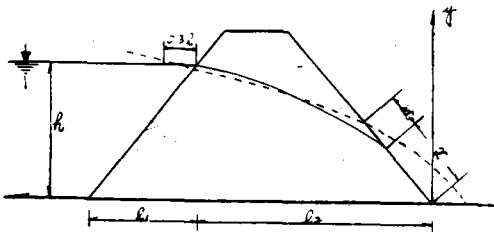


그림 2. 침윤선

理論 拋物線이 上記 基本拋物線으로서 구해 지지만 실제의 浸潤線은 한줄의 流線이며 堤體上流斜면은 포텐셜이 미치는 면에 대해서 직각으로, 그리고 下流斜면에 대해서는 사면밖으로 물이 나오는 일이

없도록 조정해야 한다.

그리고 不透水性 部分의 浸潤線은 堤體內 및 基礎의 透水性이 非 等方性인 경우에 그 水平方向의 크기를 $\sqrt{\frac{k_v}{k_h}}$ 倍로 축소한 變形단면에 대해서 浸潤線을 그린다.

여기서 k_v 는 垂直透水係數이고 k_h 는 水平透水係數이다.

k_v/k_h 의 값은 같은 흙이라도 다짐의 방법에 따라서 달라진다.

그래서 댐평 로울러의 경우는 $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{10}$ (평균 $\frac{1}{5}$),

타이어 로울러인 경우는 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{30}$ (평균 $\frac{1}{25}$)로 되어 있으므로 본담에서는 댐평 로울러로 輾壓하게 되어 있으므로 $k_v/k_h = 1/5$ 을 택하여 浸潤線을 그렸다.

그러므로 그림 2에서 실제 $l_1 + l_2$ 는 17m이나 縮小變形斷面은 $17m \times \sqrt{\frac{1}{5}} = 7.5m$ 를 취하여 그렸으며 滿水時, 中間水位 및 死水位에 對하여 다음과 같이 浸潤線의 계산을 하여 그림 3과 같이 浸潤線을 작도하였다.

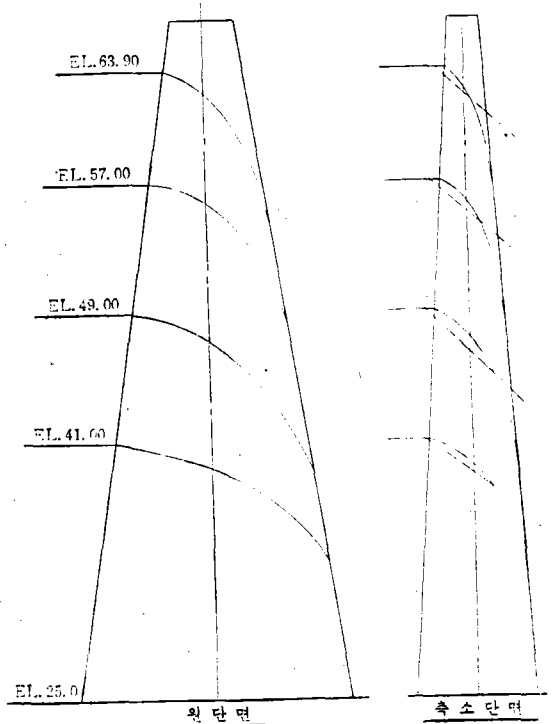


그림 3. 침윤선

표-5

침윤선 계산표

EL	h	l ₁	l ₂	d	y ₀	y = √(2y ₀ x + y ₀ ²)	a + Δa	Δa
63.9	38.9	2.6	4.8	5.6	33.7	y = √(67.4y + 1130)	36.3	9.8
57.0	32.0	2.2	5.2	5.9	26.6	y = √(53.2x + 708)	28.6	7.7
49.0	24.0	1.6	5.8	6.3	18.5	y = √(37.0y + 342)	19.1	5.1
41.0	16.0	1.0	6.4	6.7	10.6	y = √(21.2x + 112)	11.4	3.1

4. 堤體의 間隙水壓의 分析

4-1. 定流에서의 間隙水壓

4-1-1. 概 要

堤體를 흐르는 물은 실제문제에 있어서 定流를 이루는 것으로 가정하고 이 定流內의 間隙水壓은 堤斜面 安定度 檢討에 중요한 영향을 미친다. 이러한 堤體內의 定流는 Darcy의 法測에 의해서 설명된다.

그림 4에서의 같이 토양중의 물의 흐름을 x, z 평면내로 가정하고 d_x, d_z를 갖는 微小要素를 생각하여 x, z 방향으로 V_x, V_z인 속도를 가지고 流入하면 반대측으로 V_x + ∂V_x/∂x d_x, V_z + ∂V_z/∂z d_z 되는 流出速度로서 流出된다.

그러면 水流의 連續性으로부터 x, z. 방향으로 流入한 물의 量은 이 方向으로 流出한 水量과 같은 것이므로,

$$V_x d_x + V_z d_z = (V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} d_x) d_x + (V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} d_z) d_z$$

$$\text{즉 } \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \dots (4-1-1)$$

일반적으로 Darcy 法測에 의해서 물의 浸透速度를 V, 透水係數를 k, 그리고 動水傾斜를 i 라고 하면

$$V = ki \dots (4-1-2)$$

지금 침투수가 x, z의 正方向으로 流動하는 것으로 하면 動水傾斜는 x, z의 正方向으로 감소하게 된

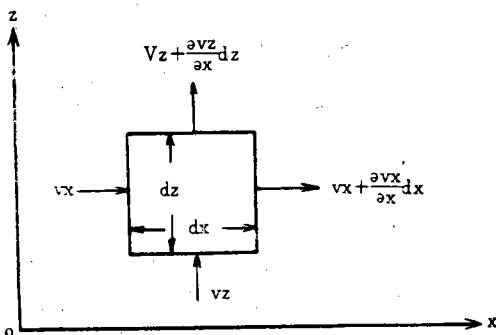


그림 4. 토양중에 물의 흐름

다. 따라서 x, z 方向의 動水傾斜는 각각 $-\frac{\partial h}{\partial x}$, $-\frac{\partial h}{\partial z}$ 가 된다.

여기서 h를 어느점의 動水壓이라고 하면

$$V_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}, V_z = -k \frac{\partial h}{\partial z} \dots (4-1-3)$$

여기서 k, h는 위치에 따라서 變하므로 $\phi = kh$ 라고 하면

$$V_x = -\frac{\partial \phi}{\partial x}, V_z = -\frac{\partial \phi}{\partial z} \dots (4-1-4)$$

4-1-4식을 4-1-1식에 代入하면 다음 식을 求할 수 있다.

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \dots (4-1-5)$$

위의 方程式(4-1-5)은 Laplace의 方程式이라 하며 流線網을 구하는데 基本이 되는 것이다.

方程式 4-1-5는 k_x = k_z인 경우, 즉 水平透水係數와 垂直透水係數가 같은 試料의 경우이지만 만일 x, z 方向의 透水係數가 다를 때는 다음과 같이 된다.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \dots (4-1-6)$$

그러므로 포텐셜 分布는 Laplace의 方程式에서 주어진 것보다 길지 않으며 透水係數의 차이가 있을 경우는 특수 계수의 차를 고려하여 다음과 같은 縮尺으로 길이를 단축시켜서 Laplace의 程式方으로 풀 수 있다. 즉 축척하는 길이 X'와 Z'는 다음과 같다.

$$X' = \frac{X}{\sqrt{k_x}}, Z' = \frac{Z}{\sqrt{k_z}} \dots (4-1-7)$$

그러면

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z'^2} = 0 \dots (4-1-8)$$

이와같이 一面을 축척하여 그런 단면에 대해서 새로운 境界條件(Boundaries Condition)에 대해서 Laplace의 方程式으로 풀면 된다.

4-1-2. 滿水時의 間隙水壓

定流의 경우 포텐셜의 二次元 分布는 Laplace의 方程式에 의해서 다음과 같이 表示된다. (前記: 4-1-8)

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0$$

위의 식은,

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{u(x+hz) + u(x-hz) - 2u(xz)}{h^2} \quad (4-1-9)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{u(xz+h) + u(xz-h) - 2u(xz)}{h^2} \quad (4-1-10)$$

로 치환하여 h 를 單位距離로 取하면

$$4u(x, z) = u_1 u_2 + u_3 + u_4$$

$$\text{따라서 } u(xz) = \frac{1}{4}(u_1 + u_2 + u_3 + u_4) \dots \dots (4-1-11)$$

그러므로 境界에서의 확정된 포텐셜의 값은 水位로부터 求할 수 있으며 内部의 各점에서는 任意의 근사한 포텐셜을 지정하면 各점의 포텐셜을 그 주위의 4점의 포텐셜을 平均하여 얻어지고 境界에서의 포텐셜은 확정된 값이므로 반복계산에 의해서 Laplace의 方程式을 만족하는 포텐셜의 분포값을 구할 수 있다. 즉 어떤 點(x, z)의 間隙水壓은 그 주위의 間隙水壓의 平均값과 같다.

