

**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO I**

**A N E X O S**

**OCTUBRE 1992**

OCTOBER 1881

THE UNIVERSITY OF MICHIGAN  
LIBRARY  
ANN ARBOR, MICHIGAN

10 15 1881

RECEIVED  
OCTOBER 15 1881

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

# REFERENCIAS

- 1.- ENZO LEVI : ELEMENTOS DE MECANICA DEL MEDIO CONTINUO  
EDIT. LIMUSA MEXICO, D.F. 1982
- 2.- S. BRIBIESCA Y LOSOYA : REVISTA INGENIERIA HIDRAULICA EN MEXICO.  
VOLUMEN XXIII (1969) No 1. MEXICO, D.F.
- 3.- R. CERVAENTES Y V. PORRAS : INTRODUCCION AL METODO DEL ELEMENTO FINITO  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M. (D-37) MEXICO, D.F.  
NOVIEMBRE DE 1983
- 4.- J. BADILO Y R. RODRIGUEZ : FUNDAMENTOS DE MECANICA DE SUELOS TOMO I  
EDIT. LIMUSA MEXICO, D.F. 1984
- 5.- S.R.H. : C.F.E. : UNAM : COMPORTAMIENTO DE PRESAS CONSTRUIDAS EN  
MEXICO, U.N.A.M. MEXICO, D.F. 1976
- 6.- S.A.R.H (C.N.A.) : EXPEDIENTES TECNICOS DE DIFERENTES  
PRESAS, S.A.R.H. MEXICO, D.F.
- 7.- O.C. ZIENKIEWICZ : THE FINITE ELEMENT METHOD, EDIT. MCGRAW-HILL  
THIRD REVISED, UNITED STATES OF AMERICA 1979.
- 8.- DUNCAN, SEED, WONG Y OZAWA : FEADAM 84 : A COMPUTER PROGRAM FOR  
FINITE ELEMENT ANALYSIS OF DAMS; REPORT, No. SU/GT/84-03  
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, STANFORD  
UNIVERSITY, NOVEMBER 1984 (E.U.A.)
- 9.- DUNCAN, BYRNE Y WONG : SP-5 : STRENGTH, STRESS - STRAIN AND BULK MODULUS  
PARAMETERS FOR FINITE ELEMENT ANALYSES OF STRESSES  
AND MOVEMENTS IN SOIL MASSES ; REPORT N. UCB/GT/80-01  
UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY, AUGUST 1980 (E.U.A.)
10. S. WONG Y J.M. DUNCAN : SEEP : COMPUTER PROGRAM FOR SEepage ANALYSIS  
OF SATURATED FREE SURFACE OR CONFINED STEADY  
FLOW; REPORT, NO UCB/GT/84-05, UNIVERSITY OF CALIFORNIA  
BERKELEY, APRIL 1984.

18.0 - 55.0

010010



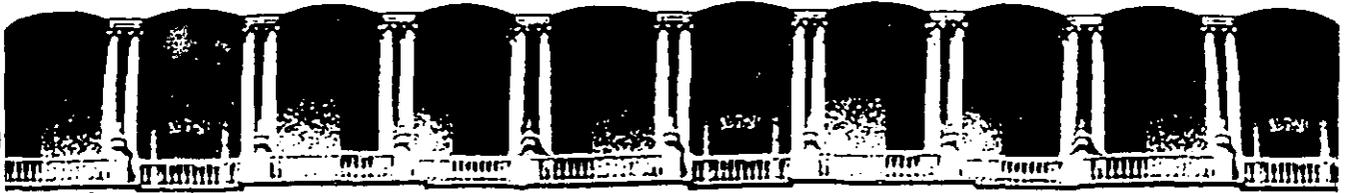
V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS  
 MODULO I: MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y

CONSTRUCCION DE PRESAS.

Del 5 al 10 de octubre 1992

FECHA	HORA	TEMA	PROFESOR
Lunes 5 de octubre	17:00 a 18:00 hrs.	Introducción	Ing. Evert Hernández López
	18:00 a 21:00 hrs.	Elementos Constitutivos Cimentación	Ing. Héctor López Calderón
Martes 6 de octubre	17:00 a 19:00 hrs.	Materiales de Construcción. Diseño	Ing. Amos Fco. Díaz Barriga
	19:00 a 21:00 hrs.		Ing. Ricardo Vilaboa Azcanio
Miércoles 7 de octubre	17:00 a 21:00 hrs.	Diseño	Ing. Gustavo Perez Sánchez Ing. Francisco González Valencia
Jueves 8 de octubre	17:00 a 21:00 hrs.	Construcción	Ing. Hector López Calderón Ing. Jorge Gamboa Flores Ing. Amos Fco. Díaz Barriga
Viernes 9 de octubre	17:00 a 18:00 hrs.	Construcción	Ing. Francisco González Valencia
	19:00 a 21:00 hrs.	Comportamiento de la presa	Ing. Guillermo García Malo Flores
Sábado 10 de octubre	9:00 a 14:00 hrs.	Visita Técnica	Ing. Antonio Mozqueda Tinoco.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

**I N T R O D U C C I O N**

**ING. EVERT HERNANDEZ LOPEZ**

**OCTUBRE, 1992**

PRESA: Es el conjunto de obras civiles y electromecánicas que modifican el régimen del escurrimiento natural de una corriente.

## OBJETO DE LAS PRESAS

### 1) ALMACENAMIENTO

- Agua potable
- Riego
- Generación de energía eléctrica
- Usos industriales
- Otros usos ( turísticos, piscícolas, vías de comunicación )

### 2) DERIVACION

- Mismos usos que las presas de almacenamiento

### 3) REGULACION

- Control de avenidas

ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UNA PRESA:

1) OBRA DE CONTENCIÓN

- . Cortina principal
- . Dique (s) auxiliar (es)

2) OBRA DE DESVÍO

3) OBRA DE CONTROL Y DE EXCEDENCIAS

- . Descarga libre
- . Descarga controlada

4) OBRA DE TOMA

5) OBRA DE GENERACIÓN

- . Conducción
- . Casa de Máquinas
- . Desfogue

## PRESAS MAS ALTAS DE MEXICO

	N o m b r e	Tipo	Altura (m)	Año de terminación
1.	Chicoasén, Chis.	E	250	1980
2.	Zimapán, Hgo.	A	200	En const. (1994)
3.	Aguamilpa, nay.	E	186	En const. (1994)
4.	El Infiernillo, Mich.	E	149	1963
5.	La Angostura, Chis.	T-E	144	1974
6.	Netzahualcóyotl, Chis.	T-E	138	1964
7.	El Novillo, Son.	A	134	1965
8.	El Comedero, Sin.	T-E	134	1982
9.	El Caracol, Gro.	T-E	126	1987
10.	Bacurato, Sin.	T-E	115	1982
11.	Santa Rosa, Jal.	A	114	1965
12.	El Humaya, Sin.	T-E	106	1964
13.	Colimilla, Jal.	A	105	1951
14.	Chilatán, Mich.	T-E	103	1988

No. Total de presas construidas (1988) : 2685  
almacenamiento : 1273  
derivadoras : 1412

Hectáreas irrigadas 6 millones  
Generación hidroeléctrica 18200 GWh/anual (1987)

FALLAS DE PRESAS (Middlebrooks, 1952)

1)	Insuficiencia del vertedor	30%
2)	Filtraciones	25%
3)	Deslizamientos	15%
4)	Conductos enterrados	13%
5)	Recubrimiento de taludes	5%
6)	Causas varias	7%
7)	Causas desconocidas	5%

CLASIFICACION DE FALLAS (USCOLD/1975)

. FALLAS

. ACCIDENTES

. DAÑOS DURANTE CONSTRUCCION

. REPARACIONES MAYORES

## TIPOS DE CORTINA

- 1) SECCION HOMOGENEA
- 2) SECCION MATERIALES GRADUADOS
- 3) ENROCAMIENTO
  - . Con núcleo central de arcilla
  - . Con cara de concreto
- 4) CONCRETO
  - . Gravedad
    - . Convencional
    - . C.C.R.
  - . Arco
  - . Contrafuertes

- A. **FALLA, Tipo 1 (F1):** Falla total de una presa en operación, que condujo al abandono de la misma.
- B. **FALLA, Tipo 2 (F2):** Falla de una presa en operación, que en su momento fue severo pero que por sus características permitió efectuar las reparaciones necesarias y operar de nuevo la presa.
- C. **ACCIDENTE, Tipo 1 (A1):** Accidente de una presa en operación, que se previno de convertirse en falla debido a reparaciones efectuadas y/o modificando la política de operación.
- D. **ACCIDENTE, Tipo 2 (A2):** Accidente de una presa durante su primer llenado, ocasionando reparaciones inmediatas antes de su operación normal.
- E. **ACCIDENTE, Tipo 3 (A3):** Accidente de una presa antes de iniciar su primer llenado.
- F. **ACCIDENTE EN EL ALMACENAMIENTO (AR):** Accidentes o problemas encontrados en el área del almacenamiento durante la operación de la presa, pero que no causaron fallas o accidentes a las estructuras.
- G. **DAÑOS DURANTE CONSTRUCCION (DDC):** Daños a estructuras parcialmente construidas o a estructuras temporales.
- H. **REPARACIONES MAYORES (MR):** Reparaciones extensas o importantes en una presa, debidas a deterioros naturales o a aspectos específicos.

## CASOS DE FALLA

### **Malpasset, Francia**

Construcción: 1952-1959  
Tipo: arco  
H= 60 m  
L= 223 m  
Falla: diciembre 2, 1959  
Causa: colapso del empotramiento izquierdo

### **Vaiont, Italia**

Construcción: 1957-1960  
Tipo: arco  
H= 276 m  
Capacidad: 169 millones de m<sup>3</sup>  
Falla: octubre 9, 1963  
Causa: deslizamiento del talud natural  
Daños: muerte de 1925 gentes y destrucción de 5 poblados

### **Baldwin Hills, E.U.A.**

Construcción: 1947-1951  
Tipo: homogénea  
H= 71 m  
L= 198 m  
Falla: diciembre 14, 1963  
Causa: tubificación de la cimentación

### **Teton, E.U.A.**

Construcción: 1972-1975  
Tipo: homogénea  
H= 123 m  
Falla= junio 5, 1976  
Causa: tubificación del cuerpo de la cortina  
Daños: 14 personas muertas y 400 millones de dólares en pérdidas

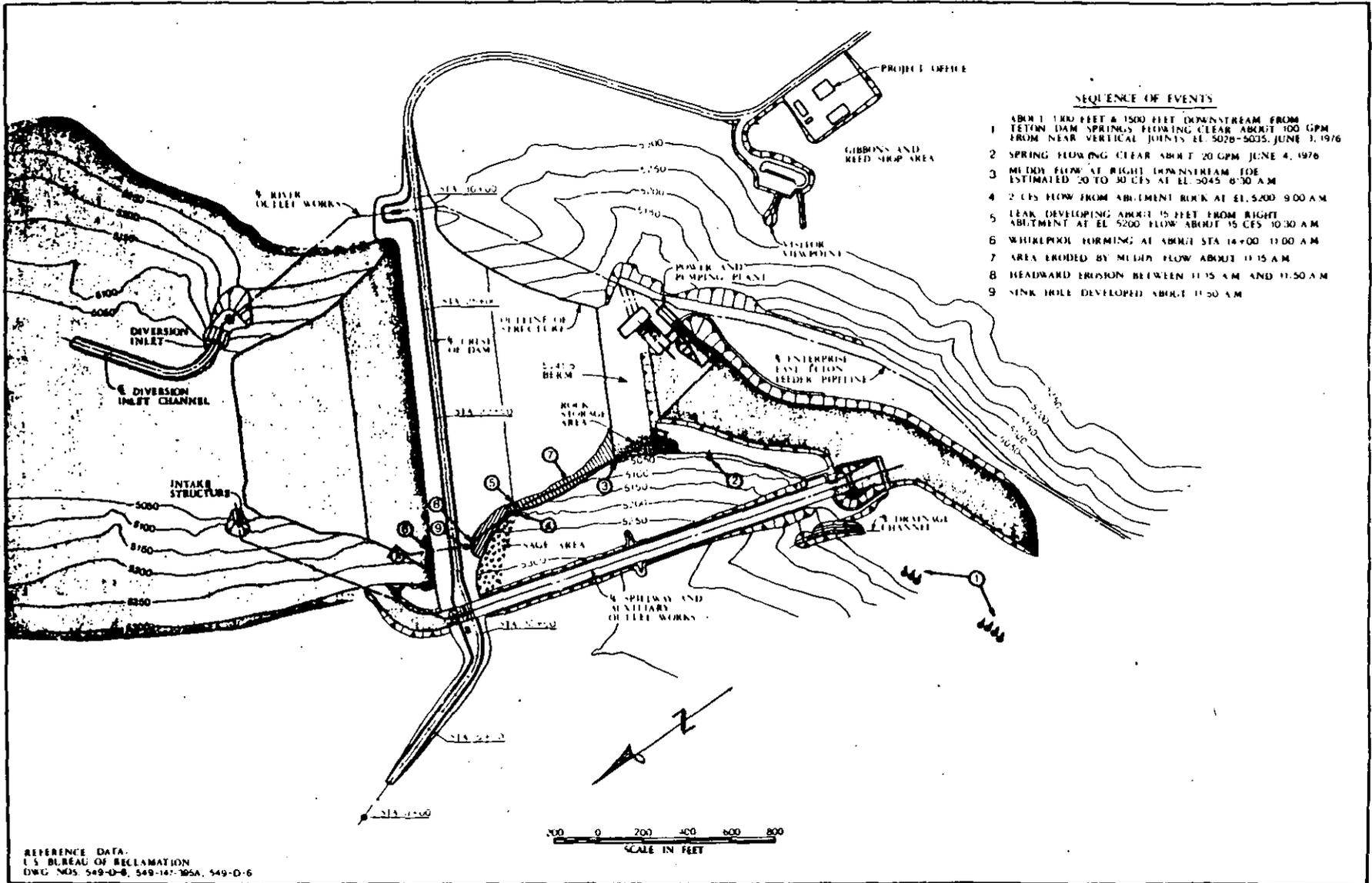
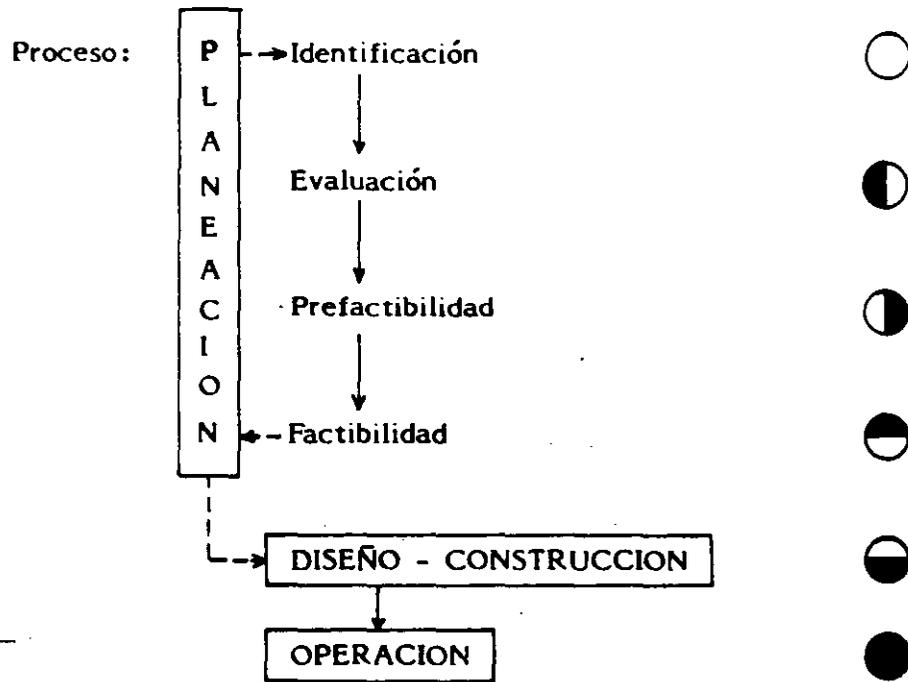


Fig. 2-1. Pre-failure leakage on June 5, 1976.

**FALLAS DE PRESAS EN MEXICO** (Marsal, 1980)

- 1) **Desbordamiento** El Conejo y La Llave, Gto. (1975)
- 2) **Flujo de agua** Dique Laguna, Pue. (1969)
- 3) **Deslizamientos** Dique Pescaditos, Oax. (1953)
- 4) **Fugas en conductos enterrados** Presa Santa Ana, Hgo. (1952)
- 5) **Erosión de taludes** Presa Abelardo L. Rodríguez, Son.  
Presa Marte R. Gómez, Tams.  
Presa Unión Calera, Gto.
- 6) **Licuación** Presa Necaxa, Pue. (1909)  
Presa Tlalpujahua, Méx. (1940)

# ESTUDIOS GEOLOGICOS Y GEOTECNICOS



- NINGUN ESTUDIO
- RECOPIACION BIBLIOGRAFICA
- ESTUDIOS PRELIMINARES
- ESTUDIOS DE DETALLE
- ESTUDIOS ESPECIFICOS
- SOLO EN CASO DE REQUERIRSE



## RECOPIACION BIBLIOGRAFICA

- . Cartas geológicas (escala 1:250,000, 1:50,000) INEGI
- . Informes técnicos existentes en cobertura regional
- . Literatura técnica
- . Reconocimiento general de campo



## ESTUDIOS PRELIMINARES

- |  |  |   |
|--|--|---|
| . Imágenes de satélite   |  | Completar geología regional   |
| . Fotografías aéreas   |  | Identificar: morfología del terreno -<br>tipo de drenaje<br>delizamiento de taludes<br>accidentes geológicos -<br>mayores                           |
| . Levantamiento geológico de superficie (formaciones, contactos, accidentes geológicos mayores)                    |  |   |
| . Realización de trabajos geofísicos:<br>refracción sísmica<br>resistividad eléctrica                              |  | Conocer espesores de roca decomprimida, niveles de agua, zonas de falla, contactos de unidades litológicas, zonas de roca alterada, calidad de roca |
| . Localización de bancos de materiales para la construcción (impermeable, permeable roca, agregados para concreto) |  |   |

**ESTABLECER EL MARCO  
GEOLOGICO REGIONAL**



## ESTUDIOS DE DETALLE

- . Perforación de sondeos exploratorios en zonas de obras:

Cimentación en roca: barril NX

Cimentación en suelos: cono. estático, penetración estándar, barril -  
Dennison, tubo Shelby

- . Ejecución de pruebas de permeabilidad

LUGEON en roca

LEFRANC en suelos arriba del N.F.

NASBERG en suelos abajo del N.F.

MATZUO AKAI en zanjas

- . Excavación de socavones, trincheras y pozos a cielo abierto
- . Levantamiento geológico de detalle (formaciones, contactos, accidentes geológicos menores)
- . Realización de trabajos geofísicos (refracción sísmica, resistividad eléctrica, up hole, cross hole)
- . Estudio preliminar de bancos de materiales para la construcción (impermeable, permeable, roca, agregados para concreto)

Definir: propiedades índice de materiales  
volumen disponible

- . Determinación del potencial sísmico del sitio
- . Inestabilidad de laderas naturales

**ESTABLECER EL MARCO  
GEOLOGICO DEL SITIO**



## ESTUDIOS ESPECIFICOS

### a) Cimentación

#### Resistencia al esfuerzo cortante

##### IN SITU

- . Corte directo
- . Corte por torsión
- . Veleta

##### LABORATORIO

- . Compresión simple
- . Compresión triaxial
- . Corte directo
- . Tensocompresión
- . Ensayos cíclicos

#### Deformación

##### IN SITU

- . Placa rígida y flexible
- . Gato Goodman
- . Presiómetro Menard
- . Dilatómetro Rocha
- . Relajación de esfuerzos
- . Gato plano

##### LABORATORIO

- . Consolidación unidimensional

#### Permeabilidad

##### IN SITU

- . Lugeon
- . Lefranc
- . Nasberg
- . Matzuo Akai
- . Bombeo

##### LABORATORIO

- . Permeabilidad carga constante
- . Permeabilidad carga variable
- . Permeabilidad radial



## ESTUDIOS ESPECIFICOS

### b) Materiales para construcción

#### Resistencia al esfuerzo cortante

##### TERRAPLEN

- . Corte directo respaldo
- . Presión pasiva enrocamiento

##### LABORATORIO

- . Compresión triaxial material impermeable material permeable enrocamiento
- . Ensayes cíclicos

#### Deformación

##### TERRAPLEN

- . Placa rígida y flexible

##### LABORATORIO

- . Consolidómetro material impermeable

#### Permeabilidad

##### TERRAPLEN

##### LABORATORIO

- . Permeámetro carga constante
- . Permeámetro carga variable

### c) Pruebas especiales

- . Inyectado
- . Voladura
- . Densificación

### d) Estudios especiales

- . Definición de fallas potencialmente activas y riesgo sísmico
- . Inestabilidad de laderas naturales
- . Flujo de agua subterránea

DISEÑAR SEGURA Y ECONOMICAMENTE  
LAS OBRAS

# Four major dam failures re-examined

Four classic, catastrophic dam failures, Malpasset, Baldwin Hills, Vaiont and Teton, were re-examined by international panels of experts at a recent conference\*. They were asked to take a retrospective view of the four events to see whether a consensus could be reached on the trigger mechanisms, modes of failure, and lessons to be learnt from these past mistakes. Almost ten years after the failure of Teton, and more than twenty years after the other three events, many questions remain unanswered.

SHOULD a dam have been built at the site of Baldwin Hills in 1951? What role, if any, did the wet seam later discovered at Teton play in the destruction of the dam? Which of the complex foundation conditions at Malpasset was actually responsible for the failure? Why did the slide at Vaiont occur so rapidly? And what, if anything, in the light of today's knowledge could have been done to prevent the four catastrophic incidents? These questions, and many others, were addressed by experts who had been involved with investigations following the four failures, at the International Workshop on Dam Failures in Indiana, USA. The conference was attended by approximately 200 delegates from 34 countries. For each of the four cases re-examined, there were few points on which complete consensus could be reached; however, from the lively discussions generated by differing opinions, many general principles were established which could help to prevent such incidents occurring in the future.

The principal organiser of the workshop, Prof. G. A. Leonards of Purdue University, structured the event by appointing a lead speaker and four discussers for each of the four cases to be debated. The lead speaker in each case had been closely involved in the failure investigations at the time, and he presented a report outlining his current views on the cause of the failure (in most cases this also included a resumé of previously published reports, and other generally accepted views). The four discussers were then invited either to support or challenge these views, and finally the entire panel was asked to address itself to a number of specific questions about the failure, put forward by Leonards. In each case there was also time for open discussion, with an opportunity for other participants to add their own views or put questions to the panel.

## Baldwin Hills

The lead speaker for the session on Baldwin Hills was R. B. Jansen, a Consulting Civil Engineer from Washington, USA. After outlining events on the day of the failure (see Box) Jansen gave details of the geology of the site. The Baldwin Hills, he explained, were an expression of the Newport-Inglewood uplift, a series of structural domes and saddles extending for about 40 miles (64 km) and were sedimentary formations, principally of marine origin, overlying crystalline schist. The area had undergone severe tectonic deformation during late Pleistocene time. Near the reservoir, Jansen continued, 270 ft (82.2 m) of vertical displacement and 1500 ft (457 m) of right-lateral movement had been measured. The area was seismically active, he said, although no earthquake considered large enough to cause damage to the Baldwin Hills project had been recorded in the period 1950-1963, and there had been no report of an earthquake on the day of the failure.

The reservoir foundations, Jansen continued, were prone to densification and erosion.

The reservoir had operated continuously from 1951 to 1963, except for a period in 1957 when it had been drained for cleaning. Maintenance had comprised monthly inspections, and the weekly measurement of flow from drain holes and storm drains.

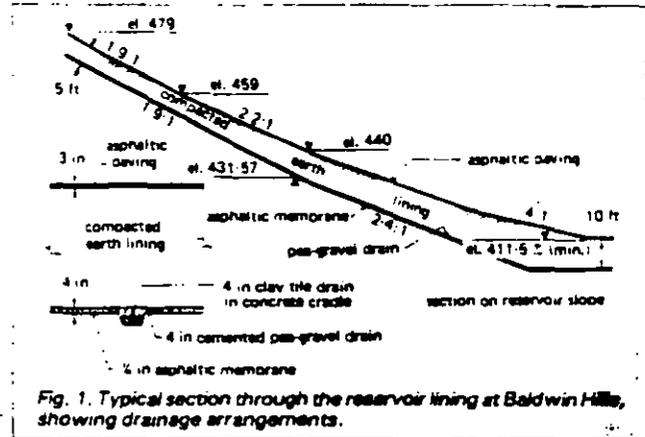


Fig. 1. Typical section through the reservoir lining at Baldwin Hills, showing drainage arrangements.

Drainage arrangements for the Baldwin Hills dam are shown in Fig. 1. Two separate systems had been provided; one to drain the foundation under the earth embankments and the other to collect seepage passing through the earth lining and to convey it to a measurement chamber. Under the main embankment, a 12 in (30 cm) clay tile foundation drain had been placed, the upper half being covered with lightly cemented pea gravel to permit water entry. The top layer of the composite reservoir lining had been a 3 in (7.5 cm) thick porous asphaltic pavement, and immediately below that had been the compacted earth lining, designed with a thickness of 10 ft (3 m) at the bottom, decreasing to 5 ft (1.5 m) normal to the slope at the top. Below the earth layer had been a 4 in (10 cm) lightly cemented pea-gravel drain blanket. This had been capped with a 1/4 in (6.3 mm) porous sand gunite layer to prevent infiltration by soil particles. The lowest component of the lining had comprised an asphaltic membrane about 1/4 in thick, placed on either the natural formation or the compacted fill. A cotton fabric had been used where necessary as a reinforcement to the membrane.

Name: Baldwin Hills.

Location: Southwest edge of Los Angeles basin, near Beverly Hills and Newport Beach, California, USA.

Constructed: 1947-1951.

Type: Homogeneous earthfill with upstream lining, 232 ft (71 m) high, 650 ft (198 m) long. The main dam formed the north side of the reservoir, and compacted earth dykes formed the others.

Failed: 14 December 1963.

Failure details: At about 11.15 am, water from the drains under the reservoir lining was heard in the spillway pipe. Action was taken to start reducing storage, although 24 h would have been necessary to empty the reservoir. At about 1 pm, muddy leakage was discovered downstream from the east abutment of the main dam. At 2.20 pm lowering of the water level revealed a 3 ft (0.9 m) break in the reservoir lining opposite the downstream discharge. Attempts were made to plug this with sandbags. At 3.30 pm water broke violently through the downstream face of the dam and surged into the steep ravine; by 5 pm the reservoir was empty.

\*International Workshop on Dam Failures, Purdue University, Lafayette, Indiana, USA, 6-8 August 1988.

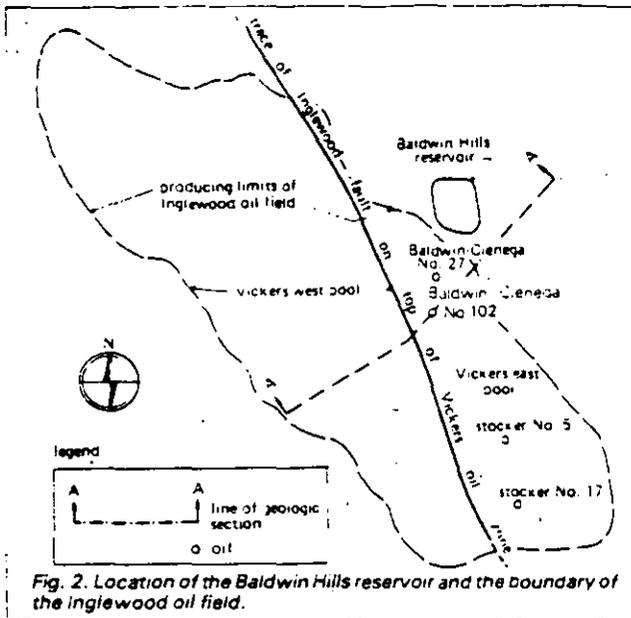


Fig. 2. Location of the Baldwin Hills reservoir and the boundary of the Inglewood oil field.

The designers had realised, Jansen pointed out, that the integrity of the reservoir was dependent on the impermeability of this asphaltic underseal.

**Problems during operation.** During first filling in April 1951, Jansen said, discharge from the underdrains had increased substantially. By May it had reached a rate of 75 gal/min (284 l/min), and the reservoir had then been drained so that dye tests could be conducted to trace the seepage path. It had been found that the asphaltic paving had buckled along the toe of the east slope; there had also been compression cracks on the east side of the tower.

Remedial work had been carried out, and the reservoir filling had resumed in June. During the early years of operation, Jansen reported, the underdrains had required a lot of maintenance. Appreciable volumes of asphalt had been found to be flowing through the system from the western underside of the reservoir.

In October 1951 a crack had appeared in the inspection gallery in the vicinity of Fault I below the dam; in 1953 a joint in the parapet at the east abutment of the main dam had opened  $\frac{1}{4}$  in (6.3 mm) and by 1955 this had increased to  $\frac{1}{2}$  in (12.7 mm). In 1957 when the reservoir was emptied for cleaning, cracking had been observed in the cement coating on the asphaltic pavement; by 1960, new cracks had been found in the inspection chamber. Finally, in the weeks preceding the failure, Jansen said, an apparent uplift had developed in the inlet tunnel, the gate tower, and the part of the inspection chamber east of Fault I. By the beginning of March 1963, the total flow of the underdrains had increased until it was about 13 gal/min at the time of failure.

**After the failure.** In the post-failure investigations, Jansen said, Faults I and V had been extensively explored. In the excavations at both, downward displacement had been noted on the west side; this had been more pronounced at the pea gravel drain where offsets of up to 7 in (17.8 cm) were observed. The drain had been fractured and cavities were discovered beneath it.

**Inglewood oil field.** This field, discovered in 1924, is under the west half of the Baldwin Hills area (see Fig. 2). It covers more than 1200 acres (486 ha) and in 1963 had had more than 600 producing wells. By the day of the reservoir failure, about  $67 \times 10^3$  acre-ft ( $82 \times 10^3 \text{ m}^3$ ) of oil had been extracted. Jansen said that three oil field repressurisation projects, involving brine injections, had been started, one in 1954, one

in 1960 and one in 1962. During the first of these injection projects, fluid pressures in the pool had been raised by about 170 lb/in<sup>2</sup> (1172 kN/m<sup>2</sup>).

Initial subsidence measured in the Baldwin Hills area, Jansen said, had coincided with the first extraction from the oil field. The natural drive mechanism for most of the field had been dissolved gas, which could have led to a substantial fluid pressure decline, in spite of secondary recovery measures.

The point of maximum cumulative subsidence in 1963 had been over the most productive part of the Inglewood oil field, according to studies carried out by T. Leps and quoted by Jansen, and the centre of the elliptical bowl-shaped area of subsidence had been about half a mile west of the reservoir. Subsidence at the reservoir site had aggregated about 3 ft (0.9 m) within the 1917-1963 period. Triangulation surveys in 1934, 1961, and 1963 had also showed stations in the Baldwin Hills to be moving laterally in the direction of the subsidence depression.

Jansen then summarised the views of previous investigators. Hamilton and Meehan had concluded that fluid injections had caused shear displacements along Fault I, and that rupture propagating to the surface had sheared the earthlining. Casagrande, Wilson and Schwantes had thought that no significant fault movement had occurred during the life of the reservoir; their view had been that cavities under the lining along Faults I and V had been eroded over a period of many years, and that failure had been caused by collapse of the cavities along Fault I, a rapid rise in hydrostatic pressure in the fault, followed by opening of the fault and consequent formation of sinkholes until the full reservoir pressure had been applied in the fault down to a great depth.

Leps had concluded that foundation strata under the reservoir had undergone progressive horizontal stretching concentrated at the weak discontinuities by the faults. His report said: "the loosely articulated nature of the fault blocks has represented a foundation environment under the reservoir site which has been extremely sensitive and responsive to the localised but substantial changes in sub-surface stresses caused by a subsurface salt water injection program begun on a pilot basis by the oil field operators in 1954, and intensively pursued from 1957 to date".

Jansen's own view was that the reservoir and its immediate environs had been "subjected to many adverse forces, including: horizontal and vertical displacement caused by subsidence; local breaking of the weak foundation; some erosion at the faults; and rebound effects due to oil field repressurisation, reservoir loading and unloading in 1951 and 1957, and the final inrush of water into the Fault I at the time of failure".

He felt that consideration should be given to the possibility that the reservoir would have failed even if areal subsidence had not continued after 1947.

Jansen felt that, with the benefit of the data provided by the failure, the foundation problems would now be predictable in such a setting. He felt that methods of interpreting performance data were not substantially better in 1985, however, remotely monitored devices could have signalled alarm, for example on the previous night. Settlement and seepage patterns observed would also now indicate a problem, he added.

With the benefit of hindsight, he put forward several improvements which could be made to the design in such a case; these were:

- avoid rigid drains so close to the water face and the unstable and erodible foundation;
- use soil with higher plasticity for the paved earth lining;
- use a synthetic fabric membrane on well graded subsoil for the underseal;
- protect the area at the faults from cracking, for example by over-excavation and backfilling with compacted clay.

Prof. R. F. Scott of USA, who had undertaken a study of the incident at the time on behalf of the oil company, said "I

deplore the extent to which litigation influences conclusions". He added that this was not only bad for the profession, but also for the subsequent understanding of events. He felt it was particularly unfortunate for claims to be settled out of court, because less information was then available in writing.

From the legal point of view, Scott continued, the Baldwin Hills case had not been clear-cut as there was more than one possible cause of the failure; there had been subsidence prior to the construction of the reservoir, and it had been known that faults ran through the reservoir area. There had therefore been a "clear understanding of problems at the site", and Scott suggested that design therefore should have been against the use of the site. This view was supported, he added, by the report by Casagrande, Wilson and Schwantes, which had shown that subsidence had continued when the reservoir was empty, so that it was not reservoir-induced; there had also been 1 ft (30 cm) of differential settlement across the fault since the failure. He concluded that reservoir loading had caused at least some compaction, and that the repressurisation project had also possibly had some effect, but was unlikely to be the principal cause of the failure.

S. D. Wilson of the USA, who spoke next, had represented the Standard Oil Company at the time, but said he could not be "more objective". He said he felt it could not be generally agreed that vertical offsetting along the fault crossing the reservoir floor had been responsible for destroying the integrity of the underdrain system, permitting water to enter the foundation soils. He noted that the problem at the reservoir had developed during first filling, and continued until the failure. He added that the areal subsidence had clearly been a direct result of the oil company's work.

Wilson concluded that it was unlikely that a definitive and quantitative evaluation would ever be reached, or even complete agreement on the failure mechanism. He agreed with Leps that there had been vertical movement just before the failure, and that sharp differential movements of Faults I and II had initiated piping and perforated the reservoir lining. However, he couldn't accept that fault movement had been the main cause.

Turning to the question of whether modern methods could have indicated the impending failure, Wilson said that three conditions should have been causes for concern, although they would not necessarily have indicated actual failure; these, he said, were:

- the horizontal and vertical movements measured in the inspection chamber;
- the overall trend in the rate of increase of crack openings in the inspection chamber, although these signs had been obscured by the effects of temperature changes at the time causing erratic instrument readings; and,
- the excessive leakage of up to 75 gal/min (284 l/min) measured during reservoir filling.

On the latter point, he added that although measurements indicated that this leakage from the drains had eased off, in fact by then the asphaltic lining had been damaged, so that water was actually bypassing the drains and flowing straight into the foundations; contrary to readings, the rate had probably been increasing.

Wilson concluded that the most important lesson to be learnt was that water should never be allowed to enter foundations, and that instrumentation in such a case should be used to check for sharp differential movements across a fault. In the case of Baldwin Hills, he said, the instruments had worked, but had not measured the parameters directly affecting the failure.

W. W. Hoye of the Los Angeles Department of Water Power, owners of the project, said that in his opinion the decisive cause had been fault movement caused by fluid injection by the oil producing company. He added that a number of lessons could be learnt from the incident. First, was the importance of surveillance, and he added in this context that there was "no substitute for people". His

department now had a continuous programme of training for operational and surveillance personnel. Second, was the desirability of using outside consultants to support in-house design staff, particularly on more complex projects. Third, was the advantage of using modern equipment: the Department now had a computer-aided system for the processing and recording of surveillance data.

During the subsequent general discussion, T. Leps said that the greatest weakness at Baldwin Hills had been the rigidity of the underdrain system. Brittle tiles had rested on a concrete sill on the foundations; any differential movement was bound to cause a crack which would then tear the asphalt seal.

H. Willis of the USA commented that an ordinary civil engineer might reasonably not have recognised the extent of the problem of Baldwin Hills. "There are many benefits in engaging geotechnical consults," he said.

Hoye replied that at the time three boards of consultants had been recommended to review the project, the first of which had included Terzaghi. The group eventually chosen had not been the first, second or even third choice.

Leps added at this point that, half way through the construction of Baldwin Hills, the designer had invited Terzaghi to the site to look at the dam, the under-drain system, instrumentation, and so on. When asked for his opinion, Terzaghi had said: "No comment".

Summing up the session, Leonards concluded that leakage from the east toe and drains, reaching 75 gal/min (284 l/min) during first filling, had indicated that at least the clay liner had been damaged as a direct result of filling. Seepage into the erodible foundations near the gate tower were likely also to have begun during filling, and to have continued from that time. The pressure injections, he felt, had accelerated the demise of the reservoir, but had not initiated the failure.

The fatal flaw in the design, Leonards concluded, had not been the brittle underdrains, but the fact that there had been no way of ascertaining whether or not the membrane was intact, when it was clear that if it were torn, the reservoir would fail. "A dam should not be designed to be dependant on one feature which cannot be properly monitored," he said.

## Teton

The lead speaker for the session dealing with the Teton dam failure (see Box) was J. M. Duncan of USA, who presented a paper by H. B. Seed and himself. Duncan pointed out that the breaching of Teton had been a significant event for geotechnical engineers concerned with the design and construction of earth dams, as no dam of such a height had previously failed.

**Name:** Teton

**Location:** Teton river, Idaho, USA

**Constructed:** 1972-1975

**Type:** Earthfill embankment, 300 ft (91.5 m) high, with a wide impervious core of aeolian silt.

**Failed:** 5 June 1976 during first filling.

**Failure details:** On 3 June, small springs, flowing at about 100 gal/min, were seen at riverbed level about 1500 ft (457 m) downstream from the embankment. On 4 June additional springs, of about 20 gal/min had developed 400 ft (122 m) from the downstream toe. An inspection of the dam slopes that evening showed no unusual condition. On 5 June at 7 am, water was seen flowing from the downstream face of the embankment about 130 ft (40 m) below the crest. Flow of about 2 ft<sup>3</sup>/s (0.05 m<sup>3</sup>/s) was coming from a point near the junction of the dam and abutment at about Sta. 14+00 on the right abutment. Dirty water flowing at about 25 ft<sup>3</sup>/s (0.7 m<sup>3</sup>/s) was also seen to be flowing from the talus near the toe. In the next 3 h the flow rate from the higher elevation increased to about 15 ft<sup>3</sup>/s (0.4 m<sup>3</sup>/s) and at about 10.30 am a witness reports a loud burst. By 11.20 am a large hole had been eroded in the dam, and at about 11.55 am the dam crest was breached and complete failure occurred.

The main features of the site, according to the paper by Seed and Duncan, were: an extensive joint system in rhyolite-tuff, making it extremely permeable, and an abundance of wind-blown silt, substantial quantities of which had been used as materials for the dam. Extensive site exploration had taken place prior to construction: it had been shown that the rock was capable of transmitting volumes of water of more than 100 gal/min (379 l/min). An extensive pilot grouting programme had been conducted on the left abutment. There had been significant grout takes in several of the 23 holes, and the amount injected into two holes had exceeded the amount estimated for the whole programme. There were exceptionally high takes at depths of less than 70 ft (21 m) and one persistent leak had not been able to be filled to refusal. It had been concluded that it would be more economical to remove the top 70 ft (21 m) of rock in the abutment rather than attempt to grout this zone, and this led to the incorporation of 70 ft (21 m)-deep key trenches to prevent seepage.

No transition zone had been provided between the core and the sand and gravel, or between the impervious core and the riverbed alluvium, or between the key trench fill and the rock walls on the downstream side of the key trench.

A grout curtain had been installed along the full length of the dam, however, it was not required that either the upstream or downstream rows of holes should form tight curtains.

**Possible failure mechanisms.** It had been thought at the time, Duncan said, that it would never be possible to resolve the problem of identifying the failure mechanism, as the failed section had been completely washed away in the disaster.

Following the failure, he continued, two investigation groups had been formed, an independent review panel and a panel of engineers and geologists from Government agencies (Teton having been built by Burec, itself a Government agency). The latter had been known as the Interior Review Group (IRG).

The two hypotheses put forward by the independent panel, Duncan said, were that:

- seepage under the grout cap, near Sta. 14+00 in unsealed rock joints, could have led to erosion along the base of the key trench, and thereby to a piping failure through the key trench fill; or,
- a piping failure could have been caused by seepage through cracks in the key trench fill caused by hydraulic fracturing or differential settlement.

An interim report issued by the IRG, Duncan said, had expressed the view that the dam had failed as a result of inadequate protection of the zone 1 impervious-core material, from internal erosion. This erosion could have been initiated either by cracking of zone 1 material, or by piping at the contact of zone 1 and the rock surface.

**Wet seam.** Studies had continued, Duncan said, and in the summer of 1977, during excavations of the embankment on the left abutment, a thin zone of soil with a very high water content had been discovered near the base of the key trench. Water had been found to be seeping from the exposed face of this zone a few hours after it was discovered. The zone had been termed a wet seam. During further excavations, more wet seams had been found, most being less than 4 in (10 cm) thick, but others had been multiple seams. One major one discovered had been about 5 in thick. The discovery of this larger seam had led to speculation that a similar one might have been present on the right abutment, and could therefore have been responsible for the failure.

The IRG had discovered, Duncan said, that the main wet seam was essentially parallel to, and just above, the 1974-75 winter shut-down surface; this seemed to eliminate the possibility that there had been frost action in the soil placed in 1974. The soil where the main wet seam had been discovered had been placed between April and May 1975,



Teton dam breaching.

during which time there had been two extended shut-down periods because of wet weather; snow or rain had also occurred actually during construction on four days (see Fig. 3).

The IRG had concluded that the wet seams could not be attributed to: wet fill having been brought from the borrow area; horizontal infiltration from the reservoir; or, importation of frozen soil from the borrow area. Duncan continued that possible explanation for the wet seams put forward by the IRG had been:

- unsuccessful attempts to mix dry fill with wet soil on the fill surface (permitting wet zones to remain and create the potential for low density zones with dry layers); or,
- deficiencies in earthwork control practices in spring 1975.

Duncan said that he felt it was highly unlikely that similar wet seams had been present near the right abutment, where the failure had actually occurred. The level of the left abutment wet seam was 5-40 ft (1.5-12 m) lower than the fill level in the right abutment key trench during the 1974-75 winter shut-down. Virtually no fill had been placed in the right abutment key trench at the same time as the soil containing wet seams was being placed on the left side. In addition, there had been no evidence of any wet seam on the exposed surface after the failure. The mean dry density of the soil placed in June 1975 near the right abutment had been 98 lb/ft<sup>3</sup> (1521 kg/m<sup>3</sup>), compared with 92.4 lb/ft<sup>3</sup> for that placed near the left abutment where the wet seam had been located.

However, Duncan noted that as the direct evidence had been washed away, the "remote possibility" that a wet seam had existed on the right side could not be eliminated.

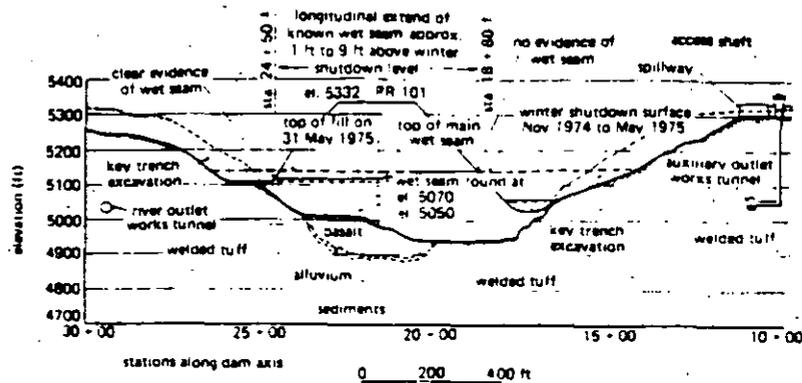
He then moved on to describe the theory which had been put forward by Leonards and Davidson in 1984, that the wet seam material had been compacted well on the dry side of Proctor optimum moisture content. Their hypothesis was that the initially dry seams had collapsed when wetted, then cracking or hydraulic fracture had formed through the key trench, and erosion and piping had followed.

Summarising and concluding, Duncan said that the possible trigger mechanisms leading to the failure were:

- flow through the grout curtain leading to soil erosion at the base of the key trench;
- hydraulic fracturing or differential settlement in the key trench fill;

(Continued on p 41.)

Fig. 3. Zone of the main wet seam at Teton, between eis. 5112 and 5139.



- hydraulic separation between the key trench fill and the base of the trench;
- seepage through the key trench fill from an open joint upstream — at the time of failure the hydraulic gradient along such a flow path was probably in the order of 7-10;
- seepage through the soil near the base of the key trench facilitated by sloughing of wetted fill into open joints;
- collapse, on wetting, of a dry seam; or,
- (very unlikely) the existence of a wet seam on the right abutment.

**Lessons learned.** Of the main lessons from the failure investigations at Teton, Duncan stressed the importance of the following:

- sealing joints in foundations and abutments, and providing a filter;
- adopting the principle of multiple lines of defense, to account for unknown circumstances which can arise during construction;
- providing instrumentation (although at Teton this may not have prevented the failure);
- slow reservoir filling (to allow more time for detection of a problem);
- incorporating a means to lower the reservoir level rapidly, should this become necessary;
- thorough quality control of earthworks;
- the use of independent panels to review design; and,
- liaison between the design and construction forces.

E. M. Fucik of USA, who had been involved in investigative excavation work at Teton after the failure, said that had the wet seam been present, it would, in his opinion, have contributed to the failure. He noted that the dam remnants had been excavated to the lowest level of the key trench when the seam was found, and it had extended the full width of the core, although it had not been completely continuous. An interesting and so far unexplained phenomenon, Fucik felt, was the fact that there had been water running free from the seam two years after the failure. As no water could have entered since, he said, there had been at least as much inside the dam at the time, and the pressure of this water transfer from upstream to downstream would not have required piping.

Fucik said that the only real evidence about the wet seam was circumstantial; he felt that the seam had been formed either during or immediately after the 1974/75 shutdown, but that the danger of placing frozen material seemed to have been taken into account by the contractors.

T. Leps addressed the question of whether the current state-of-the-art of analysis and/or instrumentation was adequate to determine reliably the state of stress and strain in earth dams. He said that basic analytical procedures had been developed which were more reliable and straightforward. Instrumentation was now available, he added, which was fully competent, and ability to interpret data had improved.

He noted that the phenomenon of hydraulic fracturing had

been only partially understood and described at the time; its use in early investigations for Teton had been relatively pioneering, and had therefore been crude and inconclusive.

Considering, in retrospect, whether the key trench at Teton should have been omitted, Leps said that in his opinion there should have been a key trench, but of a more conservative design: the side slope should have been no steeper than 1:1, and it need not have been constructed to such a depth. Further, it should have been paved with a concrete slab, and consolidation grouting should have been carried out.

Leps's view on the origin of the wet seam was that it had probably been caused by sub-standard earthwork placement after the winter shutdown; fill had been placed up to 3.7 per cent dry of optimum, from excessively dry borrow sources, he continued. Burec's own laboratory research had shown that even 2 per cent dry of optimum was not acceptable.

Leps called for a control of moisture content in fill materials, and for appropriate filter materials to be incorporated in a design.

A.D.M. Penman of the UK commented that one of the main lessons that could be learnt from the Teton disaster was that engineering judgement tended to be affected by outside pressures, for example, bureaucracy, politics and environmental lobbies. He felt that engineers should learn to cope better with these pressures, so that their judgement would not be swayed.

"How was such an unsuitable site (for Teton) chosen?", asked Penman, and he suggested that this had been the result of pressure from farmers, who had been strongly in favour of the project because it would provide irrigation water and flood control. "The site was suitable for a reservoir", Penman said, "but not for a dam".

He reflected that the trial grout programme had demonstrated that the left abutment required such a large amount of treatment that the upper 21 m of the grout curtain had had to be replaced with a cut-off trench. Two bad decisions had been taken at this point, Penman said: to make the trench as narrow as possible; and, to fill it with erodible silty core material.

He noted that during excavation work for the cut-off trench, large fissures had been exposed on the abutment, to the right of the spillway. Site staff had injected grout into the wider cracks and fissures, but this work had stopped at el. 5180, the point more or less where the failure had originated. The reason for this appeared to have been a question of cost.

Penman then underlined the importance of the contact zone between the core and the abutment, and noted that the design for Teton had made no special reference to this.

Another problem Penman drew attention to was the infrequency of visits to the site by Burec design engineers from the agency's Denver headquarters.

In addition there had been no instruments in the dam; although Penman did not feel that these could have stopped the failure, he suggested they would have taught engineers a lot about the disaster subsequently.

J. L. Sherard of the USA also referred to bureaucratic restrictions on Burec staff at the time of Teton's construction. The organization had been suffering from "in-breeding", he said, in that training had taken place within the agency. Travel to sites had been considered unnecessary, or even undesirable, so that dams had been designed almost totally "on paper". Outside consultants had rarely been used, he added, and no qualified independent review group had had the power to veto designs. In addition, there had not been good co-operation between design and construction staff.

"No technical lessons can be learned from the failure which would require a change in current practice", Sherard said. "The design would not have been accepted by most engineers".

Before the wet seam had been discovered, Sherard continued, there had been two theories about the origin of the initial leak; he considered that it was irrelevant to locate the exact point of initial leakage. Even without the concentrated leak, Sherard felt that Teton would probably have failed within a few years, either as a result of piping or on second filling.

Turning to the question of the wet seam, Sherard said that water could not have been injected during construction, if it were still able to run free more than a year later (as had been the case); by this time it would have been sucked up by capillary action. The only possibility, he felt, was the formation of an ice lens; without that it would have been necessary for a concentrated stream of water to have entered the dam when the water level was rising in the reservoir. His hypothesis was that this had occurred by hydraulic fracturing, caused by wetting of the dry, hard fill material placed in 1975, and settlement of the 1974 fill by dissipation of pore pressures.

Person in general supported Sherard's hypothesis but added that this concept became even more feasible if it were accepted that some collapse settlement of the lower fill had occurred on wetting, particularly over the 30 m depth of fill below the river level. As the reservoir level had risen, he said, the water pressure could have exceeded total pressure allowing water to enter just above the 1974/75 surface. The tendency for the 1974 and 1975 fills to separate would have been countered by collapse of the 1975 fill into the water, producing a saturated loose layer which had spread prior to the right abutment failure. The breach of the dam had cut the arch, he suggested, allowing the weight of the 1975 fill to act on this loose, wet seam, building up a positive pore pressure. Compression forces from the arch would have prevented the spread of the wet seam to the abutments, but subsequent exposure by the large excavation on the left side had allowed the water to flow out as the pore pressures were slowly relieved. He felt however, that although the origin of the wet seam was of considerable interest to the profession, it was unlikely to have had anything to do with the actual failure of the dam.

J. Hilf of the USA, responding to criticisms of Teton's design, did not agree with the theory put forward by the previous two speakers about the origin of the wet seam. "Any credible explanation must take into account its proximity to the 1974/75 winter shutdown", he said. That the IRG had reported that no frozen fill had been placed by the contractors was in Hilf's view "indefinite and inconsistent with the facts". He called for more consideration to be given to the possibility of frost action, adding that material containing frost could have been placed which had not been noticed by the Contractor or Burec inspectors.

G. A. Leonards, summing up the session, said that several explanations could explain some of the things which had been observed following the Teton failure, but not all of them. It was possible, therefore, that there could have been more than one type of wet seam in the dam, or wet seams resulting from several causes.

#### Malpasset

The lead speaker for the session on the Malpasset failure (see Box) was P. Londe of France. He began by pointing out that

Name: Malpasset

Location: Near Frejus, in the Department of Var, southern France.

Constructed: 1952-1959.

Type: Double curvature concrete arch dam, 60 m high. An abutment block was provided on the left bank, and a gravity wing wall. The arch angle at the crest was 133°, with a crest length of 223 m. The thickness of the dam varied from 1.5 m at the top to 6.78 m at the base.

Failed: 2 December 1959.

Failure details: A few weeks before failure, cracks had been seen in the concrete apron at the toe of the dam, but it was not established when they appeared. On the afternoon of the failure nothing abnormal was noticed by engineers visiting the dam. Because of heavy rains in the preceding days, the bottom outlet gate was opened at 6 pm to control the rising reservoir. No vibrations were noticed. The same evening the dam failed in a single sudden movement. Half an hour beforehand, a caretaker had been painting on the crest of the dam, and noticed nothing unusual. Witnesses 1.5 km from the dam reported a violent trembling of the ground, followed by a brief rumble which resembled the bellowing of an animal, then a strong blast of air and finally the arrival of water, first as a wave following the valley, and subsequently as a huge wall surging from the gorge. Then electric power was cut off. Almost the whole dam was destroyed.

the case of Malpasset was the first and only failure of an arch dam. Court trials following the disaster had concluded that the cause had been "unpredictable".

After six years' investigation and research, Londe said, the explanation for the failure had been published: this was that the cause had been uplift in the foundations. Although there had been no certainty that the theory was correct, there seemed to be no other explanation and so it had been accepted almost unanimously by the profession.

Londe explained that Malpasset had been designed in accordance with practice in the 1950s, and almost no modification in the shape of the arch would be required if it were to be designed today. The concrete compression strength at 90 days, measured during construction, had been 32.5 MPa on average, and Londe pointed out that many arch dams had been built successfully with higher stresses. He added that it was not the case, as had been said in the past, that Malpasset had been the thinnest arch dam ever built.

The first filling of the reservoir had been very slow; after five years, at the time of failure, it had not been completed, although the last 4 m had filled in 3 days because of exceptionally heavy rainfall.

No instrumentation had been installed in the dam; the owner had thought it sufficient to monitor behaviour by geodetic measurements on 28 targets on the downstream face once a year.

No drainage system had been provided at the dam, Londe said, although he went on to point out that none of the 600 arch dams constructed at that time had drainage.

Trace marks from the flood water downstream of the dam after failure had shown that it had risen to as high as 20 m below the original upstream level; this had demonstrated the sudden collapse of the dam throughout its entire height, Londe said, so that the effect had been that of a large gate opening suddenly.

Debris from the arch had been deposited downstream, and it could be determined that the failure had corresponded to a rotation of the whole dam as a solid body.

Detailed geological investigations after the incident, Londe continued, had shown that the downstream face of the deep trough formed in the left bank was a tectonic fault, with its strike parallel to the chord of the arc and dipping 45° upstream. It had therefore been symmetrically present in both banks (see Fig. 4).

At the design and construction stages, Londe noted, the downstream fault had not been identified. It had been 15-40 m

the subsequent ten months, during which time the water level rose to el. 700, the rock movements had still remained almost insignificant, with rates of less than 0.1 cm/day. In late 1962 there had been heavy rains, and the highest average rates of displacement had occurred, of about 1.2 cm/day. Soon after this, the second drawdown had been initiated, and the water level had been brought down from el. 650; this procedure had been carried out very slowly to prevent acceleration of the rock masses from hydrostatic thrust acting on the joints, but in December 1962, when the water table had been lowered by about 6 m, Müller said, displacement rates had continued to increase in some places, to 1.4 cm/day. Meanwhile the western part of the slide mass had moved forward another 130 cm.

Müller's hypothesis in 1960 had been that the slide should have been allowed gradually to close the canyon, which would have happened as locally failing rock masses dropped into it. This was even more likely to occur, he said, as the displacements of the rock masses near the reservoir had been developing faster than those within the slide mass. The rock mass had been intersected by numerous major vertical joints striking parallel to the canyon. With increased displacements the slide mass would have continued to shed local rock masses at its face. The rock masses would have piled up to an elevation much higher than the sliding surface, which would have meant that with time a supporting force would have developed at the toe of the sliding mass. He felt that, in retrospect, it seemed that rockfalls had already begun to have this effect, providing partial toe support; this could explain why at each new impounding phase the slide acceleration rate increased at a much higher reservoir level than had been expected based on each previous one.

Experiences during the second impounding, Müller continued, had demonstrated that it should have been possible to control the displacement rate of the slide by the effect of the water on its stability. In general the displacement rates had only increased significantly when a new rock stratum had been submerged for the first time; the rate had remained quite low when the same area was submerged for the second time; it was possible therefore that step-by-step impounding could have slowed the slide, possibly helping it to reach a certain equilibrium.

During third impounding, there had been a small increase in the displacement rates, of between 0.3 and 0.5 cm/day, and there had been a subsequent increase some three months later, again after heavy rainfall.

A drawdown for the third time had been initiated and carried out slowly in September 1963; by the end of the month the displacement rates had increased to 2-3 cm/day. By the first few days of October, the peak rates of movement had increased progressively, reaching 20 cm/day by 9 October; the displacement rate on the final day had indicated a creep movement of approximately 25 cm/s, Müller said.

**Failure surface.** Müller noted that it was remarkable that the entire western mass and lower part of the eastern mass seemed to have been displaced unexpectedly, en bloc, laterally, while the upper portion had been thrust over the lower part. The northern part of the sliding mass had apparently jumped the Vaiont gorge at a height of at least 50-100 m above the thalweg, without dropping into it as anticipated. When the mass had hit the opposite bank some 400 m away, it had moved up the slope by up to 140 m.

Authors of some papers following the slide had postulated much deeper failure planes, Müller said; they had been induced by soil mechanics analogies to assume curved sliding surfaces. However, Müller pointed out that a circular failure geometry could only occur in rock of relatively low strength. In strong rock the anisotropy of the shear strength of the rock mass would govern the shape of the actual failure surface. At Vaiont, precise kinematic observations and a comparison of the planar structure of the slide mass before and after the failure had

indicated that a translation, combined with an upward thrust, had taken place at the face of the mass.