그리고 x 및 z 방향의 透水係數 k_x 및 k_z 가 같지

않을 때는 $\gamma = \frac{k_x}{k_z}$ 라 하면

$$U = \frac{1}{2+2\pi\gamma} (\gamma x(U_1+U_2) + \mu_3 + \mu_4) \dots (4-1-12)$$

여기서 U_1, U_2 는 X 방향으로 이웃하는 점의 포텐셜이고 U_3, U_4 는 Z 방향으로 이웃하는 점의 포텐셜이다.

4-1-3. 定流에서의 만수시의 水壓

코아내의 水壓(Hydraulic Pressure)의 分布는 Laplace의 方程式에서 구한 全포텐셜(Total Potential)에서 수심을 빼서 구할 수 있으며 이는 電子計算機에 의해서 구하고 그 결과는 그림 5.6 및 7과 같다.

여기서 그림 5는 滿水時이고 그림 6은 中間水位이며 그림 7은 水位急降下시에 대한 것이다.

그림 5, 6, 7에서 코아가 EL 25m에서부터 시작되나 그 이하가 硬岩일지라도 다스의 空隙이 있음으로 EL 25m 이하 4m 심도까지는 水壓이 작용하는 것으로 보아 EL 25m에서 最小한 $4^{ton}/m^2$ 의 水壓은 작용하는 것으로 가정하여 계산하였다.

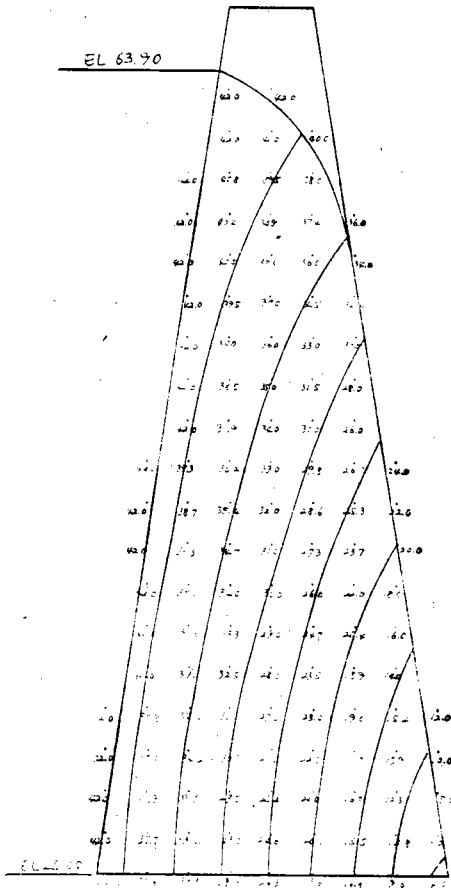


그림 5. 포텐셜 분포도

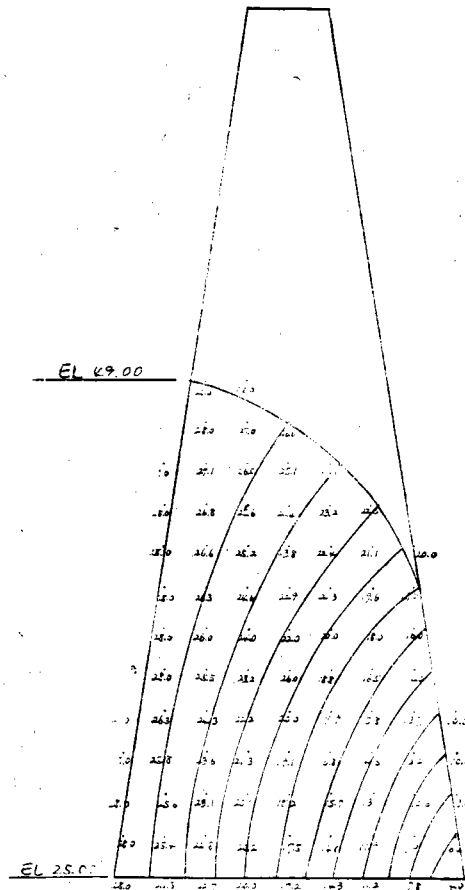


그림 6. 포텐셜 분포도 (중간 수위)

그림 6에서 볼때 Core 內堤側의 포텐살은 (63-25)+4=42' / m²이며 외제측의 浸潤線을 따른 포텐살은 그림 5와 같이 頂部로부터 42, 40, 36.....8, 6, 4로 분포되고 코아 中心部의 포텐살은 電子計算機에 의해서 계산된 것이다.

이때 각점의 포텐살은 주위 4개점의 평균치이다.

그림 6는 중간 수위에 대한것으로 내제측의 포텐살은 EL 49-25+4=28이며 그림 7은 水位急降下에 대한 것으로 EL 41에서 포텐살은 41-25+4=20이다.

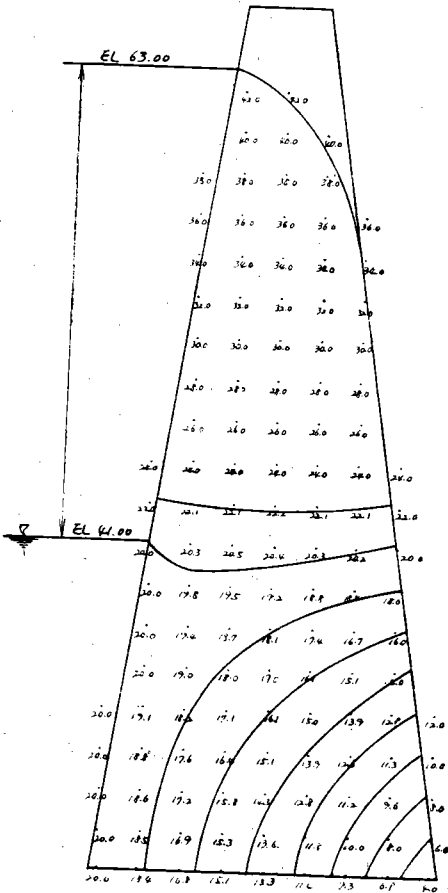


그림 7. 포텐살 분포도(수위 급강하)

4-2 築造時의 Pore Pressure

4-2-1 概 要

축조시의 코아의 間隙水壓의 曲線은 그림 8-1에서와 같이 Taylor의 級數로서 전개된다.

어떤 函數의 값 f(x)를 x의 여러점 x=x_i, x_i+1, x_i+2.....에서 찾기 위해서 x축을 Δx만큼씩 같은 간격으로 나누어 x_i=x_i±mΔx(m: 정수)일 때 x_j에

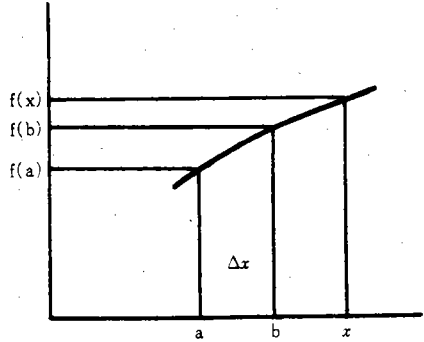


그림 8-1 코아의 간극수압

서의 函數 f_j는 x_i에서의 函數 f_i 및 그 微分으로 表示된다. 즉 f_j=f(x_i+mΔx)=f_i+mΔxf'_i+ $\frac{(m\Delta x)^2}{2!}$

f''_i.....(4-2-1)

m=1일 때

f_i=f_i±1=f_i±Δxf'_i+ $\frac{\Delta x^2}{2!}$ f''_i.....(4-2-2)

4-2-2에서 Δx²f''_i=f_{i+1}+f_{i-1}-2f_i.....

따라서 f''_i= $\frac{1}{\Delta x^2}$ (f_{i+1}+f_{i-1}-2f_i).....4-2-3

또 Terzaghi의 壓密公式은

C_v($\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$) = $\frac{\partial u}{\partial t}$(4-2-4)

4-2-4式을 4-2-3式에 의하여 微分方程式으로 치환하면

$\frac{ut+u_i}{\Delta t} = C_v \left(\frac{u_{j+1}+u_{j-1}-2u_i}{(\Delta x)^2} + \frac{u_{i+1}+u_{i-1}-2u_i}{(\Delta x)^2} \right)$

여기서 Δx=Δx로 잡으면

u_i-u_i= $\frac{C_v \Delta t}{(\Delta x)^2}$ (u₁+u₂+u₃+u₄-4u₀).....(4-2-5)

$\frac{C_v \Delta t}{(\Delta x)^2} = \frac{1}{6}$ 되게 Δx 및 Δt를 취하면 Δt 시간 후의

間隙水壓 U_t는 주어진 點에서의 초기 間隙水壓 U₀ 및 Δx 떨어진 4點에서의 초기 P₀P, U₁, U₂, U₃, U₄로 표시되며

U_t= $\frac{1}{6}$ (u₁+u₂+u₃+u₄-4u₀)+u_i

U_t=u₀이면

U_t= $\frac{1}{6}$ (u₁+u₂+u₃+u₄+2u₀).....(4-2-6)

따라서 盛土에 의한 初期條件(Initial Condition) 및 코아의 幾何學的 境界條件에 의하여 Δt 시간 후의 주어진 지점에서의 間隙水壓은 구해진다.