In Müller's view, from the moment the existence of the slide had been discovered, it had been moving; it had not required stability analysis to prove that the natural slope had been unstable. However, all the calculations to date had not fully explained all the factors governing the slide. He noted that "remarkably few" authors had regarded the Vaiont slide as a progressive failure; this concept had not been readily accepted by geotechnical engineers at the time. He suggested they had been thinking too much in terms of static conditions, while progressive failure was in fact already a dynamic process.

Müller emphasised again the role of human intervention, and the part played by decisions either taken or not taken at the time, and he considered data which were known, knowable or unknown.

The first suspicion of the failure, he noted, had been 4½ years before the event; the first evidence of a major slide, 2½ years before. It had been known that the mass was moving, and that no counter measures were possible. The existence of a prehistoric slide had also been known, although in Müller's opinion this had been partly ignored. The sliding path of the slide had also been known, or at least assessed with a high probability. It had not been known, however, that a progressive failure could be involved. Not known, or in fact knowable, he continued, were the shear and friction resistance, or the maximum velocity of the slide to be expected.

Key decisions which had affected events, he said, had included:

- the decision to impound to a level 13 m below the crest of the dam;
- the decision to rely on a "hypothesis of consolidation" in estimates of the slide potential, which had been inspired by soil mechanics (rather than rock mechanics) reasoning; hypothesis, Müller felt, had helped to allow engineer misinterpret the surprising circumstance that, at each impounding, the slide masses did not accelerate when the water

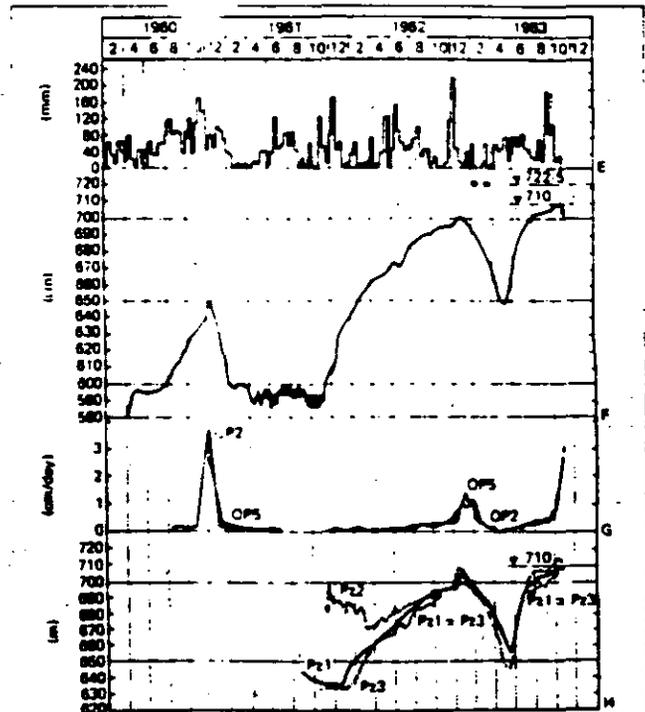


Fig. 6. Plot of time versus precipitation, reservoir level, displacement rates at points observed and water level piezometer borings, where: E = precipitation; F = reservoir level; G = average displacement rates over 10 days at 2 significant points observed; H = water level in piezometers; Pz = piezometer boring; OP = observed point.

reached the previous attained level at which movements had occurred;

- the decision to go ahead with the third impounding, although this hypothesis had not held; and,
- the decision to follow the advice of three experts.

L. Belloni of Italy remarked that the various ways in which the data following the Vaiont catastrophe had been interpreted varied according to the stand taken by the person studying the problem. Some had placed emphasis on the presence of clay along the shear surface, others, after conducting detailed geological investigations had said that there had been some clay but not all the way across the sliding plane.

No adequate calculations had been undertaken at Vaiont to assess the significance of pore pressures, Belloni said, and no geomechanical or geotechnical measurements had been taken.

If studying such a slide today, Belloni said, there would be "no magic method to calculate the safety factor, or the velocity of the slide". However, he added that new technology and current knowledge would lead engineers to use different methodologies, not just based on geology but also on geomechanics. More site investigations would be conducted and more instrumentation would be used. He concluded that it would not be possible today to predict the slide as it had occurred, but it would be possible to control it better.

A. J. Hendron and F. D. Patton gave details of a report they had prepared on the Vaiont incident for the US Army Corps of Engineers: the report was published in June this year\*.

Hendron first referred to apparent inconsistencies in previously technical literature. He noted that previous analyses had not accounted for:

- the obvious three-dimensional shape of the slide surface;
- laboratory shear strength results on samples taken from the failure surface;

- the reasonable piezometric levels related to reservoir or rainfall levels.

He added that there had been conflicting views expressed about the presence or absence of clay on the sliding surface and the effect this could have had.

Patton explained that the aims of their analysis had been to: develop a more complete and quantitative understanding of factors leading to the slide; and, establish a quantitative means of varying the behaviour of the slide.

Hendron and Patton gave details of the salient points which had emerged from their study. Their analysis had confirmed that Vaiont slide was a reactivation of an old slide. The slide had moved on one or more clay layers which were continuous over large areas of the sliding surface. The angle of shearing resistance of the clay layers had been determined to be about 12°. The fluid pressure distributions used had been consistent with the only piezometric data available before the slide, and with an interpretation of the local groundwater flow system including the presence of karstic terrain above the slide.

The reduction in the factor of safety caused by the reservoir filling alone, according to their report, had been approximately 12 per cent, while the reduction caused by rainfall or snowmelt had ranged from 10 to 18 per cent.

Correlations made between cumulative precipitation, reservoir levels and slide movement records, the report says, provide a well defined failure envelope. These results explain why the slide was unstable at a given reservoir level, and later stable at the same level.

General conclusions, Patton noted during his presentation, were that the slide probably could have been stabilised by drainage tunnels; he added that it was difficult to predict the velocity of such a large slide. He also observed that it was important to maintain static stability considerations for design, so that safety was not dependent on the prediction of the slide velocity. Large natural slopes, he said, were often at low enough factors of safety for a 10 per cent change caused by a reservoir to be a very significant change. □

\*The Vaiont Slide, A Geotechnical Analysis based on New Geologic Observations of the Failure Surface, by A. J. Hendron and F. D. Patton, US Army Corps of Engineers, Technical Report GL-85-5 (two volumes) June 1966.

## Assessing the failure probability of gravity dams

By K. V. Bury and H. Kreuzer  
Professor of Mechanical Engineering\* and Consultant\*\*

The benefits, both social and financial, of building a dam can be calculated with accuracy, but the costs of failure, and therefore the costs of minimising its probability, are more difficult to quantify. The author examines the problem in this article, and shows that by imposing some straightforward limitations to the probability analysis, it can be greatly simplified without sacrificing its realistic approach.

THE PRINCIPAL purpose of a safety analysis for an existing dam, or a dam at the design stage, is to lead to a sensible decision from a number of possible choices. For an existing dam, the set of possible decisions may include: several modification proposals; no change at all; lowering the maximum operating level of the reservoir; or, even abandoning the dam. At the design stage, the set of possible decisions may include several dam configurations or different structural details and their dimensions.

The basis of choice is a cost/risk-reducing/benefit comparison of the various options. The cost of each choice can usually be determined with reasonable accuracy. However, the benefits are never certain, since they depend on the occurrence of rare events, such as extreme floods or earthquakes, and on the dam's ability to resist the corresponding loads. Thus the benefit of various actions must be expressed in terms of risk-reduction,

risk being the probable level of consequences resulting from uncertain future events. More specifically, risk is defined as the product of the probability of dam failure and the (monetary) consequence of failure. The estimate of the failure probability  $P$  is therefore an essential input to a rational decision-making process, requiring a probabilistic failure analysis. This article deals with such an analysis for a particular dam type; a subsequent article will consider a risk analysis.

One criticism of the probabilistic approach to failure analysis is that it tends to become complicated even for a modest level of model realism. Another criticism is that the analysis operates with the extreme tails of load/resistance distributions with little data to support these tails. In this article a simplified approach is taken which makes the analysis easily accessible, and the results of an uncertainty analysis on  $P$  itself are presented, indicating just how reliable the  $P$ -value is.

A practical requirement of failure analysis, whether

25



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTO**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

**CURRENT TRENDS IN DESIGN AND CONSTRUCTION  
OF EMBANKMENT DAMS**

**ING. EVERT HERNANDEZ LOPEZ**

**OCTUBRE, 1992**

**CURRENT TRENDS IN DESIGN AND CONSTRUCTION  
OF EMBANKMENT DAMS**

by

Stanley D. Wilson, Consulting Engineer  
Seattle, Washington, USA

and

Raul J. Marsal, Institute of Engineering,  
National University of Mexico

**1. INTRODUCTION**

In 1976 the Committee on International Relations of the International Commission on Large Dams (ICOLD) requested the authors to prepare a publication on the state of the art in geotechnical engineering applied to the planning, design, instrumentation, supervision and operation of rock and earthfill dams. This paper is actually an updating of the State-of-the-art Report of the design and construction of earth and rockfill dams which was presented at the VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Wilson and Squier, 1969). It is intended to reflect improvements and changes in design and construction practice which have evolved since then.

This paper was initially approved for publication by ICOLD; but later the Board of Directors decided not to publish it, primarily because of financial restrictions. The U.S. Committee on Large Dams (USCOLD) then requested the ASCE to publish it as a separate volume, which was done after review and approved by the Executive Committee of the Geotechnical Division.

As with the original paper, this report is concerned primarily with the embankment itself although foundation and abutment treatment are considered essential elements of the embankment. After a brief chapter on failures and incidents of the past decade, chapters follow on field explorations, laboratory testing, embankment design, construction, field performance and instrumentation. A final chapter is included on special problems.

Although both authors are from North America, they have relied heavily upon their own personal experiences on projects throughout the world. In addition, they have utilized personal contacts with other consulting engineers and design firms as well as published literature.

With respect to the design of earth and rockfill dams, the "current state-of-the-art" is not so well established by the profession that it can be used as a reliable basis for designing a dam, and there is no assurance that the resulting design would lead to a safe structure. Simple "precedents" cannot be used blindly for sites with similar geologic conditions, because in contrast to man-made

construction materials, the enormous variety of materials which nature has created, including the "minor geologic details" (using Terzaghi's well known expression) may be vital from the standpoint of the safety of a dam and yet can easily be overlooked. The effect of each of these details must be considered and appropriate defensive measures incorporated into the design. Furthermore, there is no such thing as a "best" design and many alternate design details may serve equally well to assure the safety of the dam. If one were to engage several leading earth dam consultants to individually examine a particular problem, one might get a variety of different recommendations with widely divergent extremes.

## 2. FAILURES AND INCIDENTS OF PAST DECADE

### 2.1 Causes of Failures

The most important function of a dam is to impound water in a reservoir for flood control, recreation, or for controlled release for power generation or irrigation. The uncontrolled release of this stored water, which results when the embankment is breached, can inflict catastrophic damage on downstream property. The failure of Teton Dam in Idaho, USA, on June 5, 1976, resulted in downstream property damage on the order of 10 times the original project cost.

The most common causes of dams being breached appear to be (ASCE/USCOLD, 1975):

1. Internal erosion of fine-grained soils from either the embankment itself, its foundation or the abutments, and stability problems resulting from too high pore pressures and hydraulic gradients, particularly under the downstream part of the dam.
2. Overtopping of the dam or spillway resulting from unusual storms, improper operation of the spillway gates or inadequate spillway design.

A less common cause, but one of extreme concern, is the development of high pore pressures and possible liquefaction of saturated layers of loose granular materials, either in the foundation or in the embankment, during earthquakes. The result can be excessive settlement or deformation of the embankment. In addition, ground movement along active faults is a potential hazard.

#### 2.1.1 Examples of Failures by Piping or Internal Erosion

Teton Dam was a 90-m high embankment dam with a wide central core of compacted wind-blown silt, placed at 0.5-1.5% dry of optimum. On the two abutments, a 21-m deep cut off trench was excavated, having a bottom width of 10 m, and subsequently backfilled with core material. A grout cap was centered in the bottom of the cut off trench, and the hydraulic gradient across the cap at the section where failure occurred was approximately 25, assuming that reservoir water pressure could reach its upstream edge through the rock fissures. The failure of the dam was attributed by an independent panel (Chadwick, et al, 1976) to internal erosion of brittle and highly erodible soils in the immediate vicinity of the grout cap and across the entire width of the contact. The panel's report concluded that:

"The fundamental cause of failure may be regarded as a combination of geological factors and design decisions that, taken together, permitted the failure to develop. The principal geologic factors were (1) the numerous open joints in the abutment rocks, and (2) the scarcity of more suitable materials for the impervious zone of the dam than the highly erodible and brittle windblown soils. The design decisions included among others (1) complete dependence for seepage control on a combination of deep key trenches filled with windblown soils and a grout curtain; (2) selection of a geometrical configuration for the key trench that encouraged arching, cracking and hydraulic fracturing in the brittle and erodible backfill; (3) reliance on special compaction of the impervious materials as the only protection against piping and erosion of the material along and into the open joints, except some of the widest joints on the face of the abutments downstream of the key trench where concrete infilling was used; and (4) inadequate provisions for collection and safe discharge of seepage or leakage which inevitably would occur through the foundation rock and cutoff systems."

Irrespective of the actual mechanism of failure, the panel further stated that ".....measures should have been developed to render harmless whatever water did pass."

Fontenelle Dam, a 50-m high zoned earthfill dam in Wyoming, developed seepage at the right abutment as the reservoir reached capacity. The area was grouted and carefully observed. Several months later, the seepage had developed into a leak of 10-12 million gallons per day and washed out a hole in the downstream face of the dam that was 80 feet across, 150 feet high and 60 feet deep. The reservoir was drawn down rapidly by releases through both the spillway and irrigation canals so that the dam was not breached (Engineering News-Record, 1965).

On June 9, 1972, La Escondida Dam, San Luis Potosi, Mexico, an embankment of homogeneous type 10 m high, underwent destruction upon the first filling, due to severe internal erosion (piping) (Benassini and Casales, 1972). In about 12 hours, several sections were breached and about 50 large pipes through the section developed. No serious damage or loss of life were reported. Studies to determine the cause of this failure are not conclusive, although they point to a case of dispersive clays.

#### 2.1.2 Example of Failure by Overtopping

On the Pardo River, San Paulo, Brazil, two earth dams (Euclides da Cunha and Armando Salles de Oliveira) were overtopped and destroyed on January 19, 1977 (Water Power, 1977). An area of 250 km<sup>2</sup> downstream of the dams was inundated with considerable loss of property. It is reported that the 10,000 year flood developed in the basin.

Buffalo Creek Dam in West Virginia failed on February 26, 1972 by overtopping resulting from inadequate spillway capacity, and 118 people were killed. The dam was built from mine wastes.

#### 2.1.3 Example of Near Failure by Seismic Activity

On February 9, 1971 a strong earthquake (6.6 Richter) occurred with an epicenter about 8 miles northeast of Lower San Fernando Dam, California. The

embankment, with a height of 142 feet was originally constructed in 1921 as a semi-hydraulic fill. The earthquake caused the development, towards the end of the earthquake shaking, of very high pore pressures in an extensive zone of hydraulic fill near the base of the embankment and upstream of the clay core so that much of this soil was in a liquefied or very low strength condition. A comprehensive dynamic analysis of the failure has been described by Seed, et al (1975). Fortunately, the reservoir storage at the time of the event was only slightly more than half full so that no water overtopped the dam and no leaks developed. Had the reservoir been filled only several feet higher, a major catastrophe might have resulted in the densely populated downstream communities.

## 2.2 Inspection of Dams

A series of failures and near-failures of a number of dams in 1972 focused public concern on hazards posed by water storage dams. As a result, the Congress of the United States enacted on August 8, 1972 Public Law 92-367 authorizing the Chief of Engineers to undertake a national program of inspection of dams for the purpose of protecting human life and property. A National Dam Inventory compiled under the authority of this act contains data on approximately 49,000 dams in the United States (Willis, 1976), however the inspection provisions of the Act have not yet been fully implemented due to restricted funding.

The United States Committee on Large Dams (USCOLD) published in 1970 a "Model Law for State Supervision of Safety of Dams and Reservoirs". It is considered to be an excellent example of adequate legislation providing for state authority over dams and reservoirs. This USCOLD Model Law provides for the safety supervision of dams and reservoirs in all stages of design, construction, operation, maintenance, enlargement, modification, removal or abandonment.

The failure of Buffalo Creek Dam in 1972 is often cited as an example of a failure that quite probably could have been avoided had there been a detailed inspection and the faults in the dam corrected or else the use of the dam abandoned.

Following the failure of Teton Dam, the National Research Council's Assembly of Engineering appointed a Committee on the Safety of Dams, to review the U.S. Bureau of Reclamation's dam safety program (Safety of Dams, 1977). Their specific recommendations appear to be applicable to most agencies engaged in dam design, construction and surveillance, and are summarized below:

1. Establish responsibility for dam safety programs within a single office.
2. Provide ample funds for dam safety activities, especially landslide surveillance, examination of dams in high-risk locations, emergency preparedness, and geologic, seismologic and hydraulic data-gathering.
3. Install instruments to monitor the behavior of all major dams.
4. Make use of independent consultants.

## 3. FIELD EXPLORATIONS AND IN-SITU TESTING

### 3.1 General

For the design of earth and rockfill dams, extensive field investigations, laboratory studies and office studies are required. These are at first general in nature but then become more detailed as specific questions arise during the course of the studies.

During the preliminary design phase, data are accumulated for an evaluation of project feasibility at one or several sites and for an estimate of project costs. Once this phase is completed and the type and locations of the dam and appurtenant works selected, further and more detailed studies are necessary to complete design. These studies are designed to fill specific gaps in the information available on subsurface conditions and to define to a greater extent the engineering properties of the proposed embankment materials.

### 3.2 Geological and Foundation Investigations

As an initial step in this phase, all the available information concerning the proposed site or sites is obtained such as geologic, soil and topographic maps. These data are usually supplemented by aerial photographs from which more detailed topographic information can be obtained. Aerial photographs, particularly stereo-pairs, provide broad coverage of land forms, including landslides, surface drainage, rock and soil outcrops and major structural features such as folds or faults. Experience has shown that many of these features can be more readily identified from aerial photographs than from the ground. Increasing use is being made of side-scan sonar photos, and of landsat imagery, as well as of color photography and of special techniques such as infra-red and other filters.

From studies of the available information, programs of field work are planned which broaden or add to the existing knowledge of site conditions. Such field programs consist of a comprehensive field reconnaissance by engineers and engineering geologists and a scheme of subsurface explorations usually consisting of a series of drill holes. The drill holes are located for the most part within the limits of the embankment and in the areas of the spillways, powerhouse and other major works. However, other locations are often selected to provide specific information on such features as groundwater conditions, fault zones, buried channels and other features of a similar nature. Cone penetration tests (either static or dynamic) can give, depending on the nature of the soil, useful information and they are cheap and quickly performed.

At times, various devices, such as optical, photographic or television probes are inserted in the drill holes to examine the in-situ characteristics of the foundation rock, such as the orientation of fracture patterns and seams, soft zones, rock contacts and voids. An interesting example of the use of borehole and television devices at the Manicouagan 5 project in Canada was described by Baribeau (1967). These devices were used to examine the extent and the characteristics of numerous sand seams and widespread glacial rebound fractures in the rock underneath the main dam. Lundgren, et al (1968) summarizes the state-of-the-art of borehole cameras and television devices.

As design progresses, shafts, tunnels and trenches may also be excavated to permit more detailed examination of subsurface features. At El Infiernillo Dam

in Mexico, exploratory tunnels under the river were used subsequently for grouting and finally for drainage. Abutment adits were later converted to drainage galleries. Large-diameter calyx drill holes permit visual inspection of subsurface materials.

Geophysical surveys may be used to broaden the information obtained in the drill holes, tunnels, and shafts. These surveys help delineate the depth of overburden, zones of weathered rock and, in some cases, the quality of the rock, i.e., the intensity of jointing, fracturing and bedding. Geophysical programs may include refraction surveys as well as resistivity, interhole, uphole and sonic-logger surveys. Both P and S-wave velocity determinations are often made. The geophysical measurements of rock properties in-situ have been described by Wantland (1963).

Two procedures for obtaining the shear modulus of in-situ soils at large strains have been developed (Wilson, et al, 1977). One method is an impulse test which determines with closely spaced wave-form measurements the change in shear wave velocity both as a function of depth and strain. The other method is a back-calculation procedure which corrects assumed model properties until agreement is reached between the calculated and field-measured response. Shear reversal and signal enhancing techniques are used with conventional uphole geophysical surveys to enable more positive identification of first arrival times.

At Mossyrock Dam in Washington, geophysical soundings were made in a series of holes prior to excavation, after excavation, and several times during concreting and reservoir filling. The holes were located beneath the dam and were extended through the concrete to the foundation gallery.

Probably the most interesting aspect of the geophysical program at Mossyrock was the change of the amplitude of the micro-seismogram signal from one reading period to another. An increase in the amplitude of the wave indicates a closing of joints and fractures in the rock. By visually comparing changes in the amplitude, it was possible to qualitatively determine the effects of excavation, the dead load of the dam, and reservoir loading. As expected, the interpretation showed that, in general, joints and fractures opened during excavation and closed during subsequent loading. Indicated deformations, however, were not uniform but varied with rock type. In some instances, the observed amplitude changes indicated the opposite of the anticipated result. Much of the data collected during reservoir filling has not been evaluated as yet and none of the results have been published (Fucik, 1969).

The most important end result of all the geological investigations is the preparation of a geologic map that shows the character and distribution of the exposed surface materials in the project area, including rock outcrops and soil overburden, and the various structural features of the rock such as faults, folds and stratigraphy. The locations of springs and marshy areas are also carefully noted along with other significant items such as areas of existing or potential instability in the reservoir rim and the spillway and powerhouse areas. On the geologic sections, the depth to bedrock is outlined as well as the pertinent characteristics of the overburden and the rock.

### 3.3 Earthquake Hazards Investigations

The slide in the Lower San Fernando Dam during the earthquake of

February 9, 1971 focused attention on the problems of the safety of dams with respect to ground motion during earthquakes. These problems can be divided into two categories: 1) ground movement along a fault which crosses the axis of the dam; and 2) response of the dam and its foundation to ground motion resulting from an earthquake.

The essential elements of the field investigations necessary for an evaluation of the earthquake hazards are outlined in the following paragraphs:

#### 3.3.1 Evaluation of Regional Geology

The needed regional geology studies have already been described in paragraph 3.2.

#### 3.3.2 Location and Evaluation of Faults

Faults are located by literature review, reconnaissance and remote sensing analysis. In most parts of the world air photos, landsat images and Skylab photos are usually available. These are supplemented by side-scan sonar photos and aerial reconnaissance. Road cuts and rock outcrops often provide visual evidence of faults.

On the basis of all available information, field mapping is performed to locate all identifiable and suspect lineaments, with priority being given to faults that potentially might affect the damsite itself. To confirm the existence of faults, their characteristics and the amount of recent displacement, if any, requires trenching. Age dating may be performed using special techniques in specialized laboratories.

#### 3.3.3 Evaluation of Seismicity

The cataloging and plotting of historic seismic events may be based on locally available data as well as data on recent earthquakes from the U.S. National Geographic and Solar-Terrestrial Data Center in Boulder, Colorado.

Procedures for estimating the possibility of reservoir induced earthquakes are discussed in Section 8.5. This evaluation may require the assistance of a special consultant.

#### 3.3.4 Monitoring Program

It may be desirable to install and put into effect a monitoring program to detect ongoing crustal deformation and/or seismic activity within the project area. Installation of a micro-seismic network in an area of unknown micro-seismicity requires a coordinated and planned effort which takes into account network operational bases, instrument selection and logistical support. In some instances, one or two instruments only may be installed at specific locations for say three-month intervals, then shifted to new locations.

Geodetic monitoring with special emphasis on vertical measurements can only be considered as part of a long term monitoring program. This will require a first order triangulation grid around the dam site and reservoir area, supplemented by localized strain meters across active faults and numerous tilt meters.

### 3.4 Reservoir Studies

The Vaiont catastrophe in Italy (Kiersch, 1964) and other failures such as the Baldwin Hills failure in California (Jessup, 1964 and Casagrande, Wilson and Schwantes, 1972) have drawn increased attention to the hazards inherent in the instability of reservoir slopes and bottoms. It is presently recognized that geologic investigations plus geotechnical studies must be devoted to an assessment of the geologic features observed in the reservoir rim and how they may react or otherwise change as a result of filling the reservoir.

Since the Vaiont landslide, other instances have occurred wherein reservoir filling has triggered mass movement in the reservoir slopes. Both Breth (1967) and Lauffer, et al (1967) describe the movements of a large mass of material into the reservoir of Gepatsch dam during the first, and subsequent periods of reservoir filling. Involved was about 20 million m<sup>3</sup> of material over a length of about 1000m, composed of moraine and talus materials. As noted by Lauffer, et al, extensive explorations were conducted, including drill holes, seismic surveys and the excavation of tunnels. Analytical and model studies were conducted, the latter to evaluate the effect of rapid failure on the generation of flood waves in the reservoir. The studies revealed that the movements were triggered by uplift hydrostatic pressures, but that catastrophic movements were unlikely because the movements toward the reservoir tended to restore equilibrium.

Mizukoshi, et al (1967) discusses the extensive geologic studies conducted on some reservoir banks in Japan. They attribute much of the existing instability to the extensive cracking and consequent loosening of the bedrock in the reservoir from prior tectonic movements and the formation of deeply eroded valleys at the toes of the slopes. All these features combined with heavy rainfalls, earthquakes and submergence tended to result in slope movements.

Pre-existing landslides are likely to be reactivated by reservoir filling and drawdown. Numerous such examples occurred along the reservoir rim upstream from Santa Rosa Dam in Mexico on relatively gentle slopes of volcanic tuffs and rhyolites. Installation of precise horizontal extensometers across the upper scarp permitted continuous monitoring of the rate of movement. Movements gradually diminished with repeated filling of the reservoir (Marsal, 1969) and no corrective treatment is presently contemplated.

Various governmental agencies in the United States have taken positive steps to prevent a catastrophe similar to that at Vaiont. The California law in 1965 was strengthened to require that special attention be paid to the margins of reservoirs (Jansen, 1967). The Bureau of Reclamation has adopted a program aimed at decreasing the possibility of destructive landslides in reservoirs. At existing reservoirs, the program calls for field officials at dams to examine reservoir rims in potential slide areas when they have been subjected to abnormal conditions, such as unusually heavy rains or an exceptionally long rainy season, heavy spring runoff, rapid drawdown or long continued wave action. At new reservoirs, and as reservoir filling commences, periodic examinations are made, which are continued through at least the first several seasons of filling and drawdown until at least the maximum water level and the critical drawdown have been experienced (Dominy, 1967).

At Libby Dam in Montana, a rock wedge slide developed on the left abutment above the dam during construction (Hamel, 1976) and concern was

expressed over the stability of several similar rock ridges immediately upstream and above the reservoir. Model tests indicated that if the rock masses failed, the resulting waves would overtop the dam. Accordingly a rockfill buttress was placed against the lower portion of the hillside, and a comprehensive set of instrumentation installed to detect any downhill creep or slippage along bedding planes. No slippage was detected either during first filling or subsequently for the next four years.

Another problem associated with reservoirs is the effect of the first filling, and also subsequent operation, on the stability of the foundations for and the embankments of newly relocated highways and railroads. This has been an especially severe problem in connection with relocations around the reservoirs of the Columbia River dams in Washington, USA, where there are thick deposits of talus and wind-blown silts and sands that are loose and have never been saturated. Around the John Day Dam, where approximately 175 miles of relocations were required, particular attention was paid by the Corps of Engineers to excavation of loose foundation materials and to compaction control of embankments. The resulting performance has been excellent with only modest settlements (of the order of several inches) and no major landslides.

### 3.5 Groundwater Investigations

The nature of the groundwater, i.e., whether it is normal, perched or artesian and the variation of one form to another in the reservoir, foundations and abutments is important in design. For example, whether the groundwater observed in the abutments is perched or normal is significant with respect to the characteristics of seepage in and around the abutments. The rise in groundwater table away from the river is significant with respect to potential leakage from the future reservoir. In addition, the stability of abutment slopes and potential settlements of foundations upon first filling are directly related to the position and nature of the existing groundwater table. Changes as a result of first filling are also important to consider, such as the effects of an upward readjustment of the regional groundwater table on the stability of reservoir slopes.

Groundwater observations are made during the drilling operations as well as afterwards. The degree of permeability of bedrock formations and other deposits is often obtained in a qualitative sense from pumping tests or from bail-out tests wherein the drill hole is bailed out and the rate at which the water level returns to a static condition observed. In addition, observations of the groundwater level in a number of piezometers placed correctly in drill holes are usually made over a period of time to record fluctuations with the seasons or to observe relationships with the rise and fall of river levels.

Contours of the groundwater levels may be drawn which reveal the characteristics of flow toward the valley. At times such contours may reveal subsurface anomalies caused, for example, by faults or by intrusive bodies. In other instances, the characteristics of groundwater seepage can be investigated by the use of electrolytes or radioactive isotopes. In some cases sensitive velocity meters are lowered down the hole to detect zones and directions of inflow and outflow.

### 3.6 Borrow Explorations

Investigations in borrow areas are undertaken to determine the quality and

quantity of the available materials. Routine procedures of investigation usually include: 1) trenches excavated by bulldozers, 2) pits opened by pick and shovel, backhoe or dragline, and 3) drill holes, sometimes of large diameter bored with bucket augers or even dug by hand, supplemented by geophysical surveys. From these explorations, samples are obtained for laboratory and/or field testing.

Field identification of the materials obtained or exposed is systematically performed and the depth and thickness of strata measured, in order to know the type of soils and their distribution in the borrow areas. Upon this information and the geometrical characteristics of the embankment, the most suitable borrow areas are selected. Furthermore, based on index properties of the soils (Atterberg limits for fine-grained and gradations for coarse-grained), decisions are made about the most convenient way to exploit the borrow area (by layers or by cuts) and representative samples are secured for testing. These samples should be carefully chosen so as to obtain ranges of the mechanical properties of the materials in question. For fine-grained soils, determinations of the natural water content for comparison with the optimum water content for compaction, is of great importance. In wet climates, the difficulties connected with drying out borrow materials that are too wet can increase costs and time appreciably. For the coarse-grained materials, either alluvial deposits or rockfills obtained with explosives, the gradation and the soundness of particles are the significant characteristics to be considered. O'Neill and Nutting (1963) describe the extensive borrow investigations that were undertaken for Oroville Dam, California, USA.

### 3.7 Field Tests

#### 3.7.1 General

Field tests provide a means of obtaining more reliable information than can be obtained from laboratory tests, either because of the size or mass of the sample to be tested or because, from a technical standpoint, field tests afford the only satisfactory means of obtaining the required data. Examples of the latter are pumping tests in alluvium, grouting tests, quarry blasting, and large scale shear tests on bedded materials (such as clay shales or bedrock with weak layers of shale, lignite or mylonite). Of equal importance, field tests provide contractors with useful pre-bid information.

#### 3.7.2 Tests on Embankment Materials

In some instances, direct shear tests are conducted on shell materials in the field when the materials are composed of pieces which are too large from a practical standpoint to test in the laboratory. At Muddy Run Dam, the shear strength parameters of the various shell materials were determined in a shear box with plan dimensions of 7.5 x 7.5 feet and a height of 2.8 feet. The test materials were composed of fragments of mica schist, weathered to different degrees and consisting of various shapes and gradations. With the application of the normal loads, measurements were also made of percent compression for an evaluation of material compressibility (Wilson and Marano, 1968). A similar type of test was conducted at Lewis Smith Dam on compacted broken sandstone, although in this instance, the dimensions of the shear box were 6 x 6 x 3 feet (Sowers and Gore, 1961). An interesting method of determining the angle of shearing resistance of rockfill composed of very large pieces of rock (40 to 60 cm) was reported by Kany and Becker (1967). In this approach the rockfill to be

tested was placed in a circular-shaped embankment with a diameter in the order of 25m and a height of 3.5m. In the center of the fill, a cylindrical enclosure was constructed using four concrete wall segments, each 3m in height. In performing the test, the four segments were forced apart, developing passive pressures in the fill. On the basis of a passive pressure relationship derived from a laboratory model the angle of shearing resistance of the fill materials was calculated.

In some instances the permeability of the embankment materials is also determined in large scale field tests (Sowers and Gore, 1961).

For high embankment dams the in-site determination of the modulus of compressibility of the materials comprising the various zones is of importance in predicting the total settlement and the differential movement between interfaces. Moreno (1978) describes a confined plate loading test in which an outer rigid plate 2.4m in diameter is first loaded to 1 kg/cm<sup>2</sup>, following which a central 0.8m diameter plate is loaded in increments up to 4.0 kg/cm<sup>2</sup>. The results are in good agreement with field measurements of compressibility determined by telescoping inclinometer casings.

#### 3.7.3 Tests on Materials In-Situ

The in-situ shear strength of foundation materials is often obtained from field tests, particularly when the material exhibits preferred planes or zones of weakness, such as interbedded rock with layers or seams of shale, lignite or mylonite or, similarly, on bedded materials such as clay shales. To name a few, direct shear tests on rock with lignite seams (Schultze, 1957) and with shale seams (Pigot and Mackenzie, 1964) have been described in the literature. On overconsolidated clays, free from slickensides and/or fractures, reliable laboratory (triaxial) tests can be performed. The inadequacy of laboratory tests in properly revealing the shear strength characteristics of clay shales and overconsolidated clays with slickensides have been frequently noted in the literature by engineers of the PFRA, Canada (Peterson, 1968) and (Ringheim, 1964), although in this instance, greater reliance is placed on the shear strength computed from existing slopes, cuts and slides rather than on field shear tests per se.

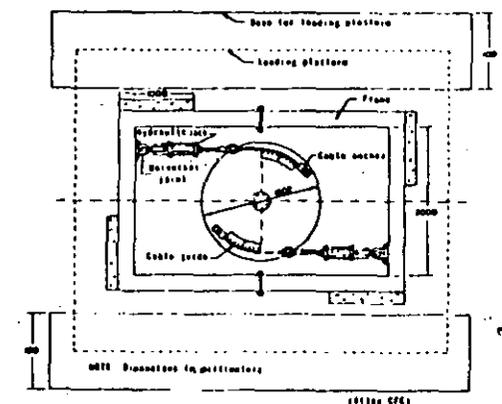


Fig. 1 Large-Diameter Torsion Shear Device

DESIGN AND CONSTRUCTION

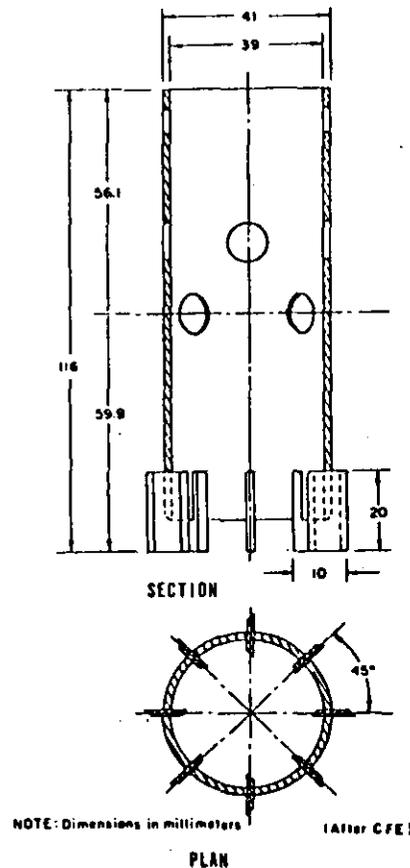


Fig. 2 High-Strength Vane Shear Device

Torsion vane shear tests are also useful in the determination of in-situ shear strength properties of soils and weak rocks. Wilson and Marano (1968) describe a torsion shear device (12-in dia.) used to obtain the angle of shearing resistance of a mica schist formation underlying the Muddy Run embankment. A much larger device (6 ft. dia.) has been developed in Mexico by the CFE, (Marsal, et al, 1965) to measure the shear strength of bentonitic and layered clay deposits, Fig. 1. Where sampling disturbance may adversely affect the results of laboratory strength tests on clay, field vane shear tests have proved useful. Marsal (1969) describes a high-strength vane shear device developed by the CFE to investigate the in-situ shear strength of volcanic tuffs and stiff bentonitic clays (Fig. 2). This device has been used successfully in such materials having shear strengths of up to 10 kg per cm<sup>2</sup>.

Vane shear devices may also be valuable as a means for construction control. Esmiol (1967) describes the use of vane shear equipment in controlling the rate of construction of the 35 foot high Willard earthfill dam in Utah.

Horizontal jack tests may be used to evaluate bearing capacity and stress-deformation characteristics of glacial tills and slightly cemented sands and gravels. Such tests provide useful information at minimum expense.

Determination of the foundation modulus of elasticity is not customarily made in connection with the design of earth or rockfill dams. Newer techniques, when required, include the use of the Goodman Borehole Jack (Goodman, et al, 1968), the Menard Pressure Meter (Gibson and Anderson, 1961), the borehole dilatometer developed by Rocha of Portugal, pressure chamber tests (Monahan and Sibley, 1965), stress-relief tests using over-coring techniques, and flat-jack tests. The flat-jack modulus tests conducted at Reza Shah Kahir Project in Iran are unusual in that an area 3 m x 1.5 m (approximately 45 ft<sup>2</sup>) is tested. The slot was cut by means of a conventional diamond rock-cutting disk, 1 meter in diameter. The disk is mounted on a guide that follows a previously drilled hole. In this way, depths in excess of the disk diameter may be cut. Cuts are made adjacent to each other to the total width desired (Fucik, 1969).

The determination of the shear modulus of the foundation materials underlying a dam may be required in connection with the response analysis for seismic loads. Wilson, et al (1978), describe an in-situ impulse test for the determination of the shear modulus with depth at various strain levels.

3.7.4 Field Permeability Tests

Field permeability tests are conducted at many sites, particularly if the dam is underlain by pervious, coarse-grained alluvium, composed of a wide range of particle sizes. In these deposits, a representative sample for laboratory testing cannot be obtained by any practical means, but just as important, sampling invariably alters the natural structure and porosity of the deposit, thereby masking the true value of the permeability. Pumping tests are most often used to determine the in-situ permeability characteristics of deep, pervious, valley fills. Lang (1966) described various pumping test methods for determining the permeability characteristics of aquifers. In a companion paper, the field determination of permeability by the infiltration tests (pump-in test) was discussed by Schmid (1966).

Newly developed electrical piezometers are now available which permit continuous, precise measurement of drawdown data during pumping tests (Bumala, 1977). They were used to advantage by the U.S. Bureau of Reclamation during post-failure hydraulic fracture tests on Teton Dam.

Data from these tests are used to estimate losses and to design seepage control measures, such as grout curtains, drain holes and various others. To provide data for the same purposes, pressure testing of drill-holes in bedrock is often done. In this test, a rod and packer assembly is lowered into a drill hole to a predetermined depth. Water is pumped in until the desired pressure is indicated on the pressure gage. After the desired pressure is reached, pumping is continued for a given time, usually about 15 minutes. At the end of this time, the quantity of water pumped into the hole is recorded from a flow meter. Successive tests at different depths permit a graphical plot to be developed

which shows water loss in gallons per minute or in Lugeon Units at different levels in the drill hole.

In accordance with the U.S. Corps of Engineers practice, the gage pressure at any depth should not exceed one pound per foot of depth of the packer and in no case should the pressure exceed a maximum of 100 lbs. per sq. in. (Corps of Engineers, 1966), in order to prevent the opening of existing fractures or creating new ones by the test.

Other field tests may be programmed to arrive at the selection or adequacy of proposed design or construction procedures: these may include such field tests as grouting, quarry blastings, rock ripability tests, methods of densification, i.e., vibroflotation or blasting, and test fills and test embankments.

### 3.7.5 Test Fills

Test fills of embankment materials are increasingly being used as an important phase of the design studies. They reveal the best procedures for the placement and compaction of the materials as well as the resultant characteristics of the completed fill for the various procedures that are used. Fig. 3 shows the layout of one of the test fills constructed at Carters Dam in

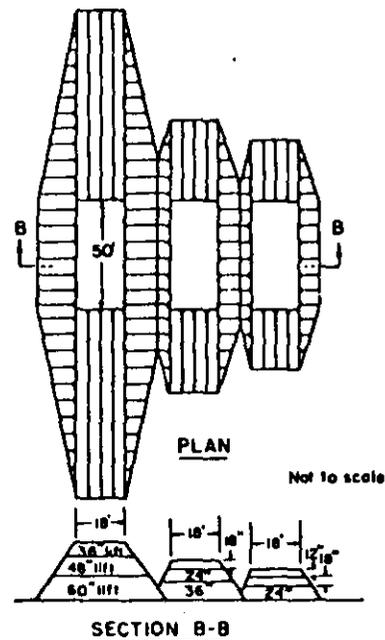


Fig. 3 Plan and Section of Rockfill Test Section, Carters Dam, U.S.A.

Georgia and the thickness of the layers compacted with a 5-ton and 10-ton vibratory roller. The settlement of the various lifts was determined by taking level readings before and after compaction on numerous points on the surface of the fill, identified by spray paint. The resulting data (Fig. 4) shows the effectiveness of the two rollers for varying lift thicknesses and number of passes of the compactors. In addition, the trenches that were excavated in the test fills provided valuable information on the character of the compacted materials (Robeson and Crisp, 1966).

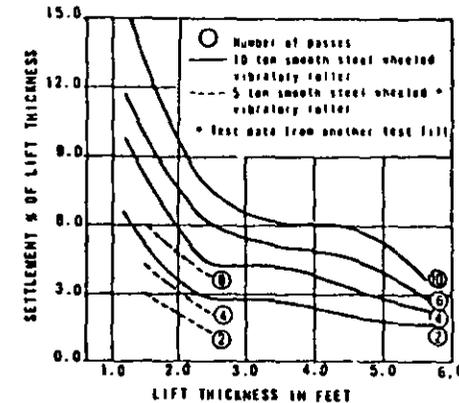


Fig. 4 Settlement Versus Lift Thickness in Rockfill Test Section, Carters Dam, U.S.A.

Hammer and Torrey (1973) summarize the U.S. Army Corps of Engineers experiences with test fills for rockfill dams.

Recently, test fills have been constructed to determine the mechanical properties of materials as placed in the embankment, that means, according to the specifications for compacting the materials and the equipment to be used during construction. For instance, for Chicoasen Dam, Mexico (Marsal, 1977), test fills made of clay-gravel mixtures for the core and quarry-run material for the shells are being used to perform horizontal permeability and plate-bearing tests. These trial embankments are also instrumented to measure stresses and strains developed during the compaction.

### 3.7.6 Test Embankments

In some instances, test embankments may be constructed to provide information on the behavior of both the embankments and the foundation as a result of the imposed loads. At the site of Shellmouth Dam, a test embankment was constructed to provide a means of checking the design assumptions for the main embankment: it was about 250 x 850 feet in plan with a height of about 50 feet. The embankment was underlain by a deposit of medium plastic clay some 50 feet in thickness. Instrumentation consisted of horizontal movement gages, slope indicators, settlement markers and piezometers (Rivard and Kohuska, 1965).

An underwater embankment at Plover Cove Dam, Hong Kong (Guilford and Chan, 1969) provided valuable information on the underwater performance of an impervious core of decomposed granite.

#### 4. LABORATORY TESTING

##### 4.1 General

The art of laboratory testing is well described in the literature and, hence, no attempt will be made in this paper to describe test procedures or the effects of test procedures, sample preparation and the like on the physical properties or behavior of the tested materials. The discussion will review present practice of testing materials for use in embankments, including use of new apparatus but excluding discussion of such tests as Atterberg limits, mechanical analyses and others which are often of a routine nature.

Laboratory tests provide specific information on the properties of materials in order to evaluate their behavior under the loading and seepage conditions occurring during the life of the project. As noted by the Joint ASCE-USCOLD Committee on Current United States Practice in the Design and Construction of Arch Dams, Embankment Dams, and Concrete Gravity Dams (1967) the determination of the strength of embankment and foundation materials, and their variation with time is a vital, yet often difficult, aspect of embankment dam design. For cohesive soils particularly, the rate of deformation can be of significant influence on the shear strength parameters, especially for long term stability. At the present time, the shear strength of materials is usually determined by triaxial tests made under three different modes of load application and sample drainage. These are: (a) the consolidated-undrained (R) test; (b) the unconsolidated-undrained (Q) test; and (c) the drained (S) test. The latter test can also be conducted in the direct shear apparatus. The drained shear strength parameters of a sample can also be interpreted from a triaxial R test, wherein the pore pressures developed during an R test are measured. Normally, in both the S test and the R test on compacted soils, a back-pressure is applied to the porewater at some time in the consolidation phase of the test in order to achieve saturation of the sample prior to the application of the stress difference,  $\sigma_1 - \sigma_3$ . Lowe (1960) describes the application of anisotropically consolidated triaxial test data to the design of embankment slopes.

##### 4.2 Cohesive Soils

Within the last decade extensive studies have been made of the factors which influence the shear strength characteristics of compacted cohesive soils. The effects of molding water content, method of compaction, density and structure on shear strength and, in addition, pore pressures were investigated and discussed by Seed, et al, (1960). Further comprehensive studies on the stress-deformation and strength characteristics of compacted clays were undertaken at Harvard University (1960-1964) in a research project sponsored by the U.S. Waterways Experiment Station. The studies, besides including the effects on shear strength of the factors mentioned, also considered the effects of time of loading. The studies were made under the direction of A. Casagrande by associates, R. C. Hirschfeld and S. J. Poulos and reported in Harvard Soil Mechanics Series 61, 65, 70 and 74.

As a result of the Harvard studies the following tentative conclusions were derived concerning strength testing for practical applications in the design of

embankments. It may be noted that the use of the various types of strength parameters, discussed below, are in general agreement with current practice in the United States as reported by the Joint ASCE-USCOLD Committee on Current Practice (1967).

##### 4.2.1 Strength of Compacted Clay for End of Construction Condition

For stability analysis on the basis of total stress the results from Q tests should be used provided certain requirements of testing are met. The requirements basically include checking on the influence of time of loading on shear strength, paying special attention to the control of leakage in long-term tests, performance of tests at constant temperature, and protection against vibrations. At the end of the test, the water content of the middle two-thirds portion of the specimen should be determined and correlated with the measured strength.

For stability analysis on the basis of measured pore pressures in the fill, usually the use of an S strength envelope will be slightly on the conservative side. Either triaxial or direct shear S tests may be used.

##### 4.2.2 Strength of Compacted Clay for Long-Term Steady Seepage Condition

For an effective stress analysis the results of S tests should be employed. Although either triaxial or direct shear S tests may be used, the stress-controlled consolidated cell-test is often preferred because the results are often more reliable. In either case certain requirements must be met as follow:

If it is desired to correlate accurately the strength with the void ratio it is necessary to effect 100 percent saturation by means of a back pressure. In addition, the water content at the end of the test should be determined as mentioned above and correlated with the measured strength. If direct shear S tests are used, one should use thin large-diameter specimens, and in lieu of a confining perimeter wall, one should use a thin rubber membrane which is stretched over the sides of the discs, bridging across the edge of the specimen. The vertical dial readings should be accurately observed in such tests, preferably with more than one vertical dial so that any tilting will be noticed. In all long-term tests, care should be taken that metal parts of the apparatus are not in contact with the specimens.

##### 4.2.3 Strength of Compacted Clay for Rapid Drawdown Condition

For stability analysis the R or R envelope should be used together with a total or effective stress analysis, respectively, from R or R tests. Test requirements are similar to those outlined in Section 4.2.1 and in addition, a sufficient back pressure should be used to effect 100 percent saturation. During the consolidation phase of the test, ample time should be allowed for the completion of primary consolidation. Of additional importance, the pore pressure measuring system should consist of thin porous discs and of tubing of minimum diameter.

In addition to these recommendations, a comprehensive discussion was made in the various series noted above, of areas requiring additional research.

#### 4.2.4 Special Tests

For predicting the states of stress and strain within the embankment during the first filling and during subsequent water load conditions, the stress-path method of performing triaxial tests (Lambe, 1967) may be required in order to obtain the parameters needed for the numerical analyses (e.g., PEM). Although promising, this way of duplicating actual stress conditions in the earth structure will demand further laboratory research guided by observations of embankment performance.

#### 4.3 Granular Materials

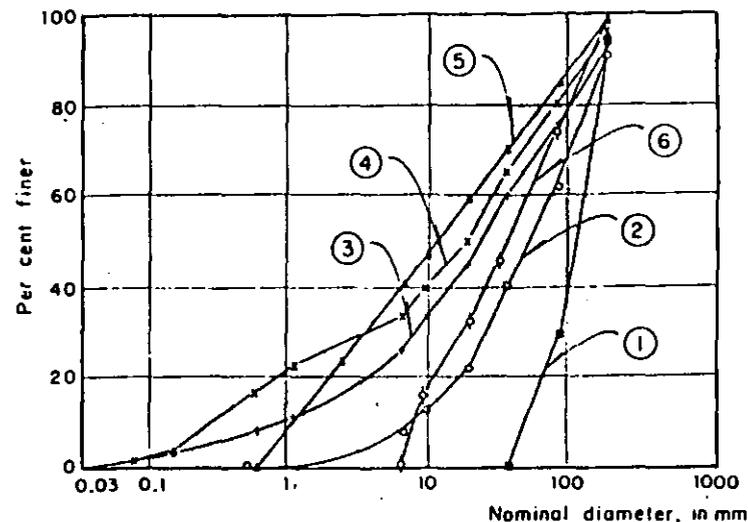
The study of the strength and deformation characteristics of gravel and rockfill materials under high confining pressures has progressed substantially in the past decade. In the United States research on these characteristics has been accomplished by both the Bureau of Reclamation (Holtz and Gibbs, 1956), the U.S. Corps of Engineers (Leslie, 1963; South Pacific Division, 1975), and other governmental agencies, such as the Department of Water Resources, State of California, which has sponsored the research done more recently by the University of California under the guidance of Professor Harry B. Seed. The results of this experimental work that comprised the determination of strength and deformation characteristics of several rockfills and the scale effects on these properties, were reported by Marachi, et al (1969) and Becker, et al (1972). Outside the United States, extensive research on the behavior of granular materials has been accomplished, among others, by the Federal Commission of Electricity and the Institute of Engineering, UNAM, under the direction of Professor Raul J. Marsal (1965, 1973 and 1977). In both the Universities of Mexico and California, and recently in the University of Tokyo (1974), rockfill facilities have been developed to test large specimens of granular materials under triaxial compression and extension, plane strain and one-dimensional compression. The experimental results available as well as the relationships found between mechanical properties and gradation, void ratio and grain breakage, among the significant parameters, substantiate the classification of granular materials and the presentation of their approximate values of shear strength and compressibility as given herein. This information is only applicable to rockfill and gravels that do not contain plastic fines. Recently a research on the mechanical characteristics of rockfill-soil mixtures has been undertaken at the Institute of Engineering, UNAM (Marsal and Fuentes, 1976).

##### 4.3.1 Gradation

One of the most conspicuous variables of granular media is undoubtedly their gradation. The range of materials tested as well as some of the gradation curves are shown in Fig. 5; of these materials, twelve are quarry products with fragments smaller than 20 cm and two are samples of alluvial deposits; the granitic gneiss, from Mica, gradation Y, is a uniform rockfill and the conglomerate from Malpaso developed into a widely graded material upon quarrying, hauling and placement.

##### 4.3.2 Compaction

Minimum and maximum void ratios ( $e_u$  and  $e_s$ , respectively) were determined, placing the materials in layers 25 cm-thick inside a steel cylinder 113 cm-diameter and 80 cm-high. For the densest state, each layer was



- 1 Granitic gneiss from Mica, grad Y
- 2 Silicified conglomerate from El Infiernillo
- 3 Malpaso conglomerate
- 4 Sand and gravel from Pinzandaran
- 5 San Francisco basalt, grad 2
- 6 Phyllite from Chivor, grad A

Fig. 5. Gradation Curves of Some of the Tested Materials

subjected to the action of a 150 kg vibratory plate that generates 1 ton impacts at a rate of 50 cps, during 10 min. The loose state was attained by pouring the material with a shovel. Fig. 6 presents the results of the determinations in terms of the corresponding coefficient of uniformity,  $C_u$ . Both  $e_u$  and  $e_s$  values define approximate curves which tend to  $e_u = 0.26$  and  $e_s = 0.45$  for  $C_u > 25$ . The void ratios  $e_u$  and  $e_s$  increase notably for  $1 < C_u < 25$ , reaching maximum values of 0.70 and 0.85, respectively. Discrepancies and scattering of the results reveal the influence of other variables, such as grain shape and deviations in the granulometric composition not taken into account by the coefficient  $C_u$ .

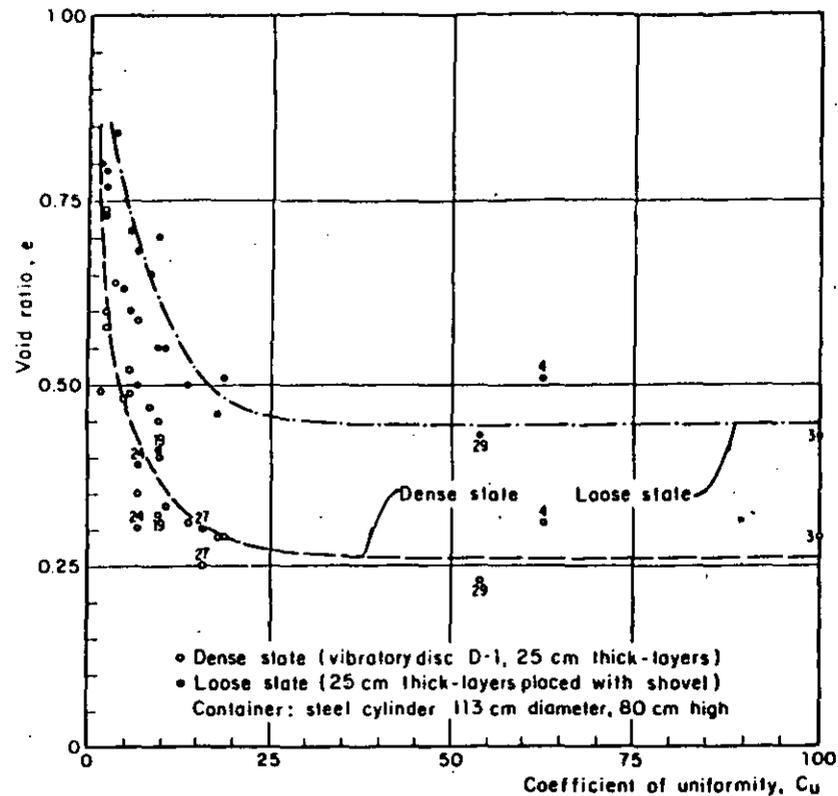


Fig. 6 Void Ratios for Dense and Loose States of Several Rockfills in Terms of Coefficient of Uniformity

#### 4.3.3 Soundness Tests

Testing of rockfill samples disclosed that grain breakage has a significant effect on the behavior of coarse granular media. It was shown that this fragmentation process was associated with 1) the gradation, 2) the level and state of stresses, and 3) the mechanical characteristics of the grains. To evaluate the soundness of the grains, tests normally applied to concrete aggregates were used, namely: water absorption, Los Angeles abrasion and chemical weathering (ASTM, C-88). The results obtained with different materials are presented in Fig. 7. Although this information was not very conclusive, it indicates that water absorption and Los Angeles abrasion can be used for classification purposes, whereas the chemical weathering data is not of much help.

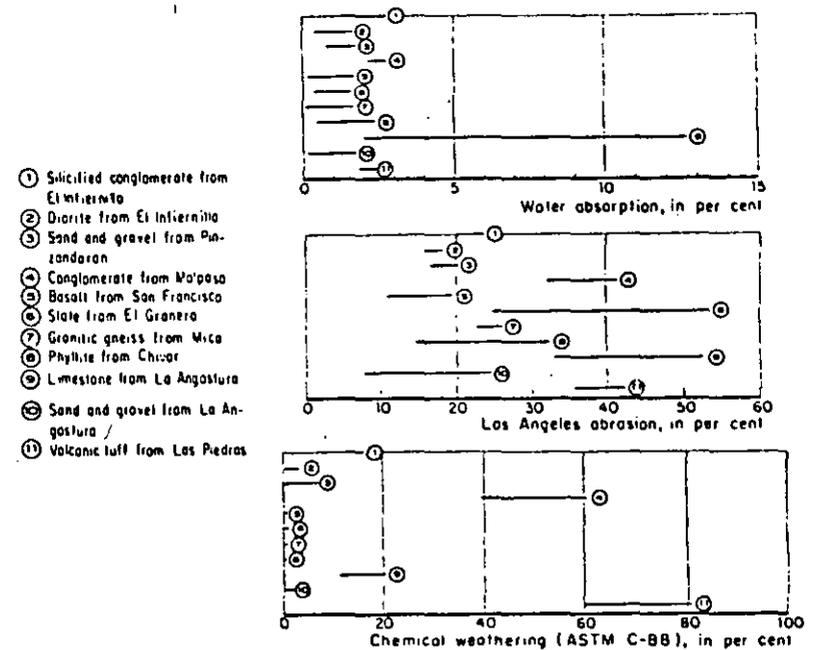


Fig. 7 Results of Water Absorption, Abrasion and Chemical Weathering Tests

#### 4.3.4 Crushing Strength of Grains

To provide a more reliable means of evaluating the soundness of grains, a very simple device was developed in order to determine the load  $P_c$  that causes grain breakage under stress conditions similar to those prevailing in a rockfill mass. To take into account the influence of particle size upon breaking, rock fragments or gravels with nominal diameters ranging from 2 to 10 cm were tested in the dry state or submerged in water. The data shown in Fig. 8, drawn upon logarithmic paper, are the mean values obtained after 10 tests in each case, the standard deviation varying from 0.15 to 0.50. The average crushing load ( $P_c$ ) in terms of the mean diameter ( $d_m$ ) varies according at a parabolic function ( $P_c^m = \eta d_m^\lambda$ ; where  $\lambda$  ranges from 1.2 to 2.2 and  $\eta$  is a coefficient in the interval 20<sup>m</sup> to 150).<sup>m</sup> In general, the dry specimens show a higher crushing strength than the submerged samples.