初期條件은 Hilf의 方法에서 얻어지는 全應力 및 間隙水壓 關係에서 결정되며 이 關係는 壓密試驗結果로부터 구할 수 있다.

이 방법은 Boyle의 法測 Law와 Henry의 法測 Law로부터 전개 되었으며 다음과 같이 구할 수 있다.

$$P = \frac{P_a \Delta}{V_a + h\sqrt{V_w - \Delta}} (1 - A) \dots (4-2-7)$$

$$\sigma = \delta + p \dots (4-2-8)$$

여기서 P =間隙水壓 (kg/cm^2)

P_a =大氣壓 (")

Δ =壓密度 (")

V_a =軋壓했을 때의 空氣의 容積

h =henry의 常數

σ =全應力 kg/cm^2

δ =有效應力 kg/cm^2

A =空氣의 消散率

4-2-2. 築造時의 間隙水壓

全應力에 대한 間隙水壓은 Hilf의 方法에 의해서 계산하였으며 그 結果는 그림 8-2과 같다.

댐 盛土施工期間은 2年으로 가정하여 全體土量을 2年間 均등하게 시공하는 것으로 가정하였으며 표 고별 成도량은 그림 10와 같다.

그리고 壓密係數 C_v 는 시험결과로부터 $C_v = 0.0322 \text{ cm}^2/\text{sec} = 0.278 \text{ m}^2/\text{day}$ 를 택하고 단계별 시공높이 Δx 는 2.0m로 하였다.

그러므로 이때 壓密에 요하는 시간 Δt 는 다음식으

로부터 2.4 일 이 요한다.

$$\Delta t = \frac{1}{6} \frac{\Delta x^2}{C_v} = \frac{1}{6} \frac{2.0^2}{0.278} = 2.4 \text{ day}$$

즉 2.0m의 코아가 壓密되는데 요하는 시간은 2.4 일 이 걸린다.

표고별로본 시공량과 작업 공정기간과의 관계는 그림 11과 같다.

그림 11은 전체 코아의 量(192,000 m^3)을 2년간 均등하게 시공한다고 볼 때(1일에 263 m^3) 그림10로부터 구한 標高別 盛土量을 1일 施工量으로 나누어서 계산한다.

이상의 標高別 盛土量과 壓密沈下時間등을 고려하여 築造後의 間隙水壓을 電子計算機로서 그림12과 같이 계산한다.

그림 12에서 코아 양측은 쉘타와 接觸에 있으므로 이 接觸部에서는 間隙水壓이 완전히 해소되어 0이 된다.

1) 全應力과 間隙水壓의 關係

코아의 全應力과 間隙水壓은 앞에서 설명한 것과 같이 Boyle와 Honry의 法測에 의해서 전개된 공식으로 풀 수 있다. (前記 4-2-7 및 4-2-8식)

$$P = \frac{P_a \Delta}{V_a + h\sqrt{V_w - \Delta}} (1 - A)$$

표-6

Hilf의 전응력-간극수압 계산표

시료명	건조밀도 $\gamma_d(t/m^2)$	함수비 $W(\%)$	비중 G	당초전압	당초전압	당초 전압후	h , 수중에 있는 공기의 용기량 Henry의 상수 ($20^\circ C$)의 용적 0.0198 (%)		당초전압후의 공기량(대기압을고려) kg/cm^2 $P_a = 1.033 - 0.00010838H$
				후의 용적 (%) $V_s = \gamma_d / G \times 100$	극내의 수량 (%) $V_w = w \gamma_d h$	간극수의 자유空氣量 (%) $V_a = 100 - (V_s + V_w)$	$h \cdot V_s \% = 0.0189 V_w$	$(V_a + h V_w) \%$	
No 15	1,680	19.6	2,636	63.73	32.93	3.34	0.65	3.99	1.030
No 18	1,667	19.8	2,633	63.31	33.01	3.68	0.65	4.33	1.030

표-7

Hilf의 전응력-간극수압 계산표

시료명	原容積에 對한 壓密 ① $\Delta (\%)$	有效應力 ② $\delta (hg/cm^2)$	③ $P_a \Delta$	④ $(V_a + h V_w) - \Delta$	압밀후의 間隙水壓 ⑤ = ③ + ④ $\frac{P}{P}$	전 응력 ⑥ = ② + ⑤ $\sigma = \delta + p$
No 15	1.10	0.2	1.133	2.89	0.39	0.59
	1.75	0.4	1.803	2.24	0.80	1.20
	2.75	0.8	2.833	1.24	2.28	3.08
	4.00	1.6	4.120	—	—	—
	5.52	3.2	5.686	—	—	—
No 18	1.15	0.2	1.180	3.15	0.37	0.57
	1.80	0.4	1.250	2.48	0.75	2.35
	2.55	0.8	2.630	1.70	1.55	2.35
	3.40	1.6	3.530	0.3	4.22	5.82
	4.45	3.2	—	—	—	—

$$\sigma = \sigma + p$$

本項에서 코아로 사용된 材料는 No. 15와 No. 18이며 設計에 사용된 試驗値는 95% 다짐에 대한 것으로 이 시험치에 의한 p 및 σ 는 다음 계산표와 같으며 이 계산표에서 ③⑥으로 부터 全應力 間隙水壓 曲線을 그림 8-2과 같이 그렸다.

그리고 그림에서 2개 試料에 대한 曲線에서 2개의 平均曲線을 設計에 사용하였다.

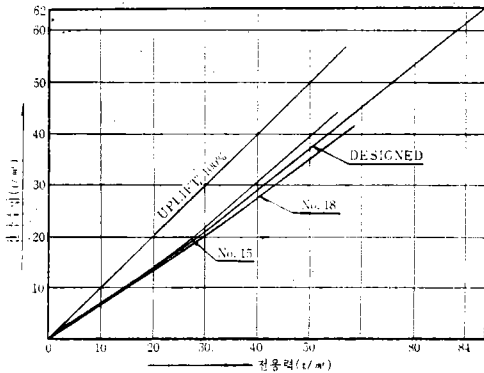


그림 8-2. 응력과 간극수압 곡선

2) 有效應力과 沈下量

有效應力(σ)이 0.2, 0.4.....12.4kg/cm²으로 변할 때 이때의 沈下量(Δ)은 다음과 같다.

$$\Delta = \frac{e_0 - e_x}{1 + e_0} \times 100$$

여기서 e_i 初期의 間隙比

ex: σ 가 X일 때 間隙比

試料 15 및 18에 대한 $\sigma-\Delta$ 曲線은 그림 9과 같으며 設計에는 2개 曲線의 平均値를 사용하였다.

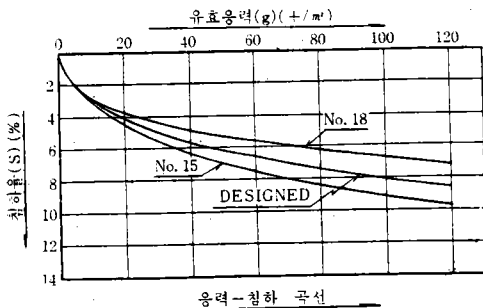


그림 9. 응력과 침하곡선

3) 標高別 盛土量

계산의 편의상 貯水池 池당 縱斷面에서 數個의 代表 斷面을 택하여 각 標高別 粘土의 量을 계산하면 다음

表 8 및 그림 10과 같다.

그림 10에서 보면 標高가 높아질수록 즉 深이 높아질수록 코아의 폭이 좁아져서 土量이 적어짐을 알 수 있다.

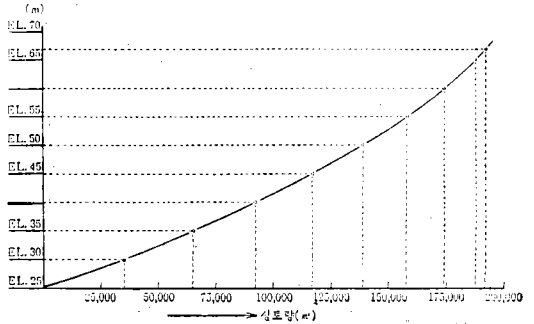


그림 10. 표고와 성토량곡선

4) 標高別 工程

貯水池를 축조하는 기간은 정확히 2年(730일)으로 가정하고 코아의 總量 192,000m³(그림 10)을 이

표-8 표고별 공정 계획표

표	고	토	양	공정 (시공기간)	비	고
EL	25		0.0	0.0		
	30		35,000	133		
	35		65,000	470		
	42		92,000	350		
	45		117,000	445		
	50		139,000	529		
	55		158,000	601		
	60		174,000	662		
	65		188,000	715		
	67		192,000	730		

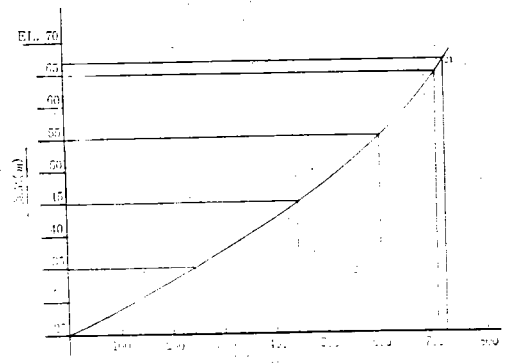


그림 11. 표고와 공정기간

期間에 施工한다고 하면 1日 作業量은 $\frac{192,000}{365 \times 2} = 263\text{m}^3$ 이 된다.