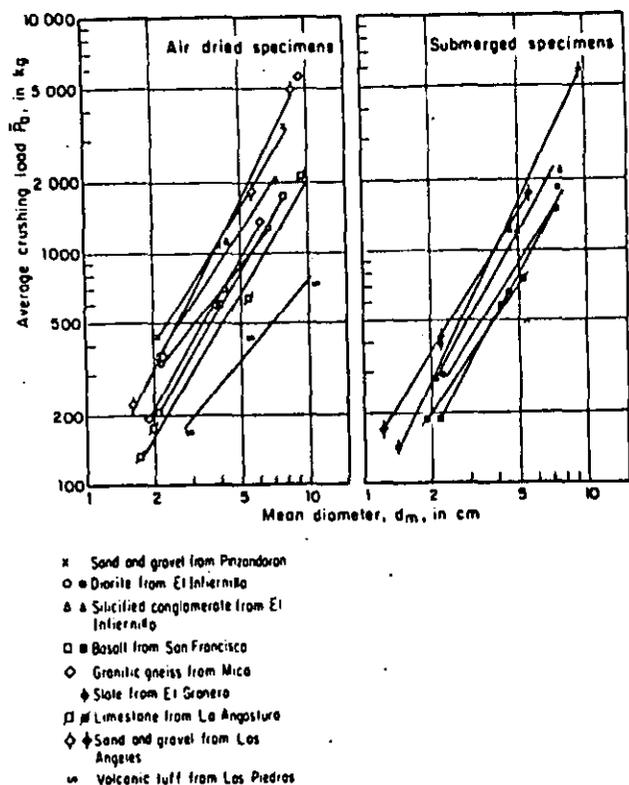


Fig. 8 Crushing Strength vs. Mean Diameter of Several Types of Rock Particles

4.3.5 Grain Breakage

A parameter designated  $B_g$  based on the initial and final gradations of granular mass that was subjected to a given state and level of stresses, was adopted to measure the grain breakage undergone upon testing. Fig. 9 illustrates the procedure used to compute parameter  $B_g$ , sum of the positive differences ( $\Delta W_k$ ) between initial ( $W_{ki}$ ) and final ( $W_{kf}$ ) retained weights. This approximate computation of the percentages by weight of the grains which undergo breakage during testing has shown a significant bearing on the shear strength and, particularly, on the compressibility of coarse granular media.

4.3.6 Classification of Rockfills

The analysis of the results of soundness tests together with those of shear strength and compressibility of a number of rockfill materials was used to develop Table I. By reference to the water absorption, Los Angeles abrasion and

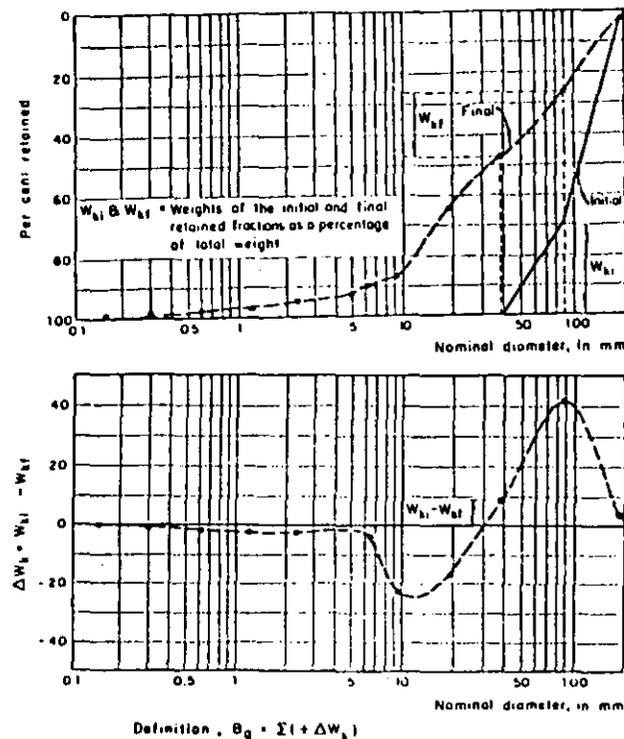


Fig. 9 Determination of Grain Breakage Parameter,  $B_g$ .

TABLE I  
ROCKFILL CLASSIFICATION

Material	$F_{20}$ for $d_s = 20$ (kg)	Water absorption (%)	Los Angeles abrasion (%)	Gradation	$C_u$	Type of Rockfill (*)
Hard grains (San Francisco basalt, gravel from Puzosaron)	> 1,000	1 - 2.5	10 - 15	Uniform	1 - 5	1U
				Well-graded	> 35	1W
Medium hard grains (Granitic gneiss from Mica, El Infernillo diorite)	500 - 1,000	1 - 2.5	15 - 35	Uniform	1 - 5	2U
				Well-graded	> 25	2W
Soft grains (La Angostura limestone, Schist from Mica, volcanic tuff from Los Piedras)	< 500	2.5 - 15	> 25	Uniform	1 - 5	3U
				Well-graded	> 25	3W

(\*) Notation:

1 - hard  
2 - semi-hard  
3 - soft

U - Uniform  
W - Well Graded

crushing strength values, the component grains are classified hard, semi-hard or soft; the intervals suggested in Table I enable one to classify three types of rockfill (1, 2 and 3). Another basic parameter is the coefficient of uniformity ( $C_u$ ), adopted to define two typical intervals:  $1 < C_u < 5$  and  $C_u > 15$ . The first includes uniform rockfills (U) and the second well-graded materials (W). The region  $5 < C_u < 15$  remains unclassified and belongs to rockfills with properties intermediate between U and W. Table I was designed as a guide to the classification of coarse granular materials, making use of the correlations established further.

4.3.7 Grain Breakage vs. Stress Level

In Fig. 10 the values of parameter  $B_g$  and the effective octahedral stress  $\bar{\sigma}_{oc}$  of uniform and well-graded rockfills placed with a degree of compaction of 80 percent or greater, are represented; these  $B_g$  and  $\bar{\sigma}_{oc}$  values were derived from triaxial and one-dimensional compression tests. Taking into account the soundness of the grains (Table I), curves 1W, 2W and 3W (Fig. 10, upper) and for 1U, 2U and 3U (Fig. 10, lower) were drawn. The materials tested are listed on the right side of the figure.

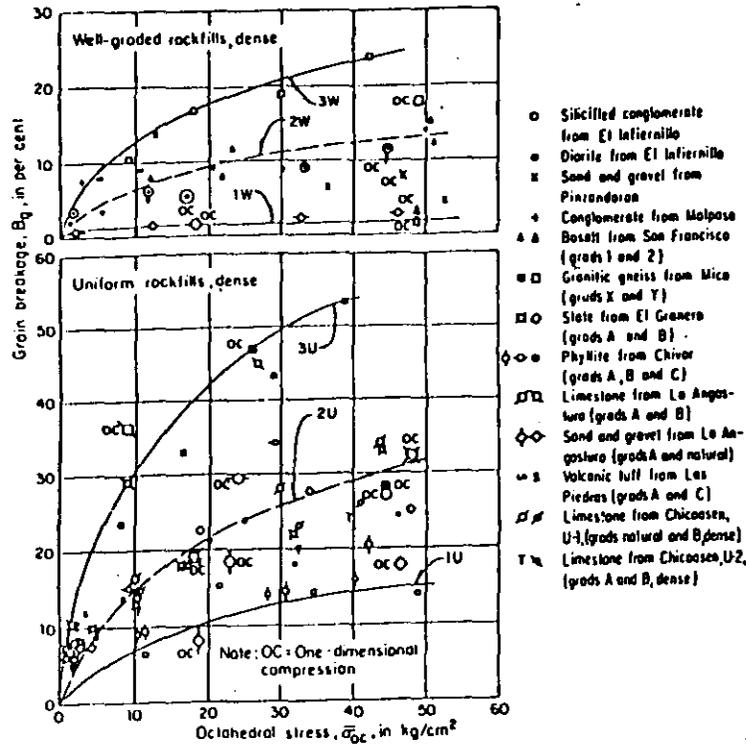


Fig. 10 Grain Breakage vs. Stress Level in Triaxial Compression and One-Dimensional Compression

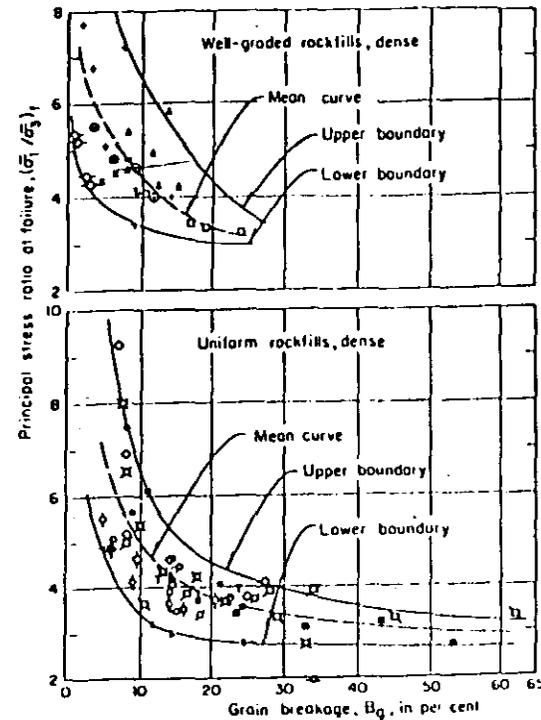


Fig. 11 Principal Stress Ratio vs. Grain Breakage, Triaxial Compression Tests

This experimental correlation gives the value for grain breakage ( $B_g$ ), to be estimated after 1) an evaluation of the stress level to which the rockfill will be subjected and 2) its classification based on the results of water absorption, Los Angeles abrasion and crushing strength tests.

4.3.8 Shear Strength

A correlation exists between the grain breakage ( $B_g$ ) and the effective principal stress ratio at failure ( $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$ ), as the two groups of curves in Fig. 11 show. Symbols for different rockfills are those used in Fig. 10. The points ( $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$ ) vs.  $B_g$  define two boundaries and a mean curve, so that it is possible to work with intervals of strength and the most likely value in computations. It should be noted that dispersion of points is high for both types U and W, when  $B_g$  is lower than 10 percent, reflecting either low stress levels or, alternatively, materials composed of hard grains (Table I). However, in both uniform (U) and well-graded (W) rockfills, the ratio ( $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$ ) tends to approach values of 3 for  $B_g$  greater than 20 percent; according to Fig. 10, this condition only occurs in materials of type 3W for  $\bar{\sigma}_{oc} > 30 \text{ kg/cm}^2$ , and in those comprised between 2U and 3U curves for  $\bar{\sigma}_{oc} > 5 \text{ kg/cm}^2$ . Thus, the angle  $\phi_o$  to the origin\* of well-graded materials and those

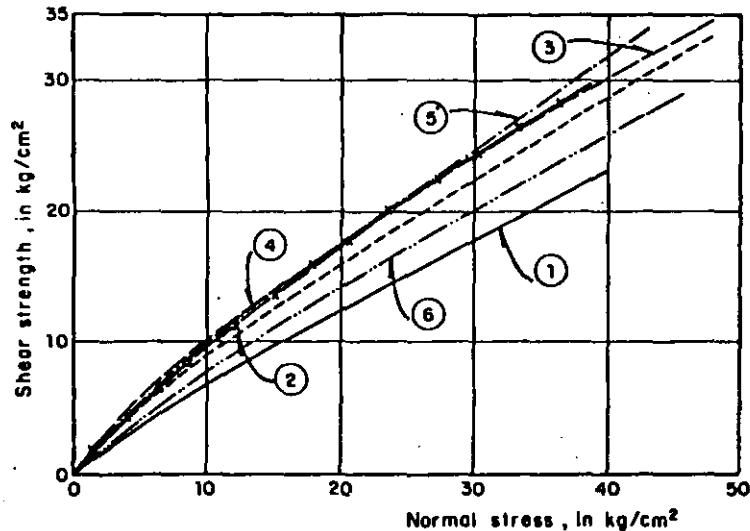
\*  $\phi_o$  = angle of the tangent to the Mohr's circle at failure that concurs to the origin. Hence,  $\sin \phi_o = \frac{\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3 - 1}{\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3 + 1}$

classified as 1U, have  $\phi_0$ -values greater than 37 degrees, and in the case of low stress levels, angles  $\phi_0$  as high as 50 degrees have been measured. Fig. 12 presents the Mohr's envelopes of the rockfills having a gradation shown in Fig. 5; the curvature of the envelopes is noticeable near the origin ( $\bar{\sigma} < 5$  kg/cm<sup>2</sup>), except for the granitic gneiss from Mica which has an almost constant angle of friction of 34 degrees.

#### 4.3.9 Deformation Moduli ( $M_{oc}$ )

The variation of the coefficient of compressibility ( $a_v$ ) with applied axial pressure ( $\bar{\sigma}$ ) was determined by means of one-dimensional compression tests. Moduli  $M_{oc}$  were calculated using the expression  $M_{oc} = (1+e_1)/a_v$ , in which  $e_1$  is the initial void ratio.

Given the practical nature of this presentation, instead of drawing  $M_{oc}$  vs.  $\bar{\sigma}$  for each material, the mean value of  $a_v$  was computed over the stress interval  $2\bar{\sigma}_a$  to  $40$  kg/cm<sup>2</sup> and, by applying the above mentioned expression, the



- |  |                                    |
|--|------------------------------------|
| 1 Granitic gneiss from Mica, grad Y          | 4 Sand and gravel from Pinzandaron |
| 2 Silicified conglomerate from El Infernillo | 5 San Francisco basalt, grad 2     |
| 3 Malpaso conglomerate                       | 6 Phyllite from Chivor, grad A     |

Fig. 12 Mohr's Envelopes

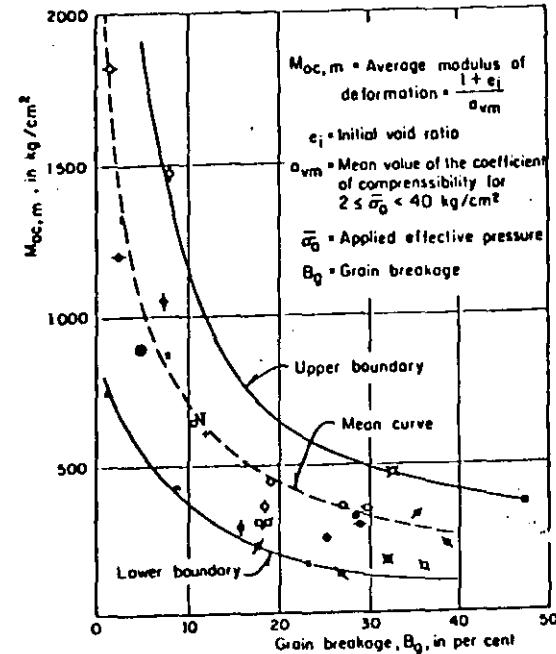


Fig. 13 Deformation Modulus vs. Grain Breakage, One-Dimensional Compression Tests

average modulus  $M_{oc,m}$  has been estimated. Fig. 13 shows the values of  $M_{oc,m}$  in terms of the grain breakage  $B_g$ ; symbols coincide with those used in Fig. 10. The points  $M_{oc,m}$  vs.  $B_g$  lie between the upper and lower boundaries drawn in Fig. 13, and the majority are close to the mean curve. The dispersion of points  $M_{oc,m}$  is highly significant for  $B_g$  in the interval 0-10 percent, but reduces appreciably for  $B_g > 20$  percent. According to Figs. 10 and 13, the mean deformation moduli for well-graded rockfills (types 1W to 3W) and for uniform, hard grain rockfills (1U) vary from 700 to 2,000 kg/cm<sup>2</sup> over the interval  $0 < \bar{\sigma}_{oc} < 40$  kg/cm<sup>2</sup>, whereas for the less competent rockfills (2U and 3U), the  $M_{oc,m}$  values fall from 500 to 200 kg/cm<sup>2</sup> as parameter  $B_g$  increases from 20 to 40 percent. This reveals the significant influence of  $B_g$  grain breakage upon the compressibility of a granular mass.

#### 4.3.10 Scale Effects

Due to the dimensions of the specimens tested at the laboratory, the maximum grain size was limited to 20 cm, at the most. Excepting some special cases (sand and gravel), the rockfill used in dam construction has fragments with a maximum dimension ranging from 30 to 60 cm; thus the material tested is far from representative of the rockfill employed in embankments. For this reason, studies of scale effects have been undertaken. Marachi, et al (1969), at the Rockfill Facility of the University of California, found out that geometrical similarity in gradation is a necessary condition for modeling rockfills, a concept

introduced by John Lowe (1964) to test materials for the Shihmen Dam. Research on this topic by testing in triaxial compression specimens 36, 12 and 2.8 inches in diameter that preserved the geometrical similarity (Marachi, et al, 1969), revealed that the angle of friction ( $\phi$ ) decreases as the maximum size of grains ( $d_{max}$ ) increases, the ratio between  $d_{max}$  and the specimen diameter ( $d_s$ ) being equal in all series of tests ( $d_s/d_{max} = 8$ ). In general, one should expect a decrease in  $\phi$  of 3 to 5 degrees when  $d_{max}$  increases from 0.5 to 6 inches (1.2 to 15 cm), for confining pressures in the interval 30-650 psi (2 to 45 kg/cm<sup>2</sup>); in Fig. 14,  $\phi$ -values in terms of the maximum particle size for three rockfills reported by Marachi, et al (1969) are presented. The tendency of the experimental curves

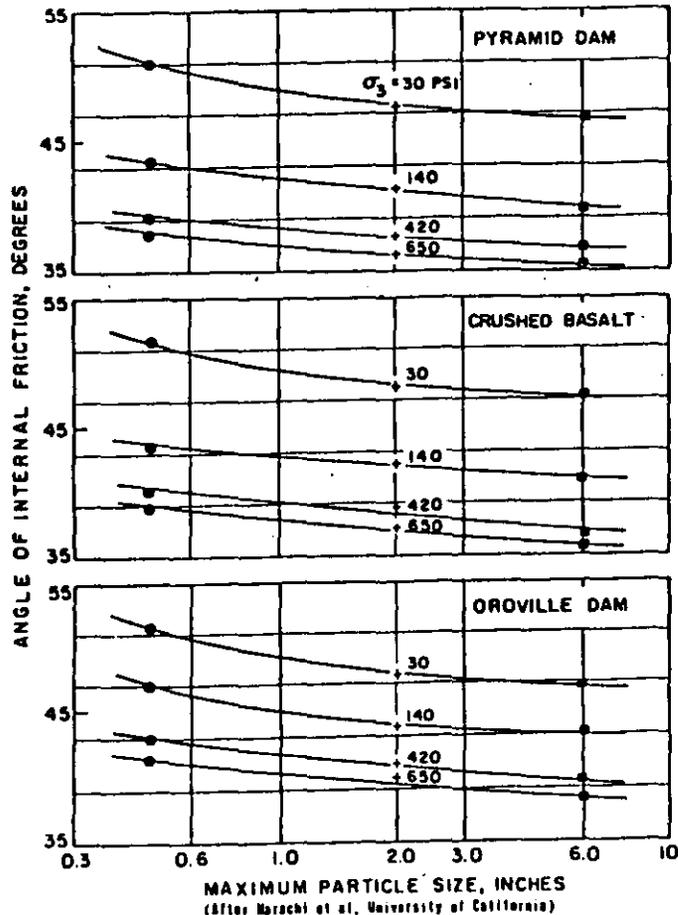


Fig. 14 Effect of Maximum Particle Size on the Angle of Internal Friction

suggest that the reduction in the angle  $\phi$  for  $d_{max} > 6$  in. (15 cm) is rather modest; therefore, when using the laboratory results discussed earlier, this fact should be taken into account.

#### 4.3.11 Wetting

Laboratory tests (Marsal, 1977) and field measurements (SRH, CPE and UNAM, 1976) have clearly shown that dry rockfills subjected to a given state of stress and after reaching equilibrium, undergo additional deformation upon wetting. The amount of water that is required to minimize this effect of wetting depends on the type of rock and ranges from 150 to 300 liters per cubic meter of compacted material. In recent projects in Mexico, the addition of water to the rockfill during placement has been incorporated into the construction specifications. This is by no means standard practice throughout the world, however.

#### 4.3.12 Comment

The information of this Section 4 is presented with the purpose of helping designers of earth-rockfill dams in the selection of the most suitable granular material among the available ones at a given site. Specific testing will be required to solve the stability and deformation problems of each particular case; further research is needed to improve our knowledge in areas of this field where doubts or conflicting data exist.

### 5. EMBANKMENT DESIGN

#### 5.1 Selection of Basic Dam Section

After the various preliminary studies such as the field investigations, laboratory tests, and engineering analyses are completed, a decision is made as to a site and to the basic type of dam to be constructed. Many factors govern the selection of the type of structure, but assuming adequate and comparable factors of safety the overriding consideration is economy. In recent years these factors have tended to favor the adoption of an embankment-type dam. The reasons for this are first that dams are being located where the foundations are not adequate for other types, and second that modern earth and rock-moving equipment utilizing locally available material often make such dams more economical even where foundation and abutment conditions are excellent. Often, however, the selection of type of dam is based upon the personal preference or past experience of the designing engineer.

The term "embankment" in this paper includes all earth or earth-rockfill structures, ranging from simple homogeneous sections to multiple-zoned dams. Emphasis, however, is placed on the latter type wherein the dam is composed of an earthen impervious core, bounded by transitions and shells of sand, gravel and rockfill or combinations of these materials.

Fig. 15 shows some generalized sections of embankment dams showing typical zoning for different types and quantities of fill material and various methods for controlling seepage (Corps of Engineers, 1971). One advantage of an earth dam is that it can be adapted to a weak foundation by slope flattening, whereas free-draining, well-compacted rockfill can be placed with steep slopes if the dam is on a rock foundation.

In reality, in order to take full advantage of local materials, most dams are multi-zoned.

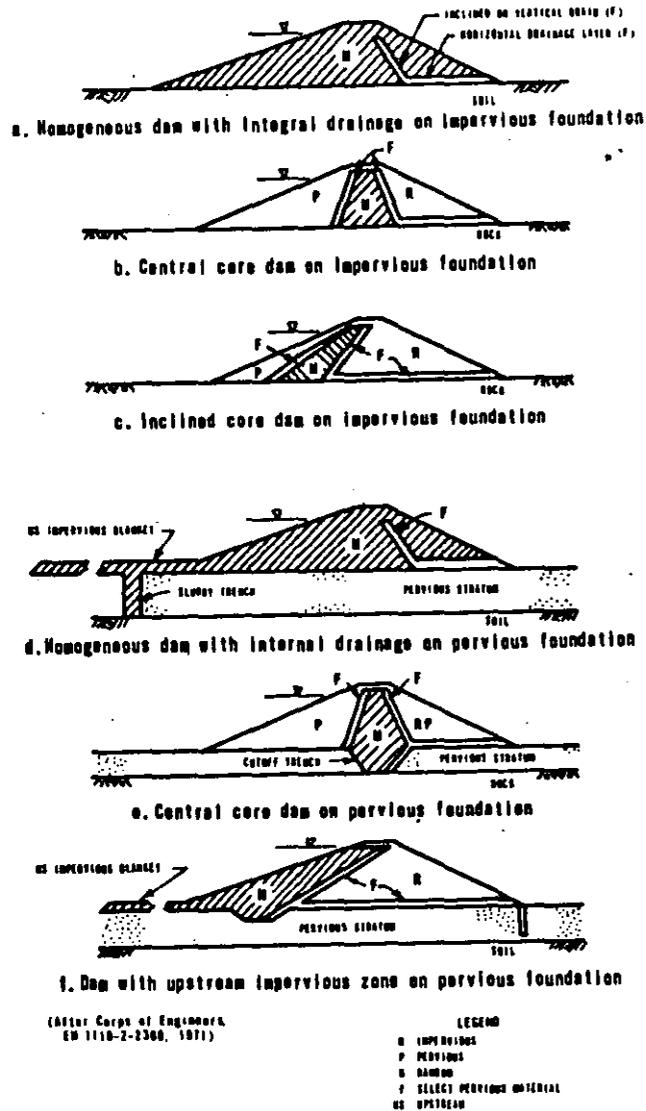


Fig. 15 Types of Earth and Rockfill Dam Sections

As observed by the General Paper Committee of USGOLD (1964), a significant change has occurred in recent years in the location of the earth cores within the rockfill embankment section. The usual choice in the past was either a vertical core or a sloping core, with the former in the central portion of the dam and the latter laid on a dumped rockfill slope in the order of 1.35H:1V. Recently, however, many of the cores have been located in an intermediate position, such that they can be called "moderately sloping". The terms "moderately sloping" can be applied to a core position when the downstream face of the core is on about a 0.5H:1.0V slope (Cooke, 1964). A moderately sloping core is often adopted after considering (1) the effect on the ease of construction, (2) the effect on stability and total volume, (3) the site topography, and (4) the possible development of tension cracks near the abutments.

## 5.2 Basic Design Requirements

The following criteria are set forth by the U.S. Corps of Engineers as basic design requirements that must be met in order to insure a satisfactory structure (Manual, U.S. Corps of Engineers, 1971).

- (1) The embankment, foundation, and abutments must be stable under all conditions of construction and reservoir operation.
- (2) Seepage through the embankment, foundation, and abutments must be controlled to prevent excessive uplift pressures, piping, sloughing, removal of material by solution, or erosion of material by loss into cracks, joints, and cavities. In addition, the purpose of the project may impose a limitation on rate of seepage.
- (3) Freeboard must be sufficient to prevent overtopping by waves and include an allowance for settlement of the foundation and embankment.
- (4) Spillway and outlet capacity must be sufficient to prevent overtopping of the embankment.

The design should consider seepage control measures such as foundation cutoffs, adequate and nonbrittle impervious zones, transition zones, drainage blankets, upstream impervious blankets, and relief wells. In addition, close construction control is required to ensure proper distribution of fill materials, adequate compaction and water content control, and proper installation of drainage facilities and/or cutoffs.

Special attention should be given to possible development of pore pressures in foundations, particularly in stratified compressible materials including varved clays. High pore pressures may be induced in the foundation beyond the toes of the embankment, where the weight of the dam produces little or no vertical loading. Thus, the strengths of foundation soils outside of the embankment may drop below their original in situ shear strengths.

## 5.3 Stability Analyses

### 5.3.1 General

Stability analyses provide a means of evaluating the margin of safety of different embankment sections under various loading and seepage conditions. In



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

**PRESAS LAS TORTOLAS, DGO.**

**ING. ANDRES MORENO FERNANDEZ**

**OCTUBRE, 1992**

PRESA LAS TORTOLAS, DGO.

Rebautizada con el nombre de Francisco Zarco.

Período de construcción: 1965 - 1968

Presa para controlar las avenidas del Río Nazas y aumentar el riego en la región Lagunera.

Tiene una altura máxima de 33 m y una longitud de 480 m.

Ubicada en el cañón de Fernández, formado por calizas cársticas del Cretácico Superior.

El cauce se formó por la erosión de un anticlinal y posteriormente fue cubierto por un depósito de aluvión, con un espesor máximo de 140 m.

## GEOLOGIA DE LA BOQUILLA

Se presentan en ambas márgenes intercalaciones de caliza y lutitas.

Relleno aluvión en el cauce, identificándose dos mantos:

- Superficial : Arenas y gravas bien graduadas,  
K =  $10^{-2}$  cm/seg.
- Inferior : Gravas y arenas ligeramente cementadas  
con finos,  
K =  $10^{-3}$  cm/seg.

Existen en ambas márgenes depósitos de talud, consistentes en fragmentos angulosos de roca, hasta de  $0.5 \text{ m}^3$ , empacados en arena y grava, poco compactos

DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD DE LA CIMENTACION DE LA PRESA

## ALUVION

## Prueba de bombeo:

Se hizo una prueba de bombeo consistente en un pozo de 50 m de profundidad, ademandando los primeros 30 metros con un tubo ranurado de 18" y el resto con un tubo ranurado de 14".

Se localizaron 12 estaciones piezométricas sobre ejes perpendiculares al pozo, separadas 5, 15 y 30 m.

Cada estación piezométrica consistió en un pozo de 45 m de profundidad, con diámetro = 10", colocando piezómetros a -15, -30 y -45 m.

Los gastos de bombeo utilizados: 33, 47 y 86 lt/seg.

La permeabilidad encontrada fue del orden de,

$$K = 2 \times 10^{-2} \text{ cm/seg.}$$

## Pruebas de permeabilidad tipo Lefranc:

Se ejecutaron alrededor de 150 pruebas a lo largo de toda la boquilla, identificándose gran heterogeneidad en las permeabilidades, sin embargo, se logró definir dos estratos, uno superior ( 0 - 20 m), con  $K = 10^{-2}$  cm/seg, y un estrato inferior (20-130 m), con  $K = 10^{-3}$  cm/seg.

DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD DE LA CIMENTACION DE LA PRESA

## ROCA

Las pruebas de permeabilidad en las rocas fueron ejecutadas por el método Lugeon, obteniéndose las unidades Lugeon, (Cantidad de lt/min/mt. de perforación, absorbidos a una presión de inyectado de  $10 \text{ kg/cm}^2$ ).

Estas unidades y la forma de la curva presión-gasto, proporcionan datos para diseñar las inyecciones agua-cemento-bentonita y para seleccionar las presiones de inyectado correspondientes.

CARACTERISTICAS DE LA CORTINA

Altura Máxima	33 m
Ancho de corona	10 m
Longitud de la corona	480 m
Cortina de materiales graduados	Corazón de arcilla, respaldos de enrocamiento, filtros y transiciones
Taludes aguas arriba	3 : 1 y 2 : 1
Taludes aguas abajo	2 : 1
Material impermeable	250,000 m <sup>3</sup>
Material permeable	475,000 m <sup>3</sup>
Enrocamiento	118,000 m <sup>3</sup>
Volumen de almacenamiento	438'000,000 m <sup>3</sup>
Area de riego	90,000 Ha.

## ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION

Es necesario garantizar la ausencia de erosión en el depósito de aluvi6n y en los dep6sitos de talud y disminuir el caudal de las filtraciones a trav6s de la cimentaci6n de la presa.

### ALTERNATIVAS

- Delantal arcilloso. Desechada porque la arcilla es un material escaso en la zona, alcanzando 6nicamente para la construcci6n del coraz6n impermeable.
- Pantalla de inyecciones. Requiere de varias l6neas de barrenos de inyecci6n, empleo de mezclas de productos qu6micos, altas presiones y problemas de barrenaci6n por la presencia de boleos. Costos altos y requerimiento de t6cnologia y mano de obra extranjera.
- Pantalla de concreto, tipo ICOS. Se ten6a la experiencia de la presa La Villita, con una profundidad de 60 m. Sin embargo, la presencia de boleos con dimensiones mayores al ancho de la pantalla (60 cm) y los altos costos presupuestados obligaron a desechar esta alternativa.
- Pilotes secantes. La presencia de boleos y las inc6gnitas de compatibilidad entre las deformaciones de la pantalla r6gida, el coraz6n impermeable y el cuerpo de la cortina, adem6s de la necesidad de tecnolog6a, equipo y mano de obra extranjera, hicieron que tambi6n esta alternativa se desechara.

### SOLUCION ADOPTADA

Pantalla flexible de 3.00 m de ancho y 20.00 m de profundidad, relleno de materiales graduados (grava, arena, limo y bentonita). Con tratamiento a base de inyecciones de agua, cemento, bentonita de los dep6sitos de talud.

METODO DE LA EXCAVACION DE LA PANTALLA FLEXIBLE

## EXCAVACION

1. Construcción de plataforma con grava-arena del cauce 1.0 m arriba del nivel freático.
2. Excavación de una zanja de 3.00 m de ancho y 20.00 m de profundidad, utilizando draga de arrastre de 6 1/2 yd<sup>3</sup>; ademandando con lodo bentonítico y manteniendo el nivel del lodo siempre arriba del N.F.

## Características del lodo:

- Bentonítica sódica
  - Densidad : 1.06 - 1.50
  - Viscosidad cono Marsh > 40 seg.
  - Pérdida de agua por filtrado < 20 cm<sup>3</sup> en 30 min.
3. Se usará un barretón de 9 ton para romper los boleos que no pueda atacar el bote de la draga.
  4. La excavación se hace por etapas, empezando de la ladera hacia el centro del cauce y manejando el río de acuerdo a las demandas de riego.
  5. Usar un air-lift para limpiar el fondo de la excavación.

METODO DE LA EXCAVACION DE LA PANTALLA FLEXIBLE

RELLENO

El relleno debe estar bien graduado y no debe ser susceptible de tubificarse, además de cumplir con los siguientes requisitos:

No. de Malla (U.S. Std.)	Por ciento que pasa en peso
3"	80 - 100
3/4"	40 - 100
# 4	30 - 70
# 30	20 - 50
#200	10 - 25

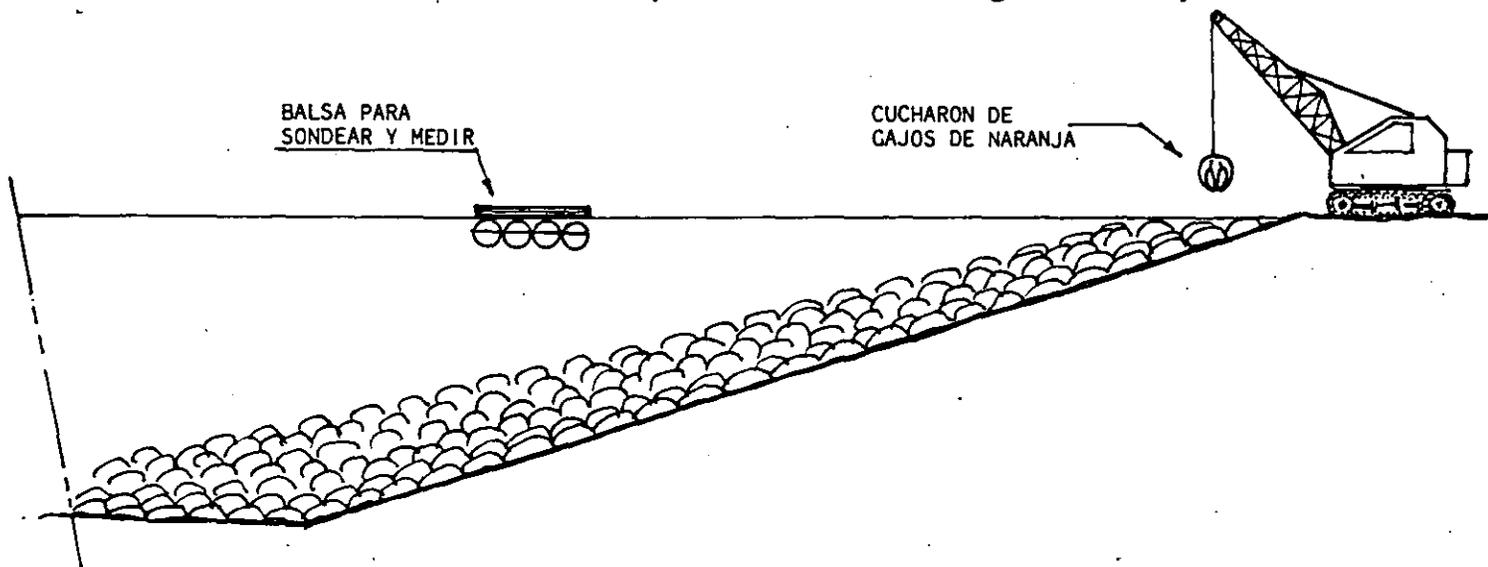
Procedimiento constructivo:

1. Almacenar en una plataforma grava-arena e intercalar limo.
2. Resolver con un tractor D-7 o similar y sacar muestras para verificar que se cumple con la graduación especificada.
3. Regar con bentonita y hacer una mezcla con consistencia de concreto fresco con un revestimiento entre 2-10 cm. No deberán presentarse bolsas de limo o arena.

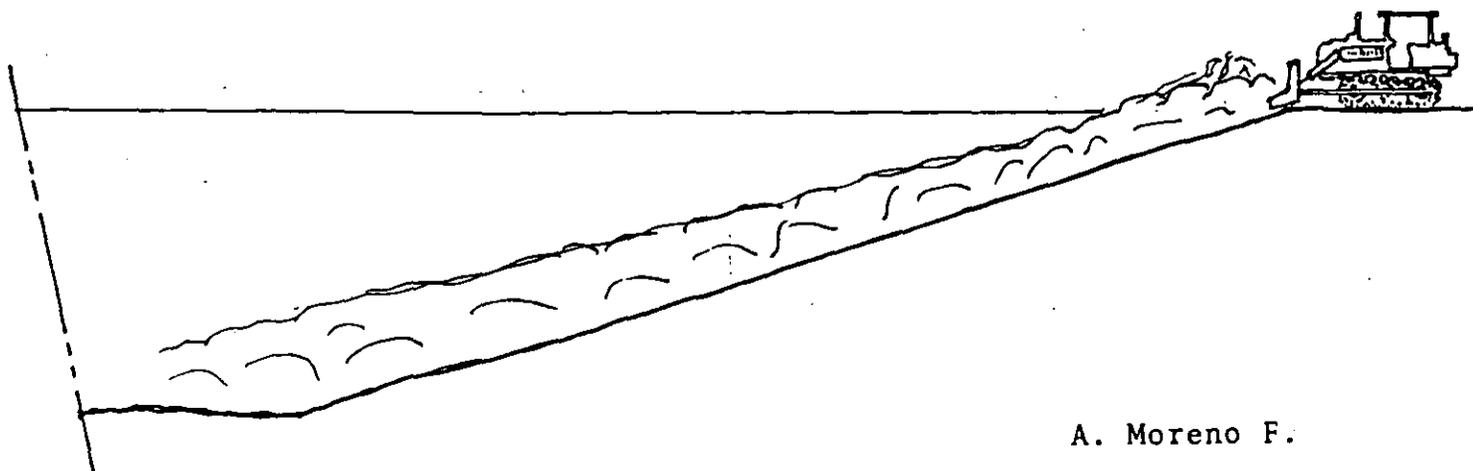
METODO DE LA EXCAVACION DE LA PANTALLA FLEXIBLE

## Procedimiento constructivo (Cont.)

4. La colocación tiene dos fases:
- a) Hay que iniciar colocando el relleno del centro hacia la ladera con un cucharón de gajos de naranja, de manera que el relleno colocado no sufra disgregación. Continuar de este modo hasta que el relleno salga a la superficie.



- b) A continuación el relleno puede hacerse utilizando el tractor, empujando hacia la zanja (donde previamente habrá aflorado el relleno), y produciendo fallas de talud.



METODO DE LA EXCAVACION DE LA PANTALLA FLEXIBLE

## Procedimiento constructivo (Cont.)

5. La construcción de la pantalla flexible de la presa Las Tórtolas se hizo en cuatro etapas, debido a las restricciones de tránsito de vehículos y el manejo del río.

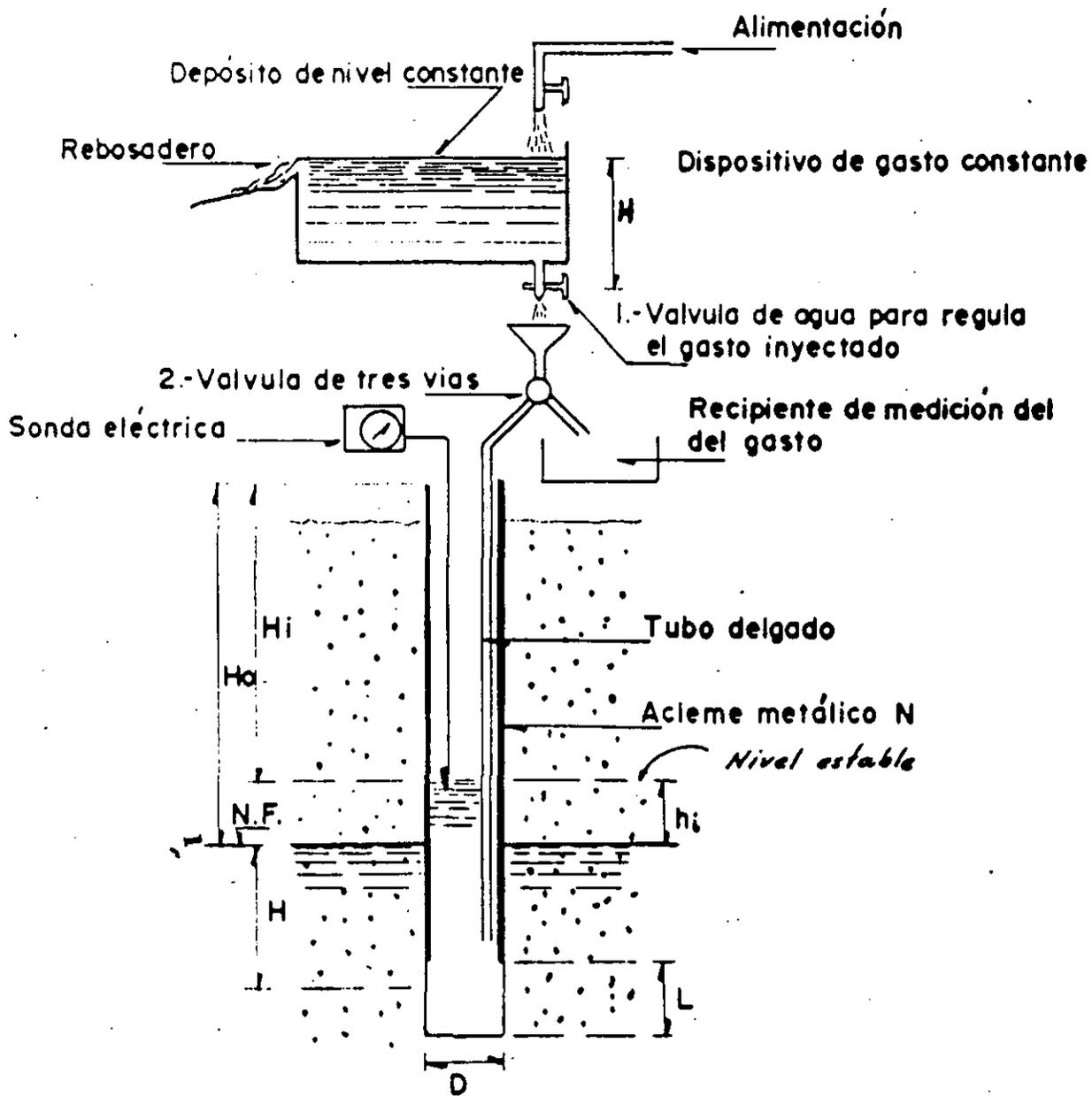
6. Rendimientos obtenidos:

Area total de pantalla	6171.6 m <sup>2</sup>
Area de traslapes	1292.5 m <sup>2</sup>
Volumen de pantalla	18514.8 m <sup>3</sup>
Bentonita	1714.0 Ton.
Rendimiento	3.60 m <sup>2</sup> de pantalla 10.80 m <sup>3</sup> de pantalla/ton
Duración de la excavación	107 días
Días trabajados	91 días
Horas efectivas trabajads c/ el bote	732 hs. 35 min.
Horas efectivas promedio por día	8
Horas efectivas usando barretón	230
Horas efectivas de la draga	962 hs. 35 min.
Longitud excavada	421 m
Rendimiento día trabajado	$\frac{421}{91} = 4.62$ m de pantalla/ dí

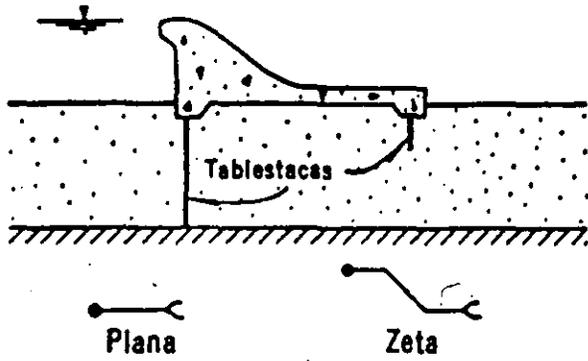
A. Moreno F.

REFERENCIAS

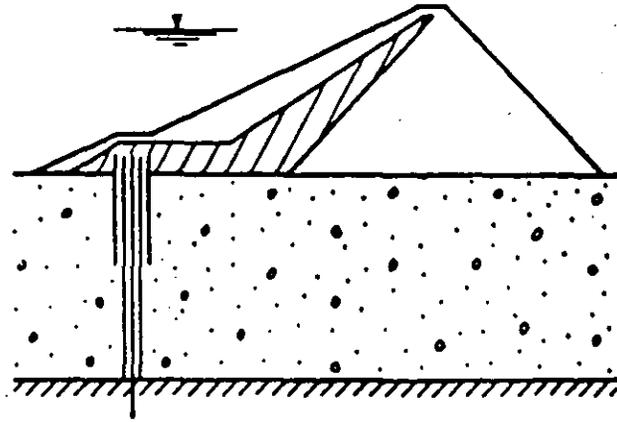
1. Rendón, Ramiro. "Tratamiento de la cimentación de la Presa Las Tórtolas, Dgo." 1969. Tesis Profesional. Escuela Nacional de Agricultura
2. La Russo R. "The Wanapum Development" Grouts and drilling muds in Engineering practice. Butterworths, London, 1963.
3. Xanthakos, Petros. "Slurry walls". McGraw Hill Book Company. 1979
4. Marsal, R. y Reséndiz, D. "Presas de tierra y enrocamientos". Editorial Limusa. México. 1975.
5. Aas, G. "Excavación de zanjas estabilizadas con lodos en arcillas blandas" Instituto Geotécnico Noruego. Publicación No. 11. 1976.
6. S.A.R.H. "Manual de Mecánica de Suelos" Tomo IV. Tratamiento de Cimentaciones. 1988.



DISPOSICION DEL EQUIPO PARA LA PRUEBA LEFRANC DE INYECCION CON CARGA CONSTANTE



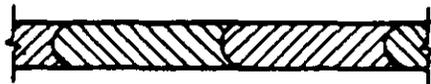
Tablestacado



Cortina de inyecciones



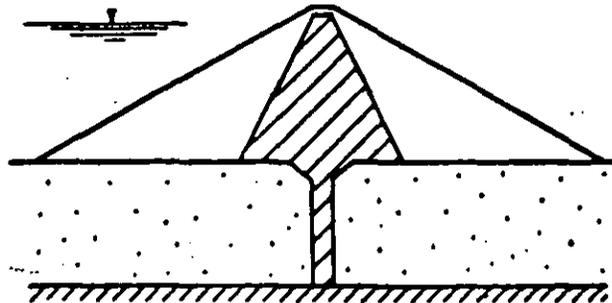
Pilotes secantes



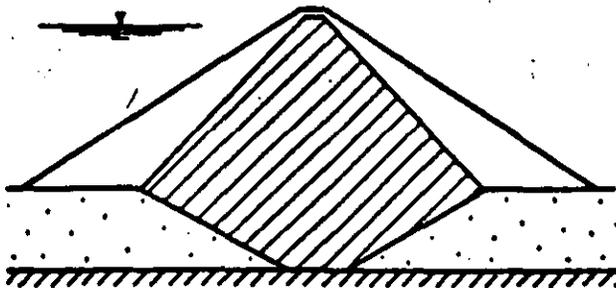
Paneles de concreto



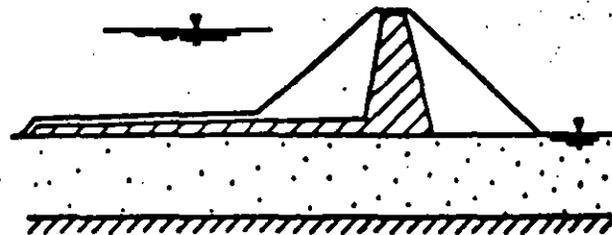
Paneles-pilotes



Trinchera de lodos

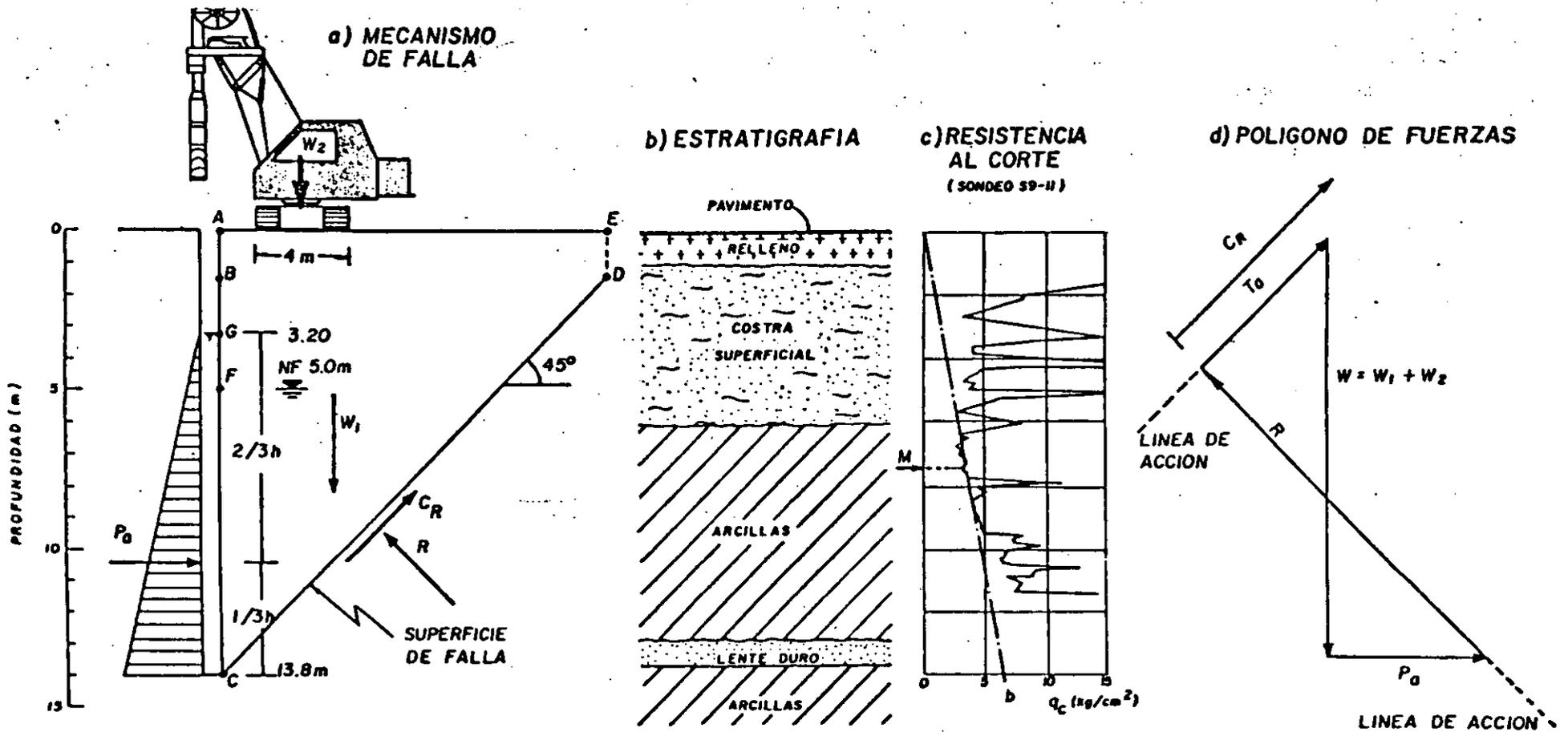


Trinchera rellena con suelo compactado



Delantal impermeable

### Tipos de pantalla



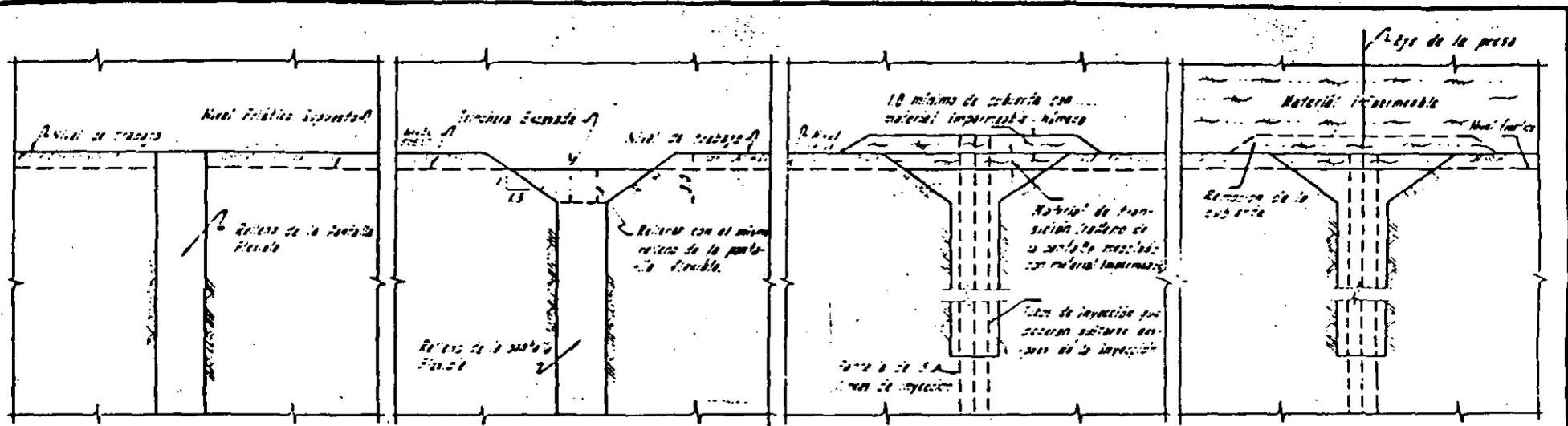
$$C_u = \frac{q_c}{N_h}$$

- CD- SUPERFICIE DE FALLA DONDE EL SUELO APORTA RESISTENCIA AL CORTE
- DE- SUPERFICIE DE FALLA, DONDE NO SE DESARROLLA RESISTENCIA AL CORTE
- AF- PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO
- AG- PROFUNDIDAD DEL FLUIDO DE EXCAVACION

ACLARACION - Este caso corresponde a un muro excavado en la Línea 9 cercano a la calle Comercio

- $C_u$  : RESISTENCIA NO DRENADA
- $q_c$  : RESISTENCIA DEL CONO MEDIA
- $N_h$  : COEFICIENTE DE CORRELACION (10 PARA ESTE SITIO)

- $W_1$  : PESO DE LA CUÑA ACDE
- $W_2$  : SOBRECARGAS
- $P_o$  : EMPUJE HIDROSTATICO DEL AGUA O LODO ( $1/2 \gamma_f h^2$ )
- $C_R$  : RESISTENCIA A LO LARGO DE LA SUPERFICIE DE FALLA ( $C_R = C_u \overline{CD}$ )
- $R$  : RESULTANTE
- $T_o$  : FUERZA TANGENTE NECESARIA PARA EL EQUILIBRIO DEL POLIGONO DE FUERZAS



1- La parte a fondo de cimbra y se rellena hasta el nivel de aguas

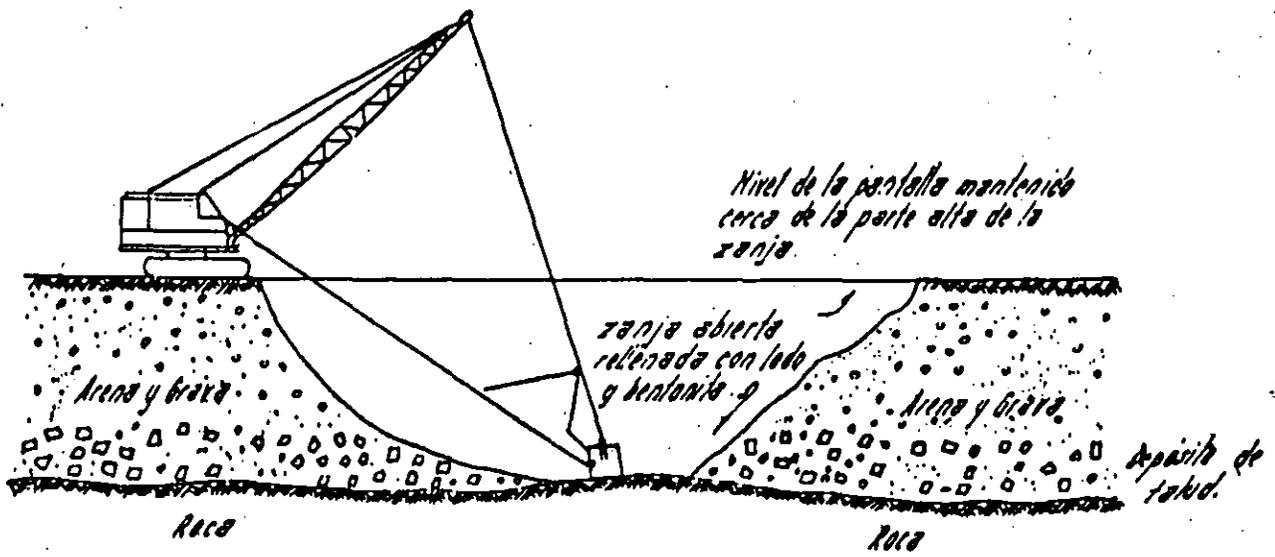
2- La cimbra se eleva sobre el nivel de la parte Heel. Se las colocará sobre el mismo material hasta el nivel superior del nivel de aguas de la cimbra hasta el nivel filtrado. Se rellena el espacio hasta el nivel filtrado a impermeable.

3- La parte de la cimbra con el nivel filtrado y se rellena de concreto con material impermeable, concreto y arena de 20 mm de diámetro mezclado con material impermeable. Una vez hecho de la cimbra se colocará la cimbra, se eleva con el nivel de aguas impermeable hámico, se eleva sobre el nivel filtrado. Se rellena el espacio hasta el nivel filtrado con la cimbra para la cimbra para que se haya completado la inyección y para que se evite la pérdida de material impermeable de la cimbra (módulo, los tambores).

4- Se eleva sobre el material de concreto el material impermeable de la cimbra, la cimbra se eleva sobre la cimbra de concreto hasta el nivel de aguas de la cimbra. Se rellena el espacio hasta el nivel filtrado con el material impermeable hámico, concreto y arena de 20 mm de diámetro mezclado con material impermeable. Se rellena el espacio hasta el nivel filtrado con el material impermeable hámico, concreto y arena de 20 mm de diámetro mezclado con material impermeable.

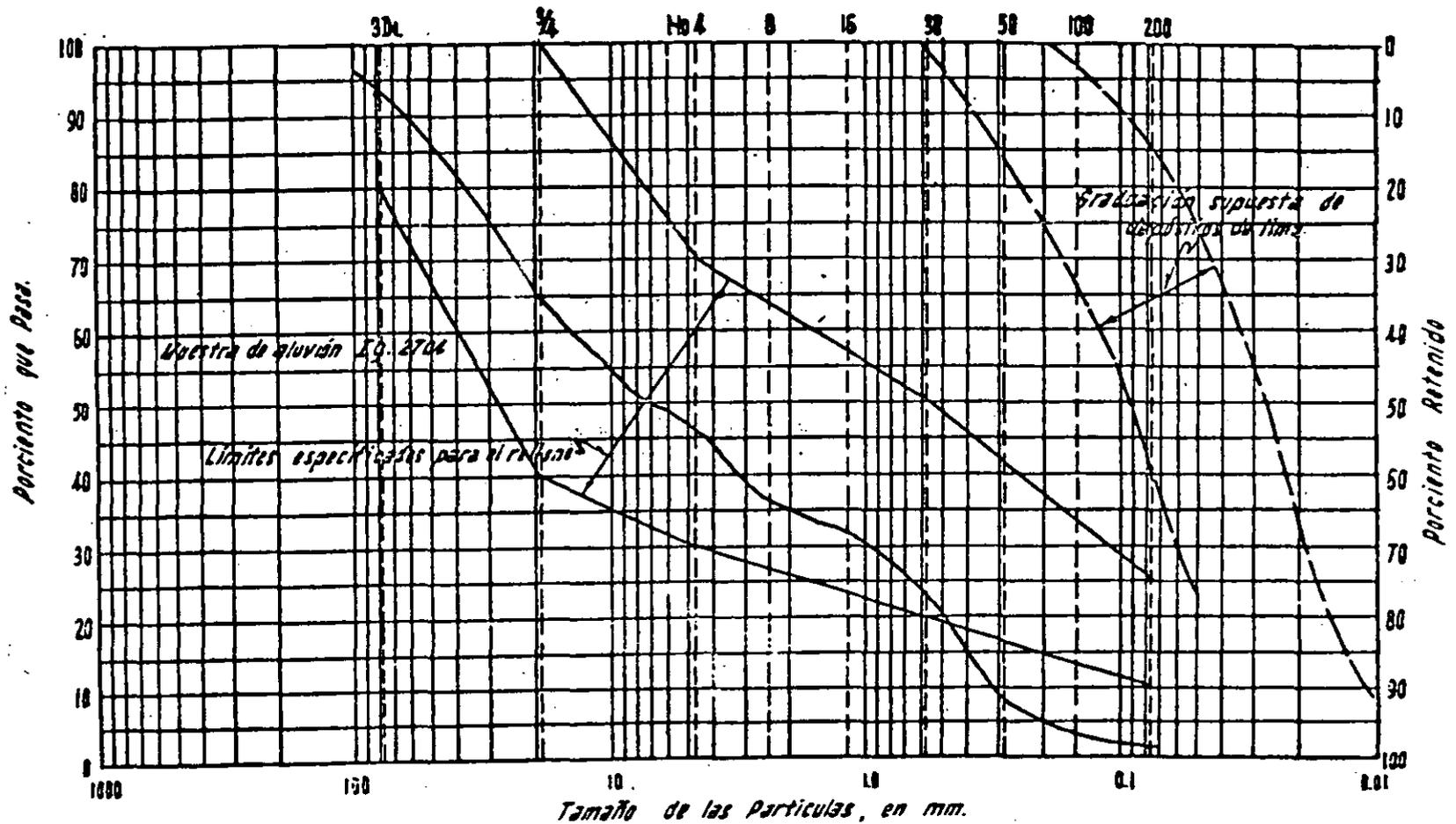
**NOTAS:**

- 1- La cimbra de transición se eleva en la parte superior de la parte a fondo para asegurar que el concreto impermeable de la cimbra no se verá afectada por cualquier asentamiento del retorno de la parte Heel.
- 2- La zona de material impermeable hámico que se rellena en la zona Heel, se usa para obtener una superficie de relleno adecuada para el equipo de inyección y para prevenir fracturaciones en la superficie de la parte a fondo a una profundidad mínima.



Ho está a escala.

Tamaño Standard de Mallas

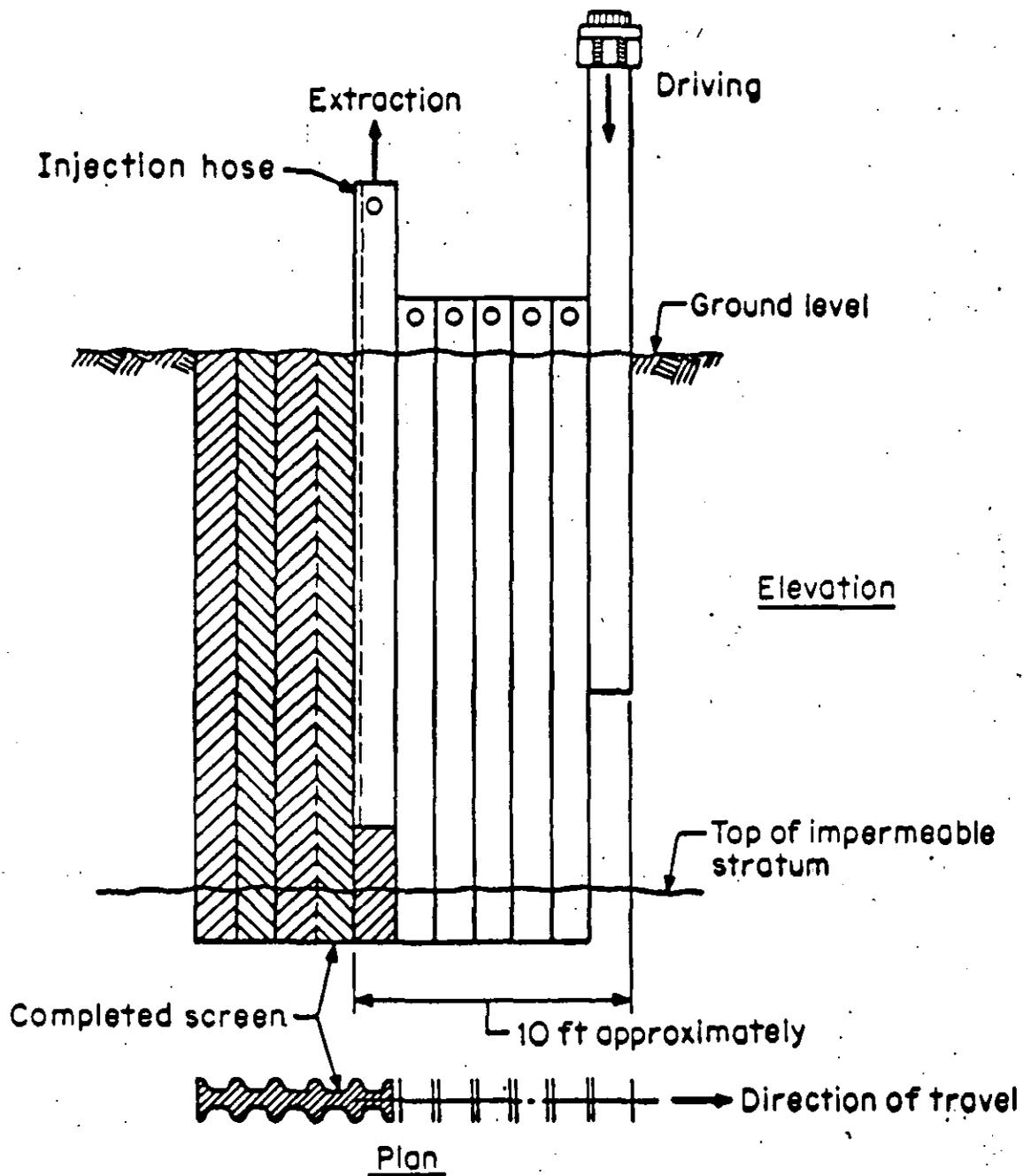


Piedras	Grava		Arena			Limo ó Arcilla.
	Gruesa	Fina	Gruesa	Medio	Fina	

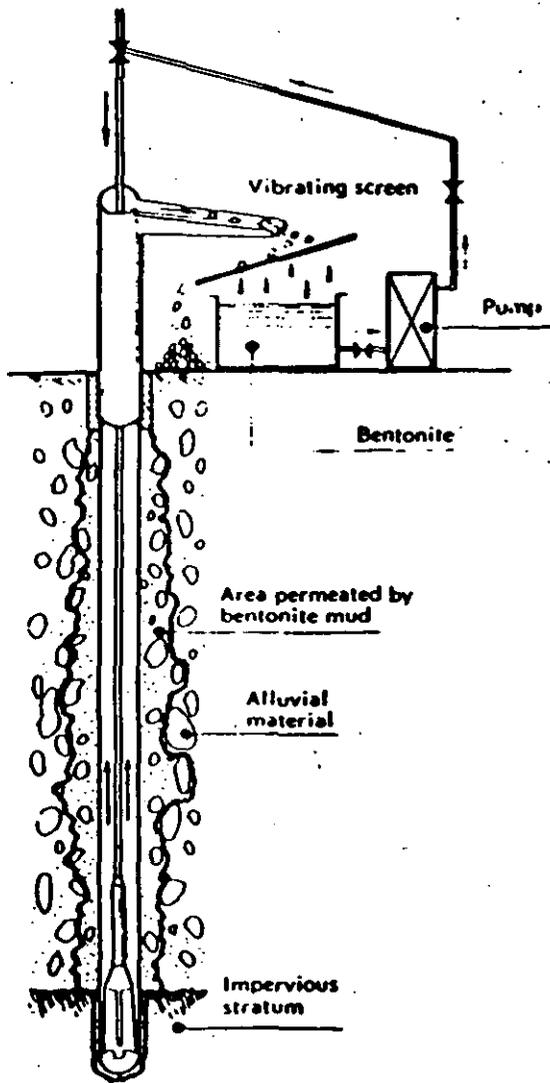
*Nota: El relleno será razonablemente bien graduado.  
Se permitirán piedras aisladas de 6" de tamaño máximo.*

EQUIPO RECOMENDADO PARA LA CONSTRUCCION DE LA  
PANTALLA FLEXIBLE DE LA PRESA "LAS TORTOLAS".

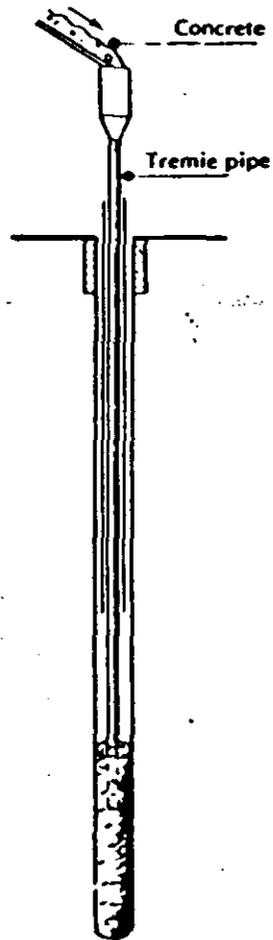
- 1 Grua de orugas Manitowoc # 4500 con pluma de 45 m y cucharón sin perforar de 4 metros cúbicos (2.3 m de ancho con cortadores laterales para dar el ancho total de 3 m
- 1 Grua de orugas con cucharón de almeja de 0.75 metros cúbicos (La grua deberá tener capacidad para manejar un peso de 10 ton. o más y un malacate con capacidad para 35 m. de cable).
- 2 Bulldozer D-7 o mayores.
- 1 Compresor de aire de 600 p.c.m. con 60 m. de manguera.
- 1 Bomba centrífuga de 6" de diámetro, para lodos, y basur. con manguera de succión.
- 3 Bombas centrífugas de 4" de diámetro, autocebantes en manguera de succión.
- 1 Unidad mezcladora de bentonita.
- 350 m. Tubería de 4"  $\varnothing$  con conexiones.
- 1 Cargador frontal para los limos.
- 1 Camión de volteo para acarreo de material limoso
- 1 Equipo de soldadura y herramientas mecánicas.
- 2 Camionetas Pick Up.
- 1 Camión pipa para combustible.
- 1 Camión con equipo de lubricación.
- 1 Barretón de acero de 10 ton. en forma de cincel.



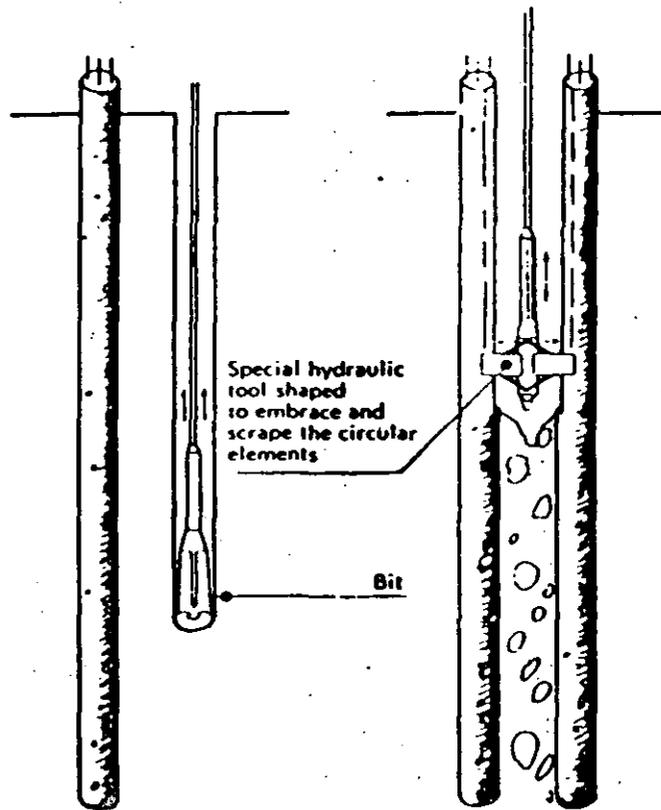
Method of installation of an injected-grout screen.



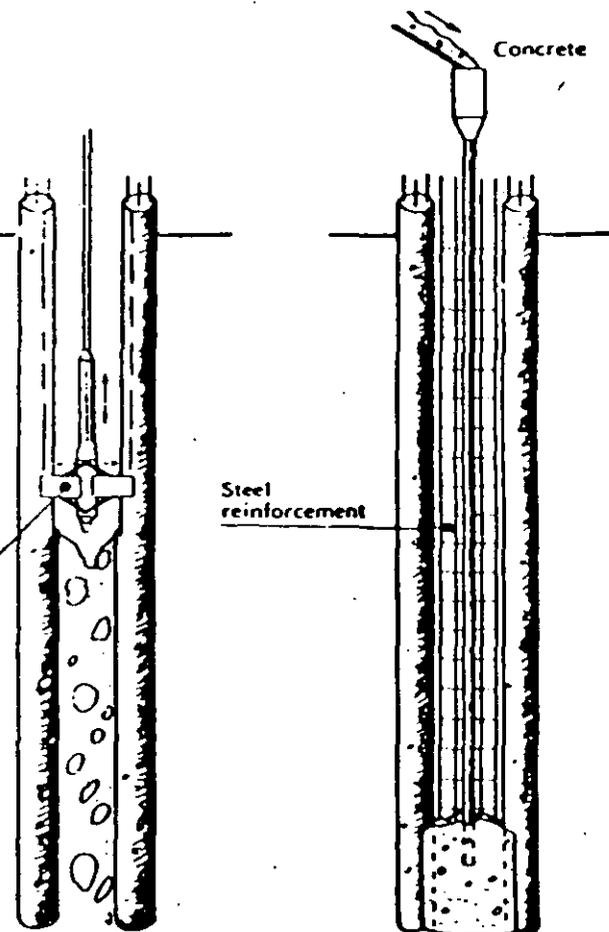
(a)



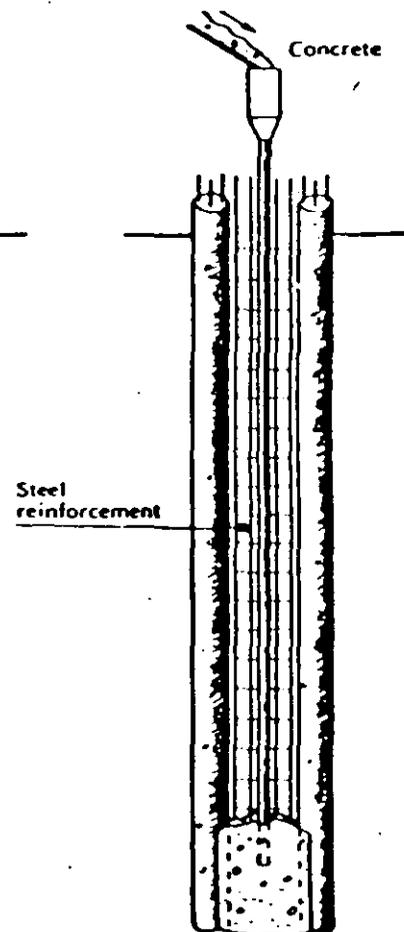
(b)



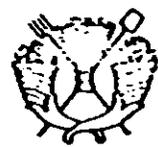
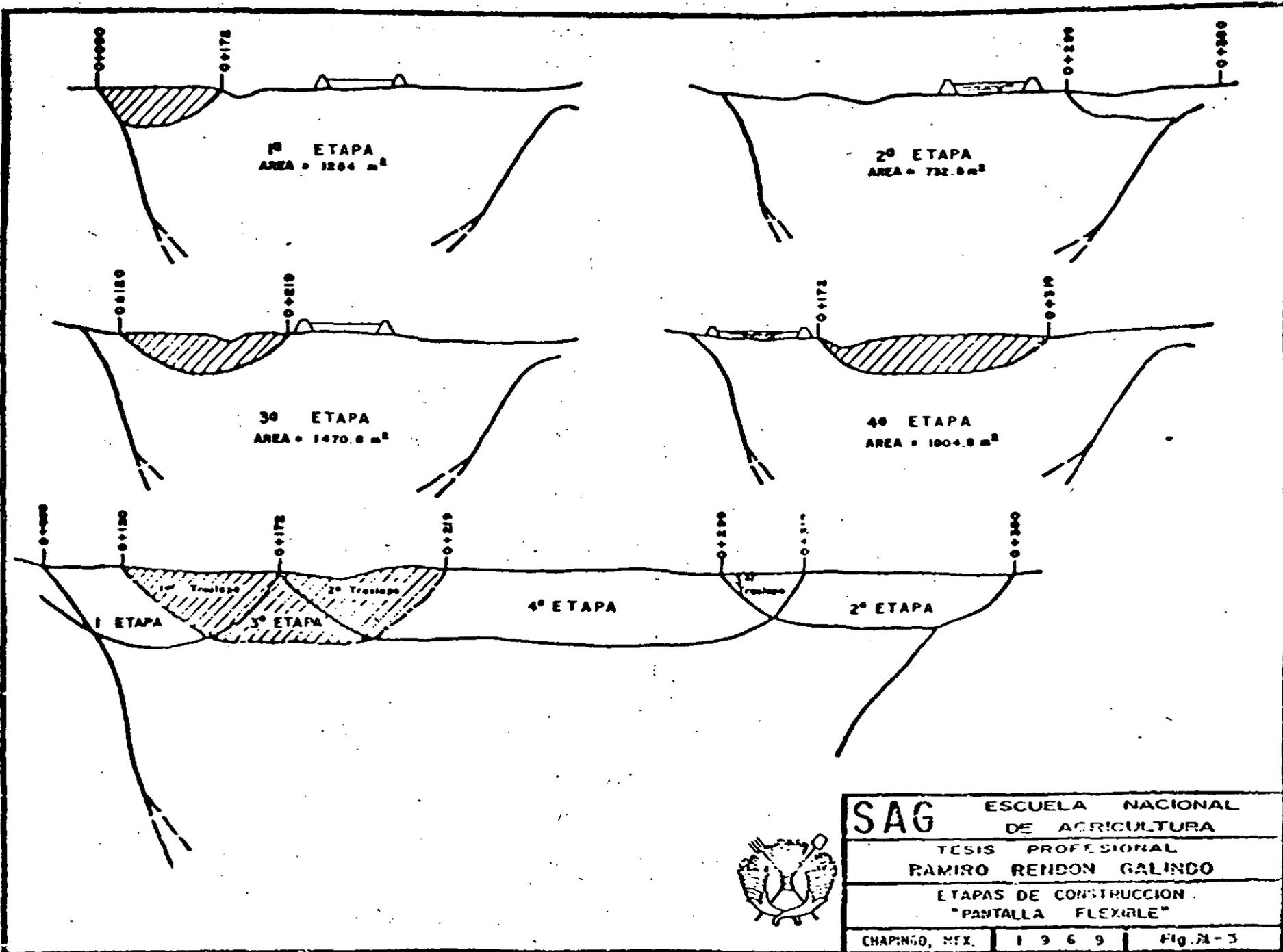
(c)



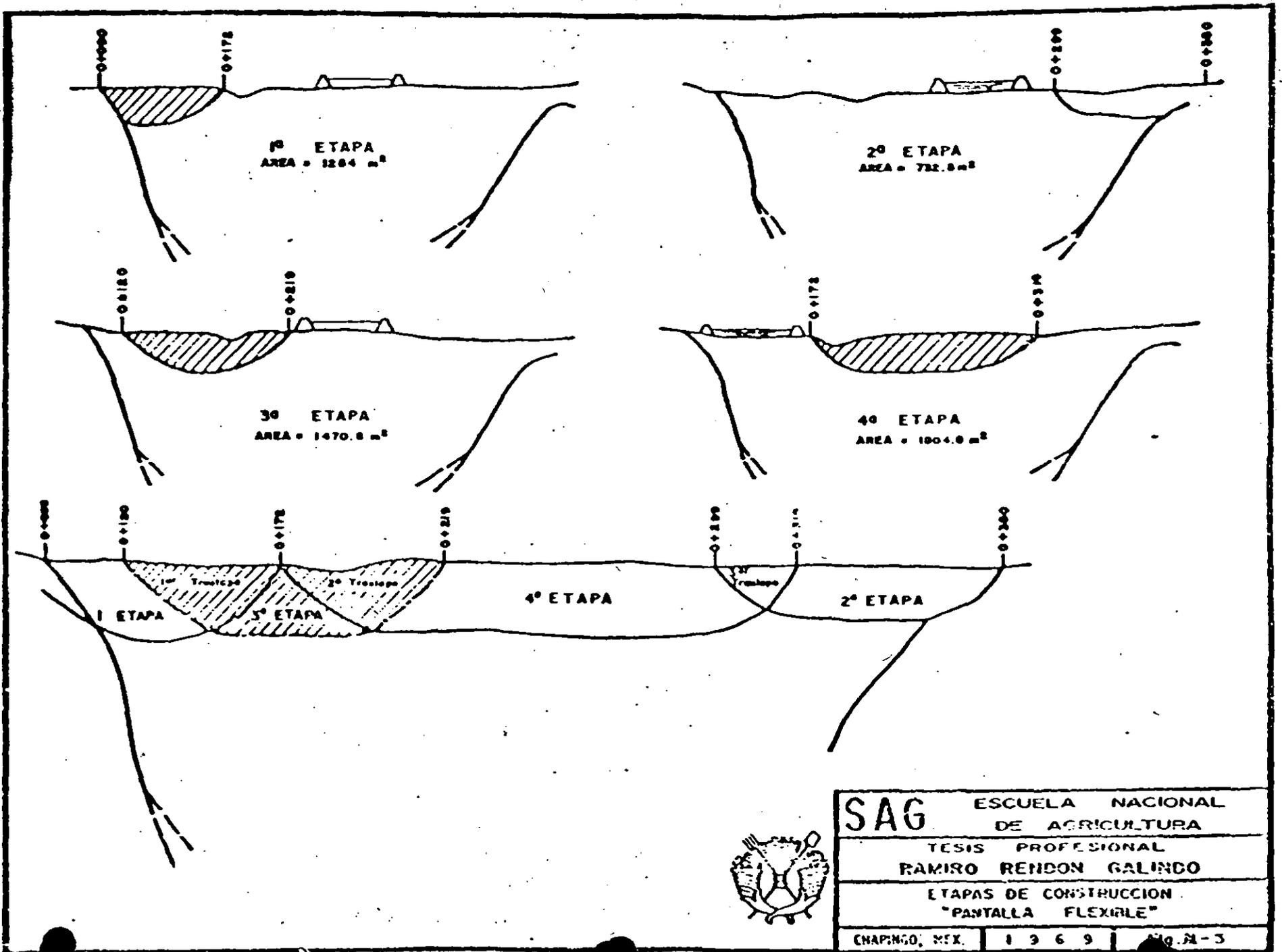
(d)

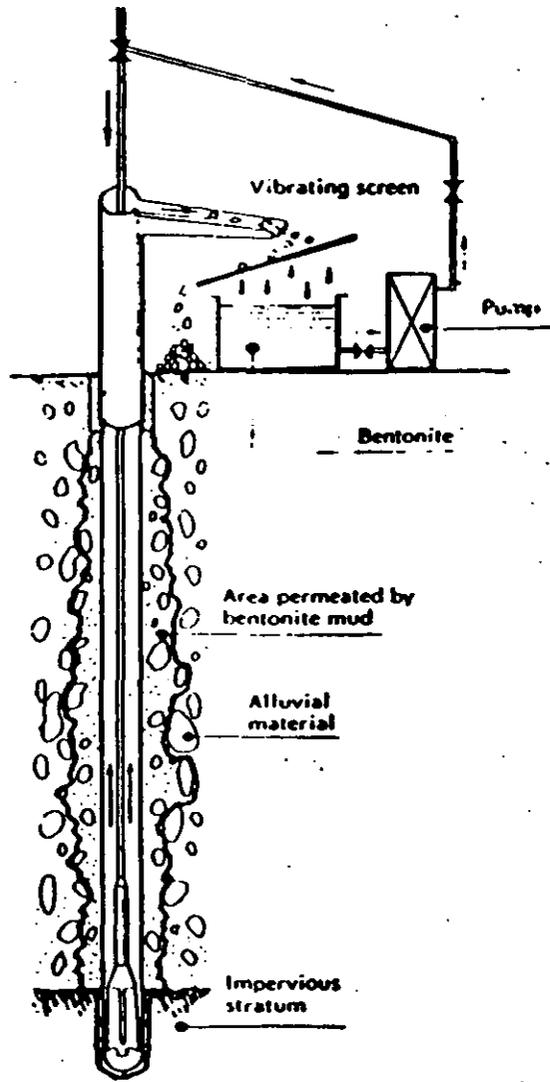


(e)

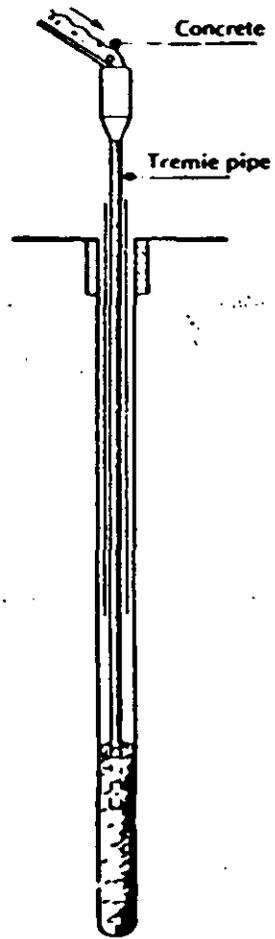


<b>SAG</b>		
ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA		
TESIS PROFESIONAL		
RAMIRO RENDON GALINDO		
ETAPAS DE CONSTRUCCION		
"PANTALLA FLEXIBLE"		
CHAPINGO, MEX.	1 9 6 9	Fig. A-3





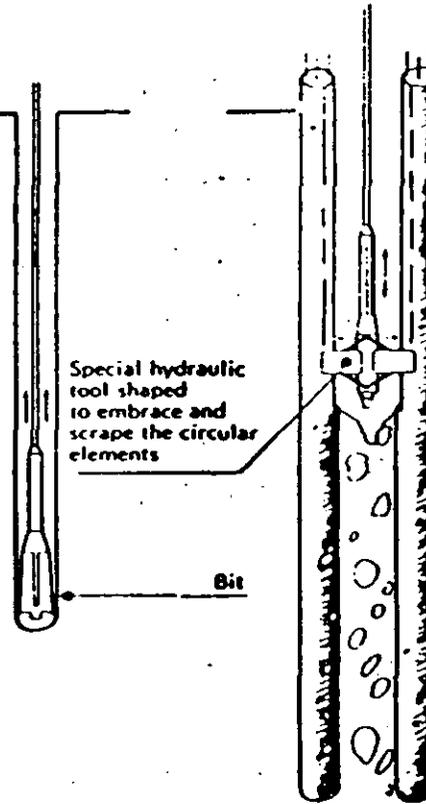
(a)