그러므로 그림 10에서 구한 標高別 土量에 대한 工程期間은 다음표 및 그림 11과 같다.

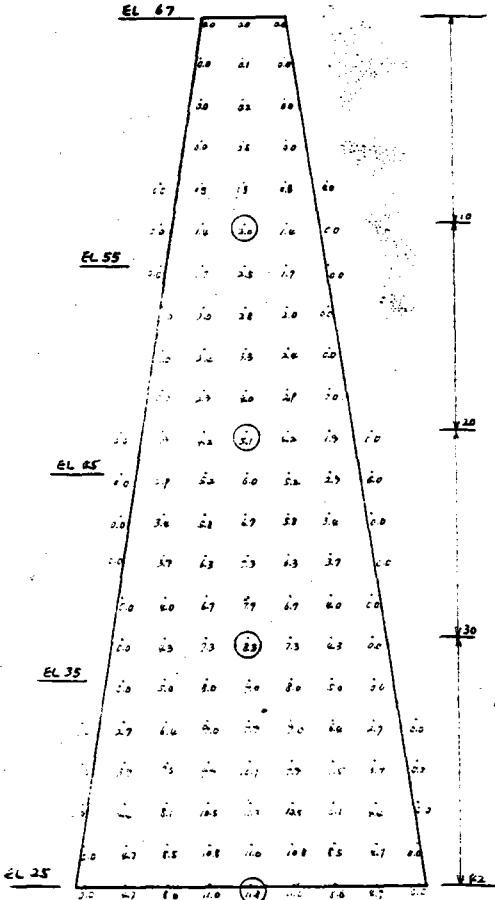


그림 12. 간극수압 분포도

5. 斜面の 安定度 分析

5-1 概 要

코아 部分(Impervious Zone)의 間隙水壓의 分布狀態를 精確하게 알고나면 댐 斜면에 對한 安定度 檢討를 할 수 있다.

斜面安定度 檢討는 다음과 같은 諸條件에 對해서 實施해야 한다.

여기서 最小의 安全率은 1.2를 택하고 安全度 檢討는 滑動圓法(臨界圓法: Slip Circle Method)를 使用하였으며 사용 공식은 다음과 같다.

$$F.S. = \frac{\sum(CI + (N - U - Ne)\tan\phi)}{\sum(T + Te)} \dots\dots(5-1-1)$$

표-9

貯水 狀態	斜面 區分
滿水	上流 및 下流
完工 直後	上流 및 下流
中間 水位	上流
水位 急降下	上流

여기서 F.S.=安全率

N=滑動圓에 작용하는 垂直力(ton)

T=滑動圓에 作用하는 接線力(ton)

Ne=地震에 의한 垂直力(ton)

Te=地震에 의한 接線力(ton)

U=間隙水壓(t/m^2)

ϕ =內部 摩斜角

C=粘着力(t/m^2)

l=滑動圓의 길이(m)

이 斜面 安定度에 對한 檢討는 數많은 圓弧에 對해서 실시해서 安全率이 제일 작은 圓弧를 求해야 한다.

일반적으로 非粘性흙으로 築造된 礫型(Zone Type)의 댐에서 安全率이 最少인 臨界圓은 斜面 表面에서 일어난다. 이 경우에 斜面 表面에서 일어나는 滑動에 對한 檢討를 爲해서 그림 13와 같이 斜面的 表面과 平行한 底面을 갖인 垂直의 土柱가 平衡을 維持하고 있는 것으로 생각하여 이에 對한 檢討를 다음과 같이 實施한다.

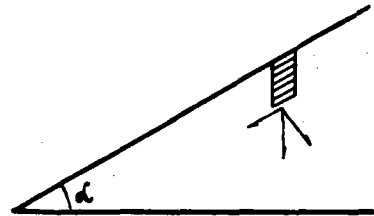


그림 13. 사면의 안전

이를 爲해서

A: 土柱의 面積

α : 斜面과 水平面과의 角

ϕ : 흙의 內部 摩斜角

γ_{sat} : 흙의 飽和 重量

γ_{sub} : 흙의 水中 重量

K: 地震係數라 하면 水面 上部

斜面에 對해서 底面에 作用하는

垂直力 N는

$$N = A \gamma_i \cos \alpha \dots\dots(5-1-2)$$

그리고 이때 接線力 T 는

$$T = A \gamma_i \cos \alpha \dots (5-1-3)$$

그리고 地震을 고려할 경우

$$N_e = KA \gamma_i \sin \alpha \dots (5-1-4)$$

$$T_e = KA \gamma_i \cos \alpha \dots (5-1-5)$$

가 되며 斜面的 安全率은

$$SF = \frac{(N - N_e) \tan \phi}{T + T_e} \dots (5-1-6)$$

이는 4-3, 4-4, 4-5를 代入하여

$$SF = \frac{1 - K \tan \alpha}{K + \tan \alpha} \tan \phi \dots (5-1-7)$$

또 貯水되어 있을 때 水面下部에서의 $S.F$ 는 다음과 같이 된다.

$$N = A \gamma_{sub} \cos \alpha \dots (5-1-8)$$

$$T = A \gamma_{sub} \sin \alpha \dots (5-1-9)$$

$$N_e = KA \gamma_{sat} \sin \alpha \dots (5-1-10)$$

$$T_e = K.1 \gamma_{sat} \cos \alpha \dots (5-1-11)$$

$$\therefore S.F = \frac{(1 - k \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}} \tan \alpha)}{k \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}} + \tan \alpha} \tan \phi \dots (5-1-12)$$

5-2 斜面的 完定度 分析

安定度 分析은 電子計算機로서 그림 13의 標準斷面에 대해서 實施하였다. 이 斷面에 對해서 앞에서 설명한 것과 같이 댐의 코아에 作用하는 間隙水壓을 고려하여 滑動圓法에 依해서 安定度 分析을 하였다.

安定度 分析은 5-1-1(일반적이론)式에 依해서 行하고 여기서 地震係數는 0.05를 택하였다. 그리고 安全率이 最小인 臨界圓을 求하기 위하여 그림 14와같은 많은 圓弧의 中心點에서 試行圓의 半徑을 變경하면서 安全率을 구하였다. 半徑의 길이는, 最大는 각 中心點에서 岩盤線 까지, 그리고 最小는 斜面까지의 距離로서 定하였다. 그래서 本 計算은 4,574個의 試行圓에 대해서 檢討한 結果 각 條件에 대한 最小의

표-10 各 條件에 對한 安全率

條 件	區 分	安 全 率	試行圓의 數
滿 水 時	上 流 斜 面	1.203	866
	下 流 斜 面	1.240	550
完 工 直 後	上 流 斜 面	1.342	866
	下 流 斜 面	1.240	550
中 間 水 位	上 流 斜 面	1.209	866
水 位 急 降 下	上 流 斜 面	1.252	866
			4.574

安全率은 다음과 같다.

그리고 表面 滑動에 대한 검토는 上流斜面 및 下流斜面에 대해서 검토하였다.

a. 上流 斜面

$$S.F = \frac{1 - k \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}} + \tan_i}{K \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}} + \tan_i} \tan \phi$$

여기서 $K=0.05$

$$\gamma_{sat} = 2,108 t/m^3$$

$$\gamma_{sat} = 1,108 \text{ ''}$$

$$\tan \phi = \tan 35^\circ = 0.7002$$

$$\tan i = \frac{1}{2.2} = 0.455$$

$$\therefore S.F = \frac{1 - 0.05 \frac{2.108}{1.108} \times 0.455}{0.05 \frac{2.108}{1.108} + 0.455} \times 0.7002 = 1.22$$

b. 下流 斜面

$$S.F = \frac{1 - K \tan_i}{K + \tan_i} \tan \phi$$

$$\tan_i = \frac{1}{2.0} = 0.5$$

$$\therefore S.F = \frac{1 - 0.05 \times 0.5}{0.05 + 0.5} \times 0.7002 = 1.24$$

6. 堤體로 부터의 漏水量

6-1 概 要

堤體를 통한 漏水量은 不透水層의 流線網을 그려서 求한다. 이 流線網은 앞에서 說明한 定流에서의 間隙水壓에서 설명한 것과 같이 求하며 不透水層을 통과하는 水量은 Darcy의 法測에 의해서 求할 수 있다.

$$V = k_i \dots (6-1-1)$$

이를 쉽게 求하기 爲해서 $\Delta h = \frac{H}{NP}$ 되게 流線網을

그린다. 여기서 H =全水頭

NP =等포텐살線의 數

이 流線網에 垂直인 流線을 그리면 2個의 流線과 等포텐살線 사이에 正四角形의 空間은 流線區間(Flow Channel)로서 설명 된다. 이때의 平均 動水傾斜은 $\frac{h}{a}$ 이고 이 流線區間을 통과하는 水量은

$$k_i = K \frac{\Delta h}{a} \dots (6-1-2)$$

만약 두개의 流線사이의 平均距離를 b 라고 하면 水量은

$$bk_i = k \Delta h \frac{b}{a} \dots (6-1-3)$$

期間에 施工한다고 하면 1日 作業量은 $\frac{192,000}{365 \times 2} = 263m^3$ 이 된다.

그러므로 그림 10에서 구한 標高別 土量에 대한 工程期間은 다음표 및 그림 11과 같다.

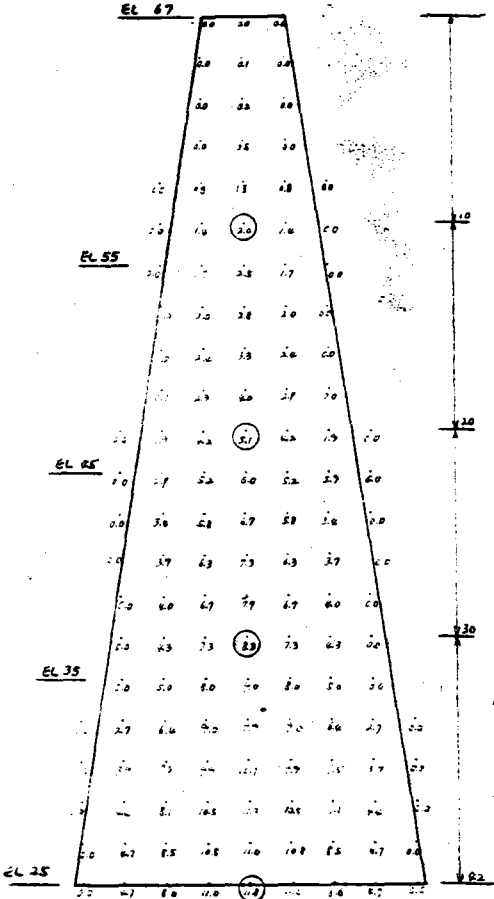


그림 12. 간극수압 분포도

5. 斜面の 安定度 分析

5-1 概 要

코아 部分(Impervious Zone)의 間隙水壓의 分布狀態를 精確하게 알고나면 댐 斜面에 對한 安定度 檢討를 할 수 있다.

斜面安定度 檢討는 다음과 같은 諸條件에 對해서 實施해야 한다.

여기서 最小의 安全率은 1.2를 택하고 安全度 檢討는 滑動圓法(臨界圓法: Slip Circle Method)를 使用하였으며 사용 공식은 다음과 같다.

$$F.S. = \frac{\sum(Cl + (N - U - Ne)\tan\phi)}{\sum(T + Te)} \dots\dots (5-1-1)$$

표-9

貯水 狀態	斜面 區分
滿水	上流 및 下流
完工 直後	上流 및 下流
中間水位	上流
水位 急降下	上流

여기서 F.S.=安全率

N=滑動圓에 작용하는 垂直力(ton)

T=滑動圓에 作用하는 接線力(ton)

Ne=地震에 의한 垂直力(ton)

Te=地震에 의한 接線力(ton)

U=間隙水壓(t/m^2)

ϕ =內部 摩斜角

C=粘着力(t/m^2)

l=滑動圓의 길이(m)

이 斜面 安定度에 對한 檢討는 數많은 圓弧에 對해서 실시해서 安全率이 最小인 圓弧를 求해야 한다.

일반적으로 非粘性흙으로 築造된 垵型(Zone Type)의 댐에서 安全率이 最小인 臨界圓은 斜面 表面에서 일어난다. 이 경우에 斜面 表面에서 일어나는 滑動에 對한 檢討를 爲해서 그림 13와 같이 斜面的 表面과 平行한 底面을 갖인 垂直의 土柱가 平衡을 維持하고 있는 것으로 생각하여 이에 對한 檢討를 다음과 같이 實施한다.

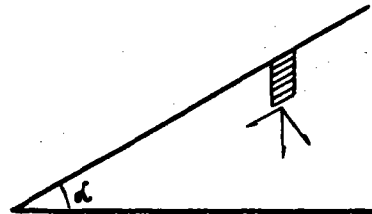


그림 13. 사면의 안전

이를 爲해서

A: 土柱의 面積

α : 斜面과 水平面과의 角

ϕ : 흙의 內部 摩斜角

γ_{sat} : 흙의 飽和 重量

γ_{sub} : 흙의 水中 重量

K: 地震係數라 하면 水面 上部

斜面에 對해서 底面에 作用하는

垂直力 N은

$$N = A \gamma_c \cos \alpha \dots\dots (5-1-2)$$

그리고 이때 接線力 T 는

$$T = A \gamma_s \cos \alpha \dots (5-1-3)$$

그리고 地震을 고려할 경우

$$N_e = KA \gamma_s \sin \alpha \dots (5-1-4)$$

$$T_e = KA \gamma_s \cos \alpha \dots (5-1-5)$$

가 되며 斜面的 安全率은

$$SF = \frac{(N - N_e) \tan \phi}{T + T_e} \dots (5-1-6)$$

이는 4-3, 4-4, 4-5를 代入하여

$$SF = \frac{1 - K \tan \alpha}{K + \tan \alpha} \tan \phi \dots (5-1-7)$$

또 貯水되어 있을 때 水面下部에서의 $S.F$ 는 다음과 같이 된다.

$$N = A \gamma_{sub} \cos \alpha \dots (5-1-8)$$

$$T = A \gamma_{sub} \sin \alpha \dots (5-1-9)$$

$$N_e = KA \gamma_{sat} \sin \alpha \dots (5-1-10)$$

$$T_e = KA \gamma_{sat} \cos \alpha \dots (5-1-11)$$

$$\therefore S.F = \frac{(1 - k \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}} \tan \alpha)}{k \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}} + \tan \alpha} \tan \phi \dots (5-1-12)$$

5-2 斜面的 完定度 分析

完定度 分析은 電子計算機로서 그림 13의 標準斷面에 대해서 實施하였다. 이 斷面에 對해서 앞에서 설명한 것과 같이 댐의 코아에 作用하는 間隙水壓을 고려하여 滑動圓法에 依해서 完定度 分析을 하였다.

完定度 分析은 5-1-1(일반적 이론)式에 依해서 行하고 여기서 地震係數는 0.05를 택하였다. 그리고 安全率이 最小인 臨界圓을 求하기 위하여 그림 14와 같은 많은 圓弧의 中心點에서 試行圓의 半徑을 變경하면서 安全率을 구하였다. 半徑의 길이는, 最大는 각 中心點에서 岩盤線 까지, 그리고 最小는 斜面까지의 距離로서 定하였다. 그래서 本計算은 4,574個의 試行圓에 대해서 檢討한 結果 각 條件에 대한 最小의

표 10 各 條件에 對한 安全率

條 件	區 分	安 全 率	試行圓의 數
滿 水 時	上 流 斜 面	1. 203	866
	下 流 斜 面	1. 240	550
完 工 直 後	上 流 斜 面	1. 342	866
	下 流 斜 面	1. 240	550
中 間 水 位	上 流 斜 面	1. 209	866
水 位 急 降 下	上 流 斜 面	1. 252	866
			4, 574

安全率은 다음과 같다.

그리고 表面 滑動에 대한 검토는 上流斜面 및 下流斜면에 대해서 검토하였다.

a. 上流 斜面

$$S.F = \frac{1 - k \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}} + \tan \phi}{K \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}} + \tan \phi} \tan \phi$$

여기서 $K=0.05$

$$\gamma_{sat} = 2,108 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 1,108 \text{ ''}$$

$$\tan \phi = \tan 35^\circ = 0.7002$$

$$\tan i = \frac{1}{2.2} = 0.455$$

$$\therefore S.F = \frac{1 - 0.05 \frac{2,108}{1,108} \times 0.455}{0.05 \frac{2,108}{1,108} + 0.455} \times 0.7002 = 1.22$$

b. 下流 斜面

$$S.F = \frac{1 - K \tan \phi}{K + \tan \phi} \tan \phi$$

$$\tan \phi = \frac{1}{2.0} = 0.5$$

$$\therefore S.F = \frac{1 - 0.05 \times 0.5}{0.05 + 0.5} \times 0.7002 = 1.24$$

6. 堤體로 부터의 漏水量

6-1 概 要

堤體를 통한 漏水量은 不透水層의 流線網을 그려서 求한다. 이 流線網은 앞에서 說明한 定流에서의 間隙水壓에서 설명한 것과 같이 求하며 不透水層을 통과하는 水量은 Darcy의 法測에 의해서 求할 수 있다.

$$V = k_i \dots (6-1-1)$$

이를 쉽게 求하기 爲해서 $\Delta h = \frac{H}{NP}$ 되게 流線網을

그린다. 여기서 $H=$ 全水頭

$NP=$ 等포텐살線의 數

이 流線網에 垂直인 流線을 그리면 2個의 流線과 等포텐살線 사이에 正四角形의 空間은 流線區間(Flow Channel)로서 설명 된다. 이때의 平均 動水傾斜는 $\frac{h}{a}$ 이고 이 流線區間을 통과하는 水量은

$$k_i = K \frac{\Delta h}{a} \dots (6-1-2)$$

만약 두개의 流線사이의 平均距離를 b 라고 하면 水量은

$$b k_i = k \Delta h \frac{b}{a} \dots (6-1-3)$$

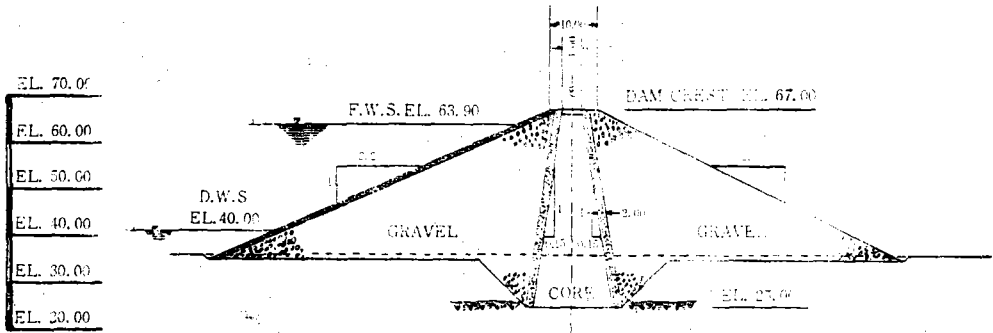


그림 14. 댐의 표준 단면도

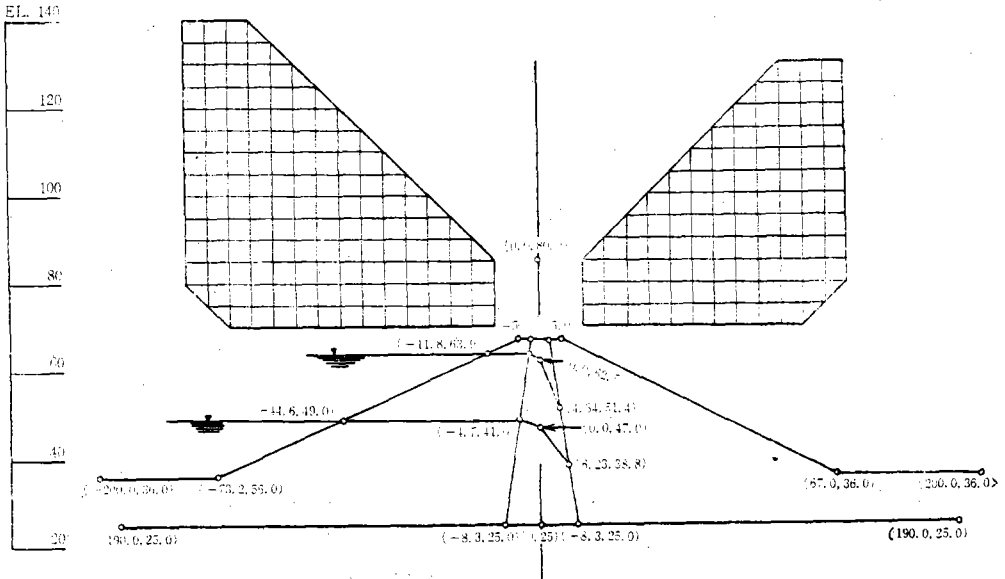


그림 15. 단면의 작표 및 시행원의 중심도

흐름의 양은 流線區間 全長을 통해서 일정하므로 $\frac{b}{a}$ =1이라고 하면 流線區間을 통한 水量 Q 는

$$Q = k \frac{H}{NP} \dots\dots (6-1-4)$$

만약 N_f 를 流線區間의 총수라고 하면 총水量 Q 는 다음과 같다.

$$Q = KH \frac{N_f}{NP} \dots\dots (6-1-5)$$

6-2 堤體로 부터의 漏水量

堤體로 부터의 漏水量은 流水量은 流線網을 그려서 計算할 수 있다. 漏水時에 같은 포텐셜을 연결하여 그린 流線網은 그림 15와 같으며 여기서 流線區間, N_f 의 數는 27個, 그리고 等位線 N_p 의 數는 7.6個이다. 이 流線網을 그린것은 포텐셜의 차를 다섯씩 잡아서 N_p 는 $(42-4) \div 5 = 7.6$ 이 된 것이다.

여기서 코아의 水平方向의 크기는 水平透水係數를 고려하여 $\sqrt{k_o/k_b}$ 의 比率로 縮小하여 그린 것이다. 卽 $17 \times \sqrt{1/5} = 7.5m$ 를 택한 것이다.

그리고 水位差 H 는 $63.9 - 25 = 38.9m$ 이므로 單位 길이에 대한 漏水量 q 는 다음과 같다.

$$q = \frac{N_f}{N_p} kH$$

$$k = 2.1 \times 10^{-7} \text{ cm/sec} = 2.1 \times 10^{-9} \text{ m/sec}$$

$$\therefore q = \frac{27}{2.7} \times 2.1 \times 10^{-9} \times 38.9 = 2.9 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{sec}$$

이 양은 最大斷面에 대한 것으로서 DAM의 길이 가 496m일 때의 總漏水量 Q 는 다음과 같다.

$$Q = 2.9 \times 10^{-7} \times 496 = 1.4 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec} = 12.1 \text{ m}^3/\text{day}$$

7. 餘 盛 土

7-1 概 要

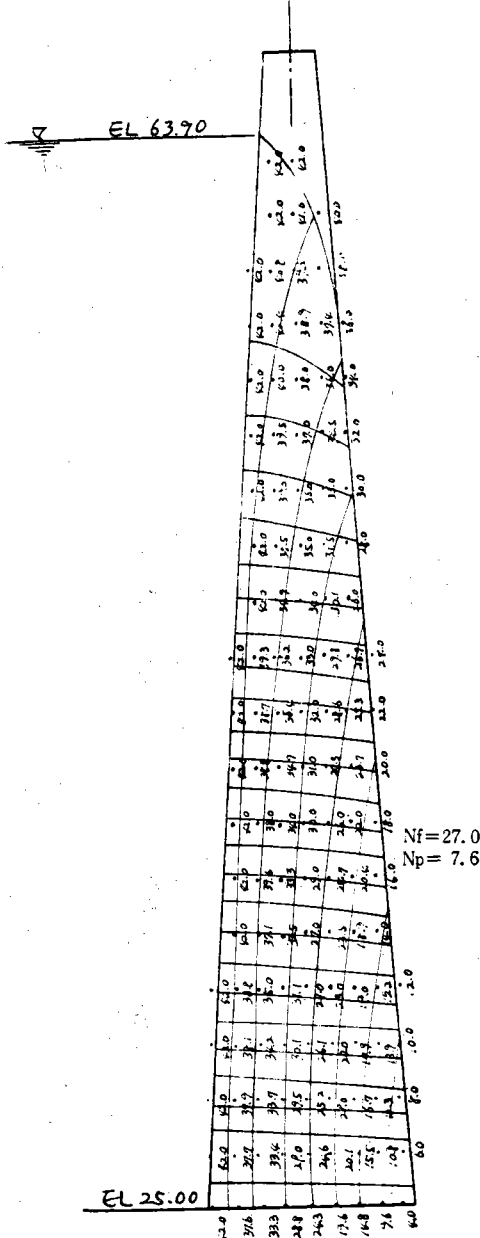


그림 16. 流線網

댐의 土壓이나 水壓으로 인하여 堤體에 沈下가 生길 경우는 이에 對한 餘盛土를 해 주어야 한다.

그림 17을 댐의 垂直斷面이라 할때 單位重量이 γ_s 인 堤에서 堤 마루에서 Z깊이에 있는 水平面에 작용하는 垂直應力은 $\gamma_s Z$ 이다.

댐의 높이가 증가함에 따라 堤體에는 壓密이 일어나서 堤體의 孔隙는 줄어들며, 이 孔隙의 감소량만큼 堤의 높이는 줄어든다. 이와같이 堤 마루가 가라앉는 것은 壓密에 依한 沈下로서 불리위지며 높이

4S의 最終 沈下量 ΔZ 는 다음과 같이 계산된다.

$$\Delta S = \frac{\Delta Z}{E} \gamma_s Z \dots (7-1-1)$$

여기서 Z는 壓密試驗에서 求할 수 있는 沈下係數이며 이 式은 다음과 같이 풀수 있다.

$$S = \frac{\gamma_s}{2E} (Z_1^2 - Z_2^2) \dots (7-1-2)$$

壓密은 堤 築造中에도 일어나고 堤이 完成될 때는 間隙水壓의 얼마만큼은 消散될 것이다. 만약 總沈下量에 대한 나머지 沈下量(堤完工後의 沈下量)의 率을 A라고 한다면 完工後의 沈上量은 다음과 같이 求할 수 있다.

$$S = A \frac{\gamma_s}{2E} (Z_1^2 - Z_2^2) \dots (7-1-3)$$

7-2 餘盛土 計算

앞 (7-1)에서 설명한 것과 같이 높이가 ΔZ 인 堤의 最終 沈下量 ΔS 는

$$\Delta S = \frac{\Delta Z}{E} \gamma_s Z \text{이다.}$$

여기서 Z는 沈下係數로서 應力-沈上 曲線(그림 9)에서 $\frac{\sigma}{s}$ 이다.

위의 式은 $S = \frac{\gamma_s}{2E} (Z_1^2 - Z_2^2)$ 이 되며

$$S = \frac{\gamma_s}{2E} (a^2 - b^2) \text{으로 된다.}$$

그런데 이 沈下量은 間隙水壓의 消散率에 따라서 달라지므로 이를 고려한 完工 직후의 침하량은 다음과 같다.

$$S = \frac{\gamma_s}{2E} (a^2 - b^2) (1 - A)$$

여기서 A는 消散率으로서 그림 17과 같다. 그림 17에서 堤의 높이가 42m일때 全應力(σ)는 $2,003 \times 42 \approx 84 \text{ ton/m}^2$ 이며 이때 間隙水壓은 그림 8로부터 62 ton/m^2 이다. 그리고 間隙水壓의 消散曲線은 그림 12에서 코아 마루에서부터 下部로 10m 20m 30m 그리

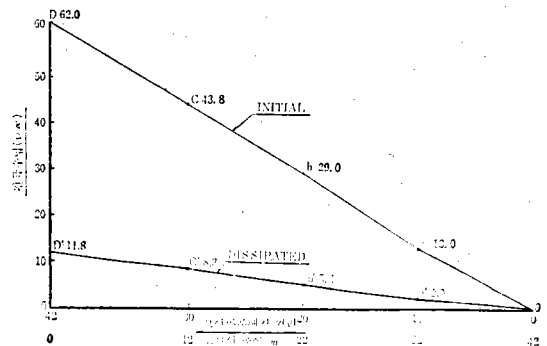


그림 17. 간극수압 소산곡선

고 42m 되는 지점의 間隙水壓을 記入한 것이다.
그림 17을 基準으로해서 完工後의 沈下量을 求하면 다음 표와 같다.

표-11 침하량 계산표

심도	Stress		압밀율 (A)	침하계 수 (E)	침하량 (Δs)	완공후 침하량 (s)	
	Top	Bottom				m	m
0~10	t/m ² 0.0	t/m ² 20.0	% 84.5	500	m 0.20	m 0.03	
10~20	20.0	40.0	83.2	1,250	0.24	0.04	
20~30	40.0	60.0	81.5	2,000	0.25	0.05	
30~42	60.0	84.0	81.2	2,500	0.35	0.07	
계	—	—	—	—	1.04	0.19	

上記表에서 ΔZ는 10m씩 잡아서 a와 b는 10m가 된다. 그리고 γ_t=2,003≃2.0ton/m³이므로 각 深度別 應力 (σ)는

$$\Delta Z=10\text{m 일 때 } \sigma=10 \times 2=20\text{ton/m}^2 \text{ 이 된다.}$$

壓密率 A는 그림 18에서 깊이 0~10m에서

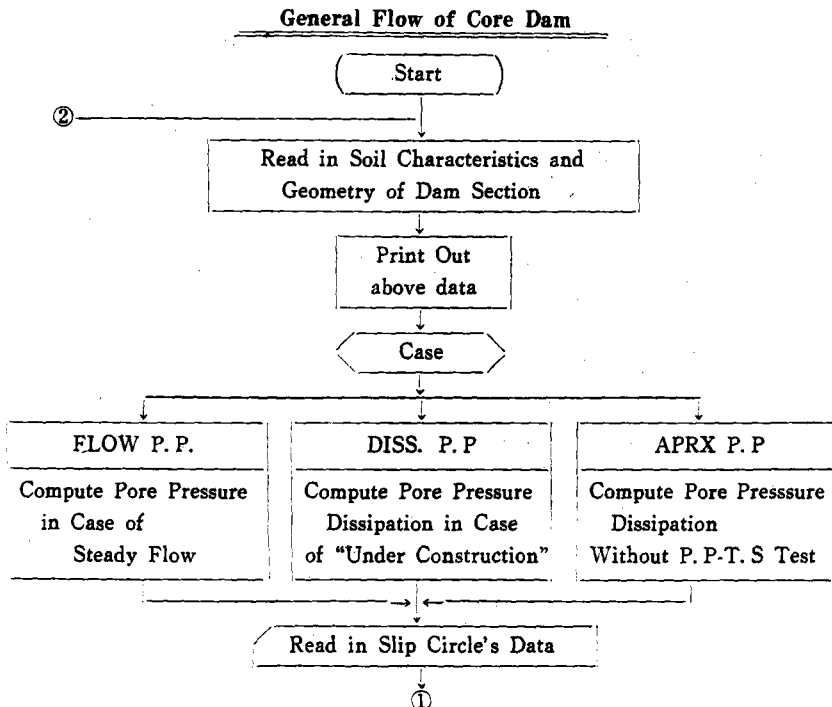
$$\frac{\Delta a a'' 0}{\Delta a a''' 0} \times 100 = \frac{\left(\frac{13}{2} - \frac{2}{2}\right)}{\frac{13}{2} \times 10} \times 100 = 84.5$$

깊이 10~20m에서는

$$\frac{bb'' a'' a}{bb''' a''' a} \times 100 = 83.2 \text{ 가 된다.}$$

沈下係數 E는 그림의 s-σ 曲線에서

표-12



$$E = \frac{\sigma}{s} \times 100 \text{로서 } 0 \sim 10\text{m 깊이에서 } \sigma=20$$

$$S=4\% \text{이므로 } E = \frac{20}{4} \times 100 = 500 \text{이 된다.}$$

또 깊이 10~20m에서는 $\sigma=40\text{t/m}^2$, $s=5.6$

$$\therefore E = \frac{40-20}{5.6-4.0} \times 100 = 1,250$$

그리고 沈下量은 ΔS는 0~10m 깊이에서는

$$\Delta S = \frac{\gamma_t}{2E} (a^2 - b^2) = \frac{2}{2 \times 500} (10^2 - 0) = 0.2$$

10~20m 깊이에서는

$$\Delta S = \frac{2}{2 \times 1250} (20^2 - 10^2) = 0.24$$

完工後의 沈下量 S는

0~10m 깊이에서

$$S = \Delta S(1-A) = 0.2(1-0.845) = 0.03$$

10~20m 깊이에서

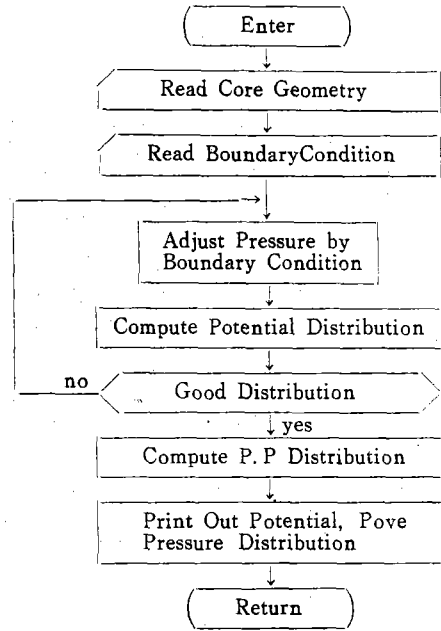
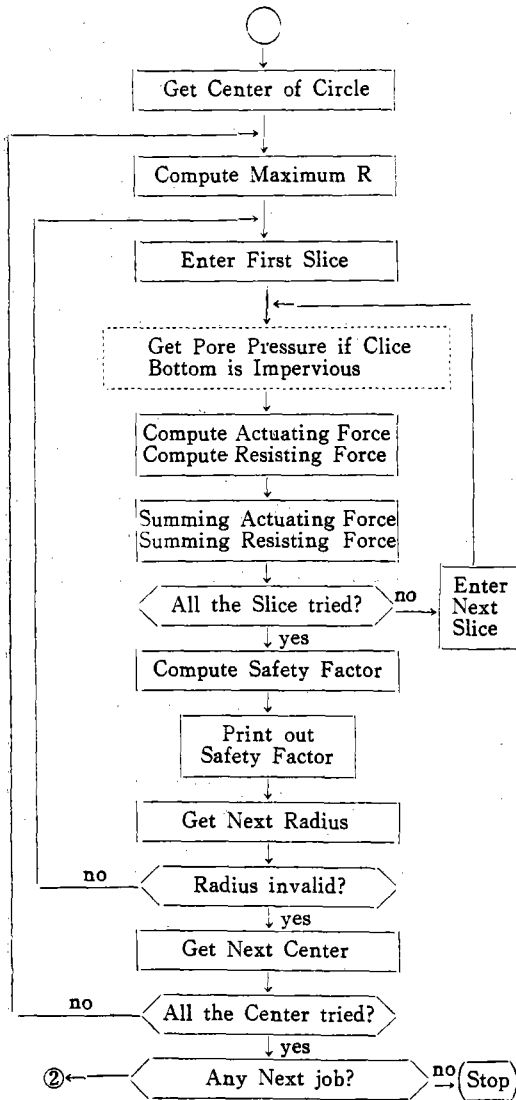
$$S = 0.24(1-0.832) = 0.04$$

그러므로 上記 表에서와 같이 完工後의 總沈下量은 0.19m(19cm)이므로 餘裕를 보아서 設計上의 餘裕高는 50cm로 하였다.

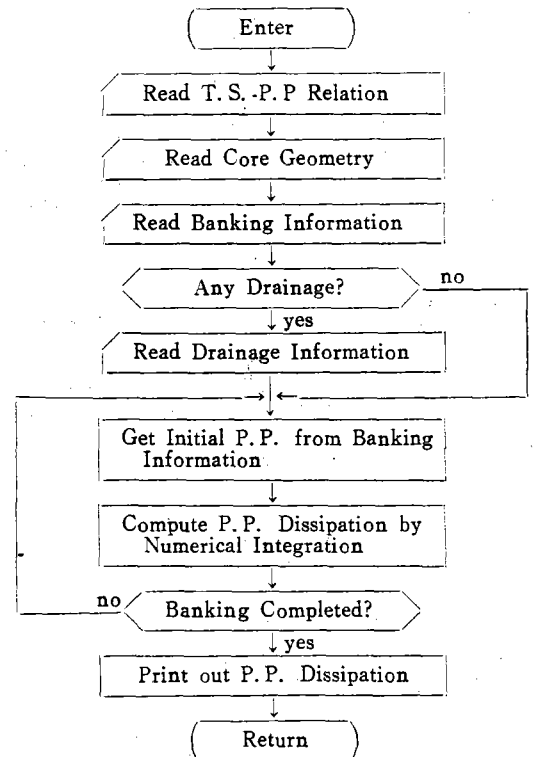
IV. 電子計算機의 分析 過程

電子計算機의 分析은 다음의 Flow Chart와 같은 過程으로 실시되며 電子計算機 Program을 作成키

㉟-13 Gearnel Flow of FLOW. P. P



㉟-14 General Flow of Diss. P. P



위한 Input Data 와 電子計算機 分析 結果가 作成되는 Out Put 의 내용은 대략 다음과 같다.

1. Flow Chart

Flow Chart . ① 코아형태의 安定度 分析에 관한 General Flow, ② 定流에서 間隙水壓의 General Flow 및 間隙水壓의 消散에 대한 General Flow 에 대해서 다음과 같이 作成하였다.

2. Input Data

Input data 는 다음과 같이 크게 네가지로 나누어진다.

2-1 Elementary Input

電子計算機 計算에 基本이되는 사항으로서 礫의 斷面, 材料의 性質등의 data 를 作成해야 한다.

각 斷面 및 試行圓 中心點의 左標의 基準을 정할 때는 일반적으로 x 좌표는 그림 15에서와 같이 댐 마루의 中心을 原點으로 하고, Y 座標은 標高를 취한다.

그리고 斷面作成시는 댐 左側이 上流斜面이 되도록 하며 코아部의 浸潤線은 拋物線에 對應한 適當한 直線으로 한다.

2-2 間隙水壓 Input A

定流의 경우 滿水時, 中間水位 및 水位急降下時의 間隙水壓를 알기 위한 것으로 코아의 形態 및 境界條件 등의 data 를 作成해야 한다.

2-3 間隙水壓 Input B

댐 築造期間에 不透水層(Impervious Zone)에서 발생하는 間隙水壓의 消散 狀態를 알기 위하여 壓密試驗을 行하고 이 結果 壓密係數 및 Hilf 方法에 依한 全應力-間隙水壓 曲線이 얻어진다.

壓密係數가 큰 경우 코아內의 間隙水壓은 빨리 消散되며 댐完工後의 間隙水壓이나 沈下가 問題되지 않겠으나 壓密係數가 작을 경우는 工程에 따라서 適當한 間隙水壓이 코아內에서 發生하여 댐의 安定度에 큰 影響을 미치며 完工後의 沈下量이 問題가 되기도 한다.

그러므로 이때의 InPut data 로는 盛土의 工程, 코아의 形態 및 初期條件등이 必要하다.

2-4 Center InPut

不透水層 내의 分布된 間隙水壓의 크기를 구하고 나면 豫想 試行圓에 대한 安全率을 구해야 한다.

이 斜面安定度 分析을 위해서는 試行日의 中心의 位置 半徑(R)의 길이등의 data가 준비되어야 한다.

3. Out Put Data

電子計算機의 分析 結果는 다음과같은 Output의 data 로서 구할 수 있다.

1) Elementary Input의 경우는 Input된 댐 斷面의 層(Zone)別 座標 및 材料의 性質등이 Print된다.

2) Steady Flow의 경우 코아 斷面의 各點에서의 포텐셜의 分布狀態가 Print된다.

이것을 기초로하여 等포텐셜線 및 流線을 정확히 그릴수 있고 堤體로부터의 漏水量도 산출 할수 있다.

3) Steady Flow에서 코아斷面의 各지點에서의 水壓(Water Pressure)의 狀態가 Print된다.

水壓은 (2)項의 全포텐셜에서 그 지點의 위치 포텐셜을 빼서 구한다.

4) 댐 築造中 各 지點에서 壓密의 進行에 따른 間隙水壓의 消散과 殘存間隙水壓의 分布狀態가 Print된다. 盛土가 完了된 후의 殘存間隙水壓의 크기와 初期

의 間隙水壓의 比率로부터 完工後의 沈下量을 計算할 수 있다.

5) 斜面安定度 검토에서 試行圓의 中心의 座標, 半徑, 滑動力, 抵抗力 및 安全率이 Print되고 모든 試行圓의 計算이 끝난 후 最小安全率을 갖은 試行圓(臨界圓)의 경우가 따로 Print된다.

이때 最小의 安全率이 1.2 이하이거나 1.2보다 過多하게 클 경우는 斷面을 바꾸어 다시 검토 해야한다.

IV. 結 言

흙댐의 安全度 檢討는 手作業에 의할 경우에는 堤體內에 作用하는 間隙水壓의 값을 正確히 알수 없어 材料 및 設計條件을 고려한 假定值로서 安定도검토를 하였으며 이에 너무나 많은 시간이 必要되므로 충분한 檢討를 할 수 없었다.

그러나 本 電子計算機에 依한 分析으로서 단시간내에 正確한 分析을 할 수 있으므로서 보다 科學的이고 經濟的인 댐을 設計할 수 있게 되었다.

그러므로 電子計算機에 依한 댐을 設計함에 있어 特記할 점을 열거하면 다음과 같다.

1) 댐의 型을 採擇함에는 貯水池의 축조목적 築堤材料, 댐 敷地의 地質狀態 및 施工方法등을 고려하여 定해야 한다.

2) 築堤材料는 댐 敷地로 부터 廣範圍하고 세밀하게 調査하며 選定된 材料는 電子計算機 分析에 利用할 수 있는 충분한 試驗을 해야한다.

3) 堤體의 浸潤線은 水平透水係數와 垂直透水係數의 크기를 고려해서 구해야 한다.

4) 定流에서의 水壓分布는 Laplace의 方程式과 境界條件을 이용하여 구한다.

5) 댐築造中의 間隙水壓은 댐의 높이 工程, 材料의 壓密試驗結果등을 고려하여 正確히 구할수 있다.

6) 堤體의 斜面安定度檢討는 滑動에 의한것과 表面 滑動에 의한 檢討를 병행한다.

7) 堤體를 通한 漏水는 流線網을 그려서 구한다.

8) 堤體의 餘盛土 計算은 堤體의 沈下量 計算結果로서 구한다.

9) 댐 設計를 위한 電子計算機 分析 過程에서 Master Computer를 사용할 경우 間隙水壓의 分布와 消散過程을 포함해서 諸般安全計算(試行圓 1000個)에 소요되는 時間은 단지 25分 程度로서 結果적으로 경제적인 실체를 할 수 있다.

10) 이러한 電子計算機의 分析을 위해서는 正確한 data의 事前準備과 올바른 解析이 必要하다.