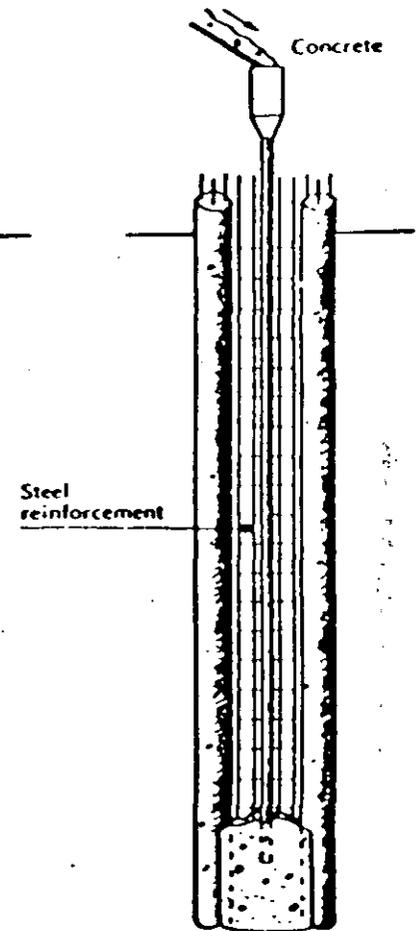
(b)



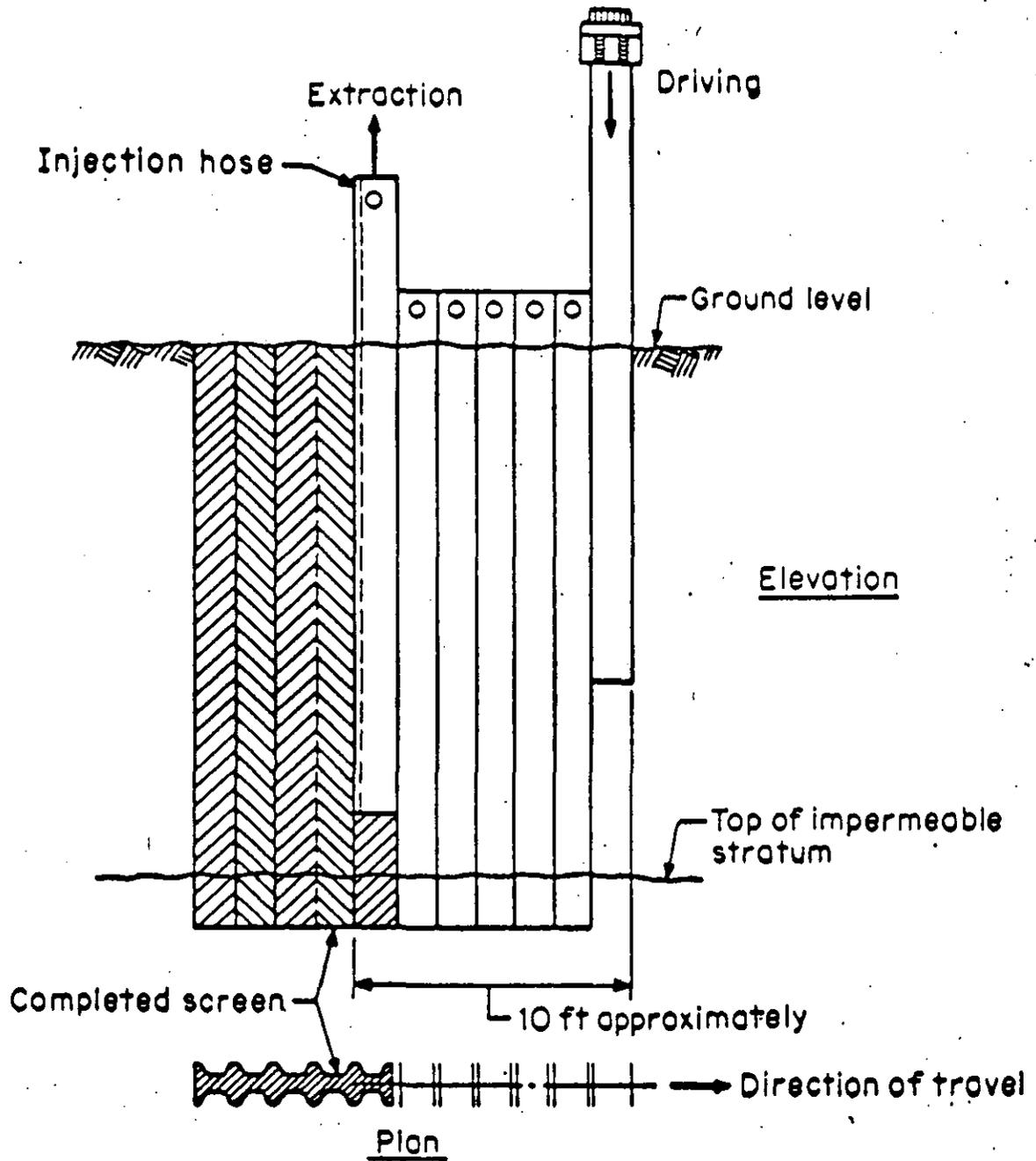
(c)



(d)



(e)

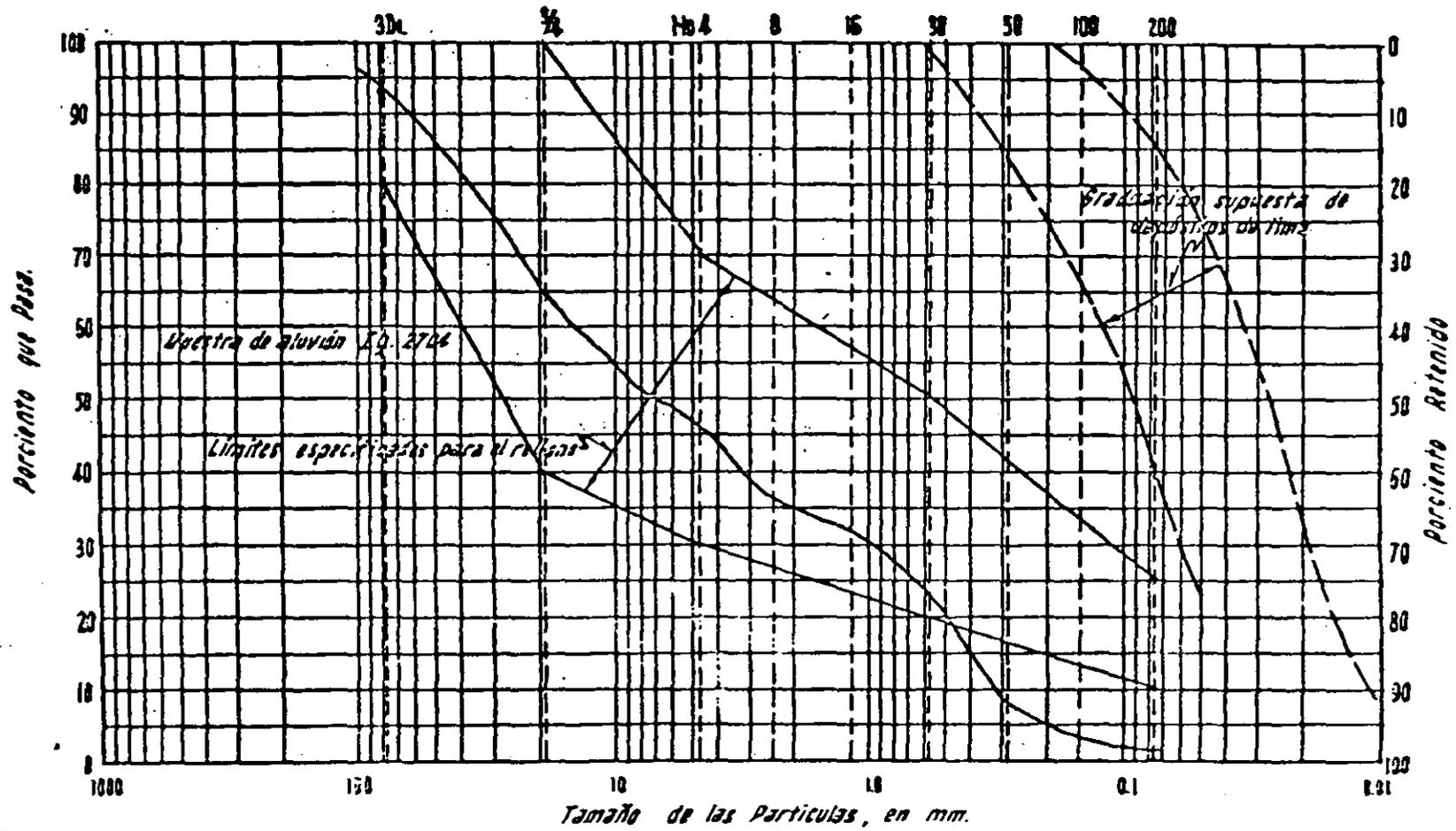


Method of installation of an injected-grout screen.

EQUIPO RECOMENDADO PARA LA CONSTRUCCION DE LA  
PANTALLA FLEXIBLE DE LA PRESA "LAS TORTOLAS".

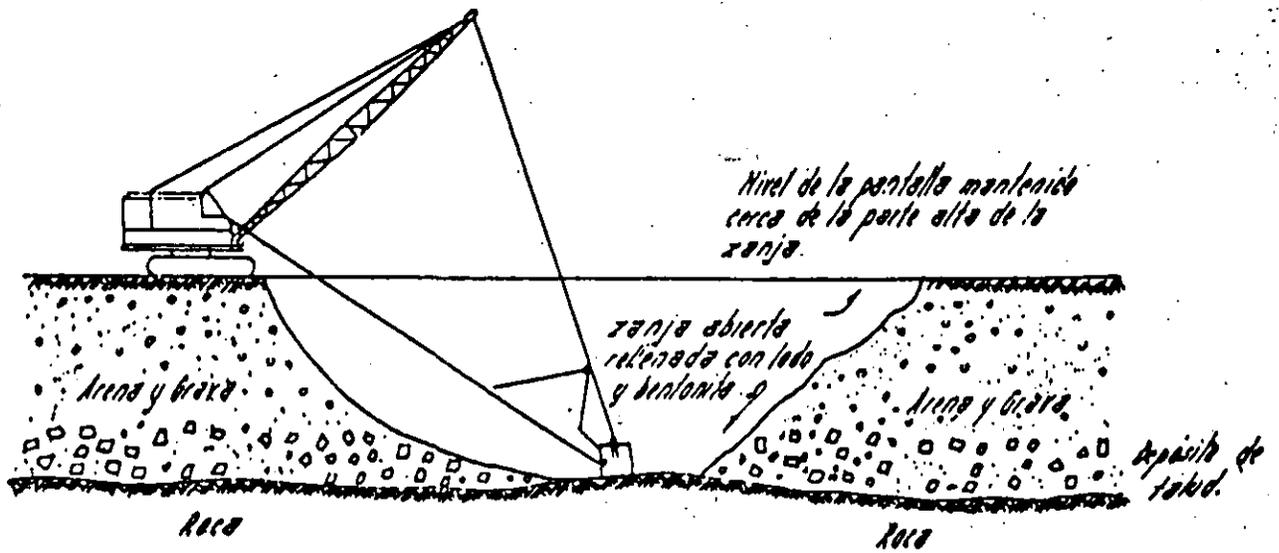
- 1 Grua de orugas Manitowoc # 4500 con pluma de 45 m y cucharón sin perforar de 4 metros cúbicos (2.3 m de ancho con cortadores laterales para dar el ancho total de 3 m)
- 1 Grua de orugas con cucharón de almeja de 0.75 metros cúbicos (La grua deberá tener capacidad para manejar un peso de 10 ton. o más y un malacate con capacidad para 35 m. de cable).
- 2 Bulldozer D-7 o mayores.
- 1 Compresor de aire de 600 p.c.m. con 60 m. de manguera.
- 1 Bomba centrífuga de 6" de diámetro, para lodos, y basura con manguera de succión.
- Bombas centrífugas de 4" de diámetro, autocebantes, con manguera de succión.
- 1 Unidad mezcladora de bentonita.
- 350 m. Tubería de 4"  $\emptyset$  con conexiones.
- 1 Cargador frontal para los limos.
- 1 Camión de volteo para acarreo de material limoso
- 1 Equipo de soldadura y herramientas mecánicas.
- 2 Camionetas Pick Up.
- 1 Camión pipa para combustible.
- 1 Camión con equipo de lubricación.
- 1 Barretón de acero de 10 ton. en forma de cincel.

Tamaño Standard de Mallas

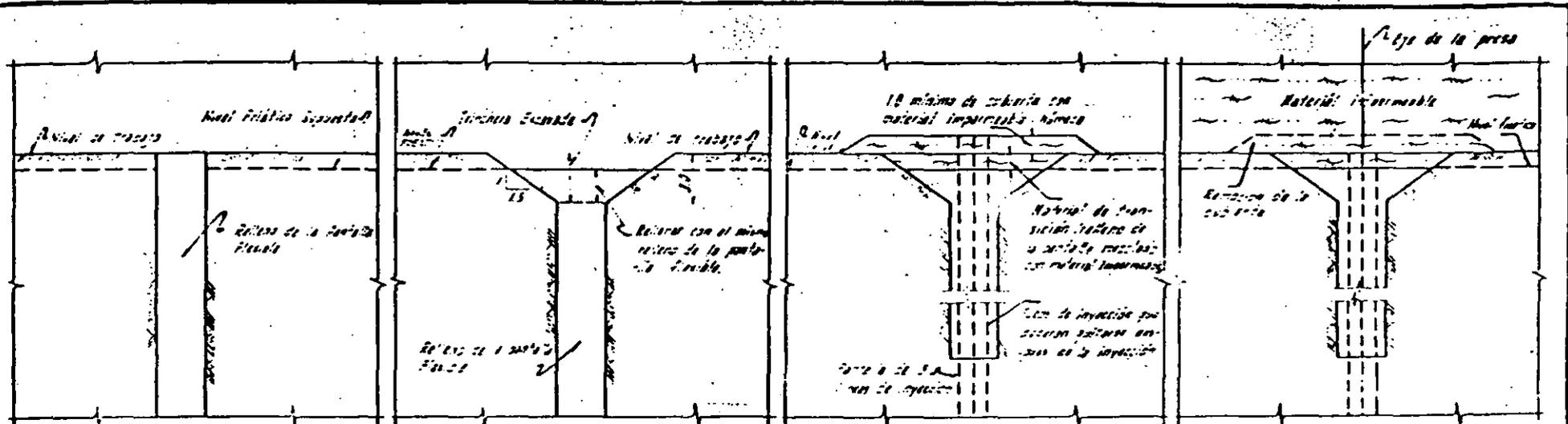


Piedras	Grava		Arena			Limo o Arcilla
	Gruesa	Fina	Gruesa	Medía	Fina	

Nota: El relleno será razonablemente bien graduado.  
 Se permitirán piedras aisladas de 6" de tamaño máximo.



Ha sido a escala.



1- La parte a reparar se seca y se refrena para el nivel de trabajo.

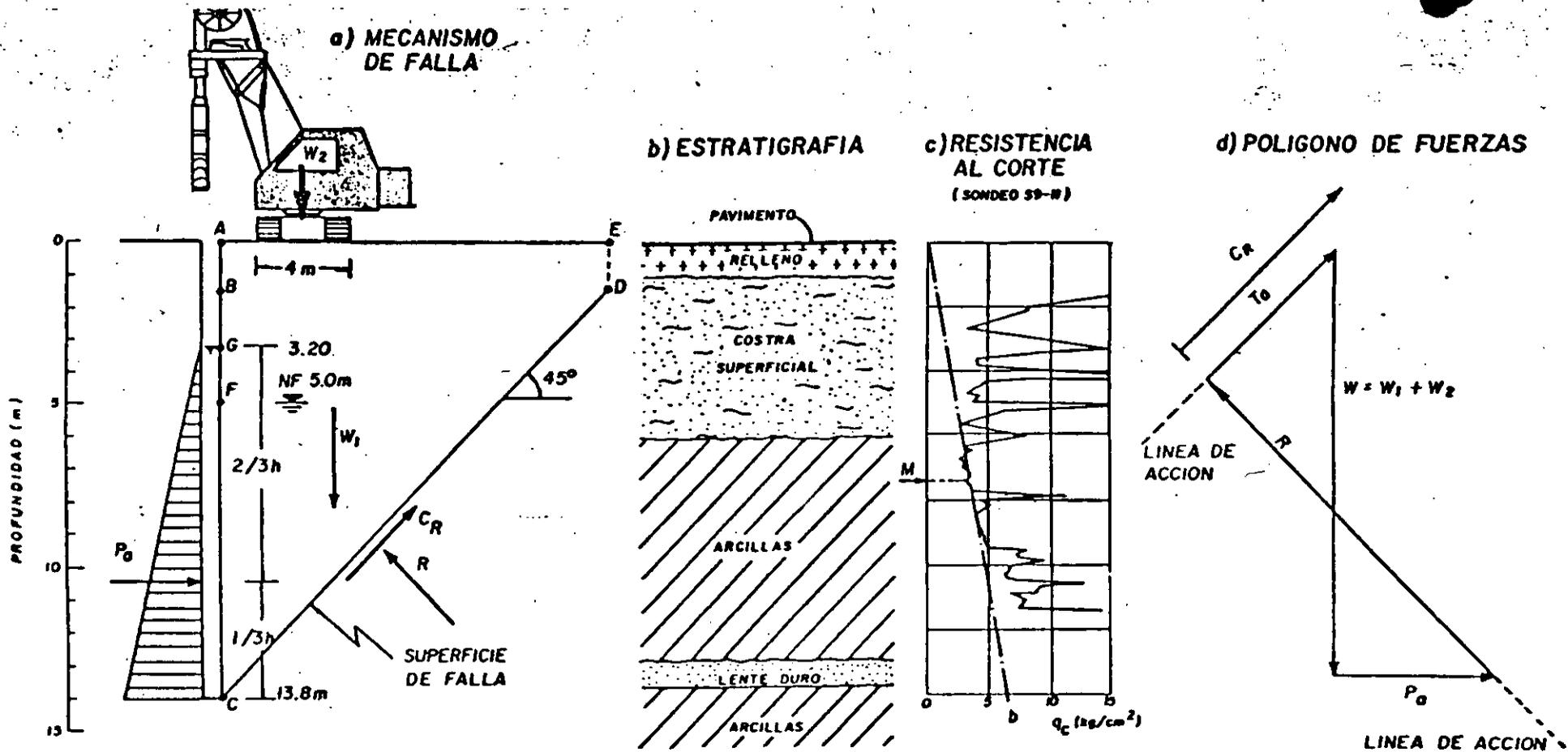
2- La grieta se abre desde la boca de la parte a reparar.  
 3- Las superficies se limpian y se preparan para el nivel de trabajo.  
 4- La parte a reparar se refrena para el nivel de trabajo y se refrena arriba.

5- La parte de la grieta se abre a una profundidad de 10 cm.  
 6- La parte de la grieta se abre a una profundidad de 10 cm.  
 7- La parte de la grieta se abre a una profundidad de 10 cm.  
 8- La parte de la grieta se abre a una profundidad de 10 cm.

9- Se aplica el material impermeable húmedo a la grieta.  
 10- Se aplica el material impermeable húmedo a la grieta.  
 11- Se aplica el material impermeable húmedo a la grieta.  
 12- Se aplica el material impermeable húmedo a la grieta.

**NOTAS:**

- 1- La grieta de reparación se abre por la parte superior de la grieta a reparar para asegurar que el material impermeable de la grieta no se sea afectado por cualquier asentamiento del terreno de la grieta.
- 2- La capa de material impermeable húmedo que se aplica en la grieta se aplica en una sola vez, formando una superficie de trabajo adecuada para el equipo de inyección y para prevenir fracturaciones en la superficie de la parte a reparar y una preparación adecuada.



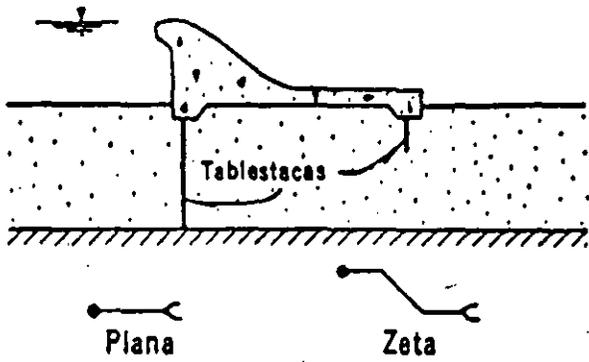
$$C_u = \frac{q_c}{N_k}$$

- CD- SUPERFICIE DE FALLA DONDE EL SUELO APORTA RESISTENCIA AL CORTE
- DE- SUPERFICIE DE FALLA, DONDE NO SE DESARROLLA RESISTENCIA AL CORTE
- AF- PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO
- AG- PROFUNDIDAD DEL FLUIDO DE EXCAVACION

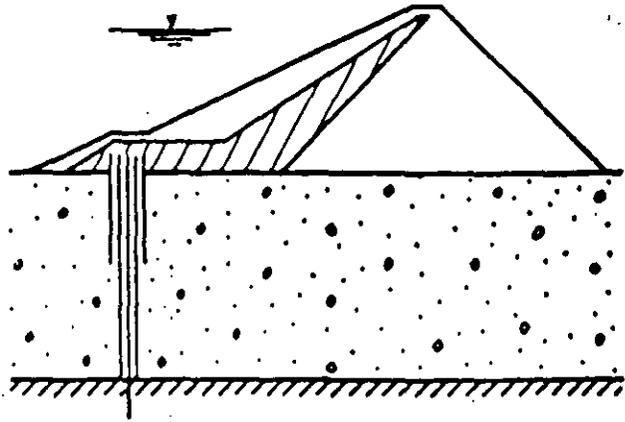
ACLARACION - Este caso corresponde a un muro excavado en la Línea 9 cercano a la calle Comercio

- $C_u$  : RESISTENCIA NO DRENADA
- $q_c$  : RESISTENCIA DEL CONO MEDIA
- $N_k$  : COEFICIENTE DE CORRELACION (10 PARA ESTE SITIO)

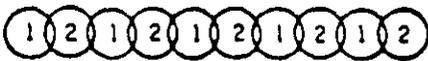
- $W_1$  = PESO DE LA CUNA ACDE
- $W_2$  = SOBRECARGAS
- $P_0$  = EMPUJE HIDROSTATICO DEL AGUA O LODO ( $1/2 \gamma_f h^2$ )
- $C_R$  = RESISTENCIA A LO LARGO DE LA SUPERFICIE DE FALLA ( $C_R = C_u \overline{CD}$ )
- $R$  = RESULTANTE
- $T_0$  = FUERZA TANGENTE NECESARIA PARA EL EQUILIBRIO DEL POLIGONO DE FUERZAS



Tablestacado



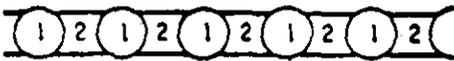
Cortina de inyecciones



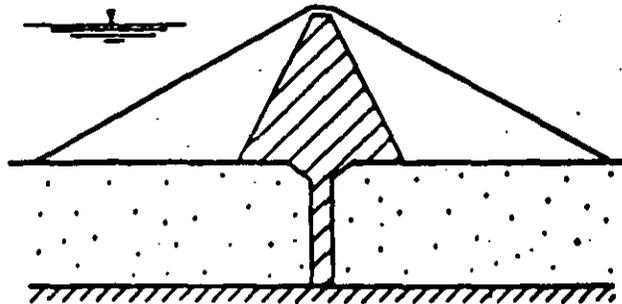
Pilotes secantes



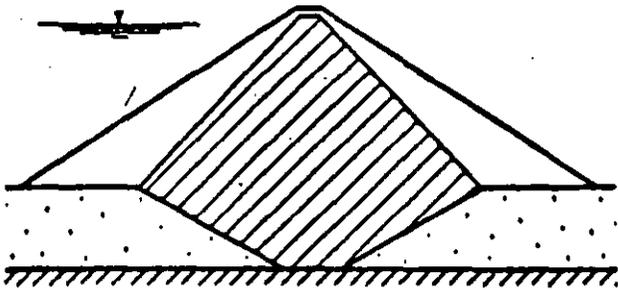
Paneles de concreto



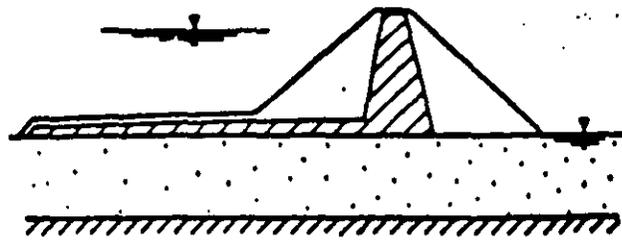
Paneles-pilotes



Trinchera de lodos

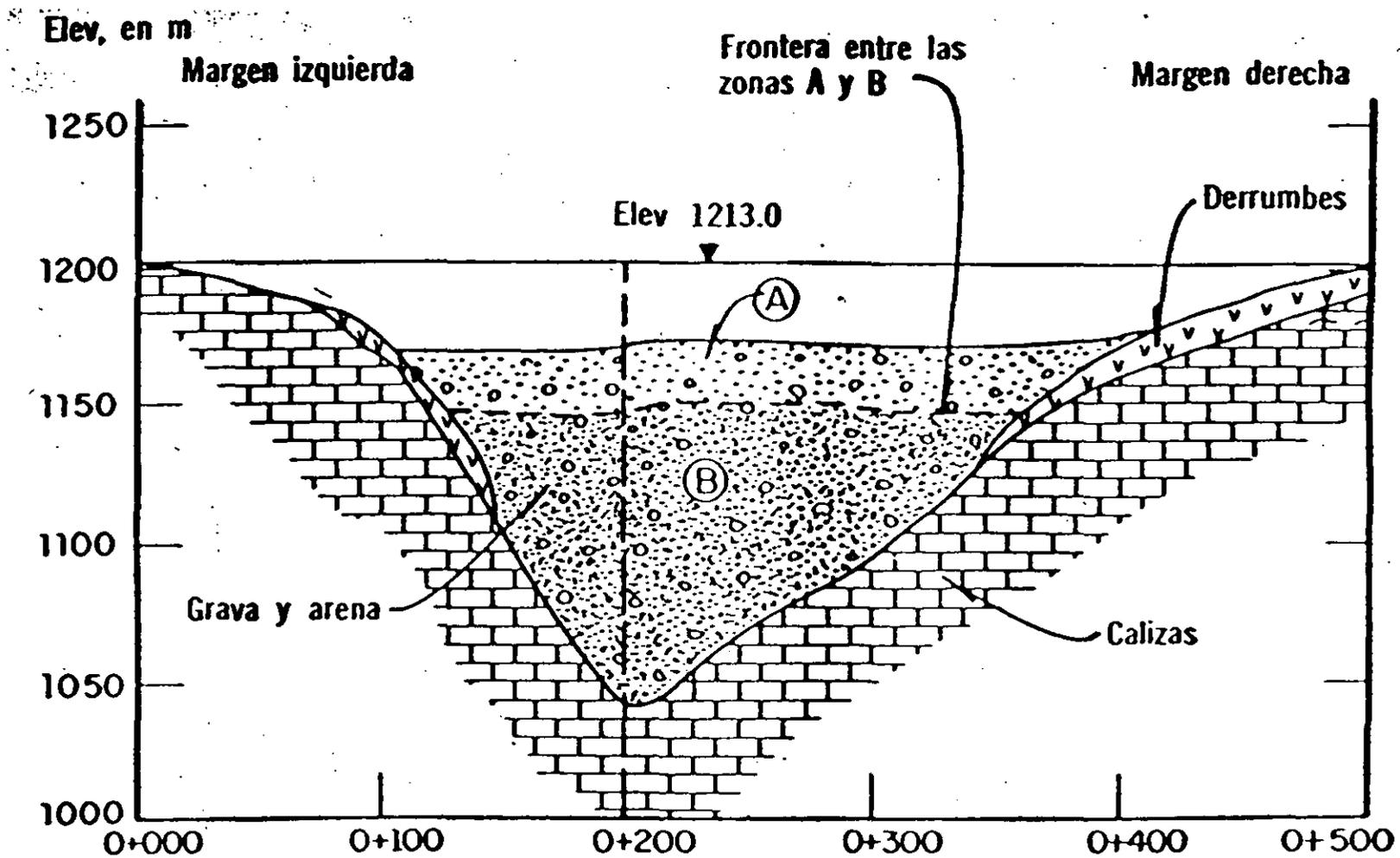


Trinchera rellena con suelo compactado



Delantal impermeable

Tipos de pantalla



**Presas Las Tórtolas, Dgo.**  
**Corte geológico por el**  
**eje de la presa**

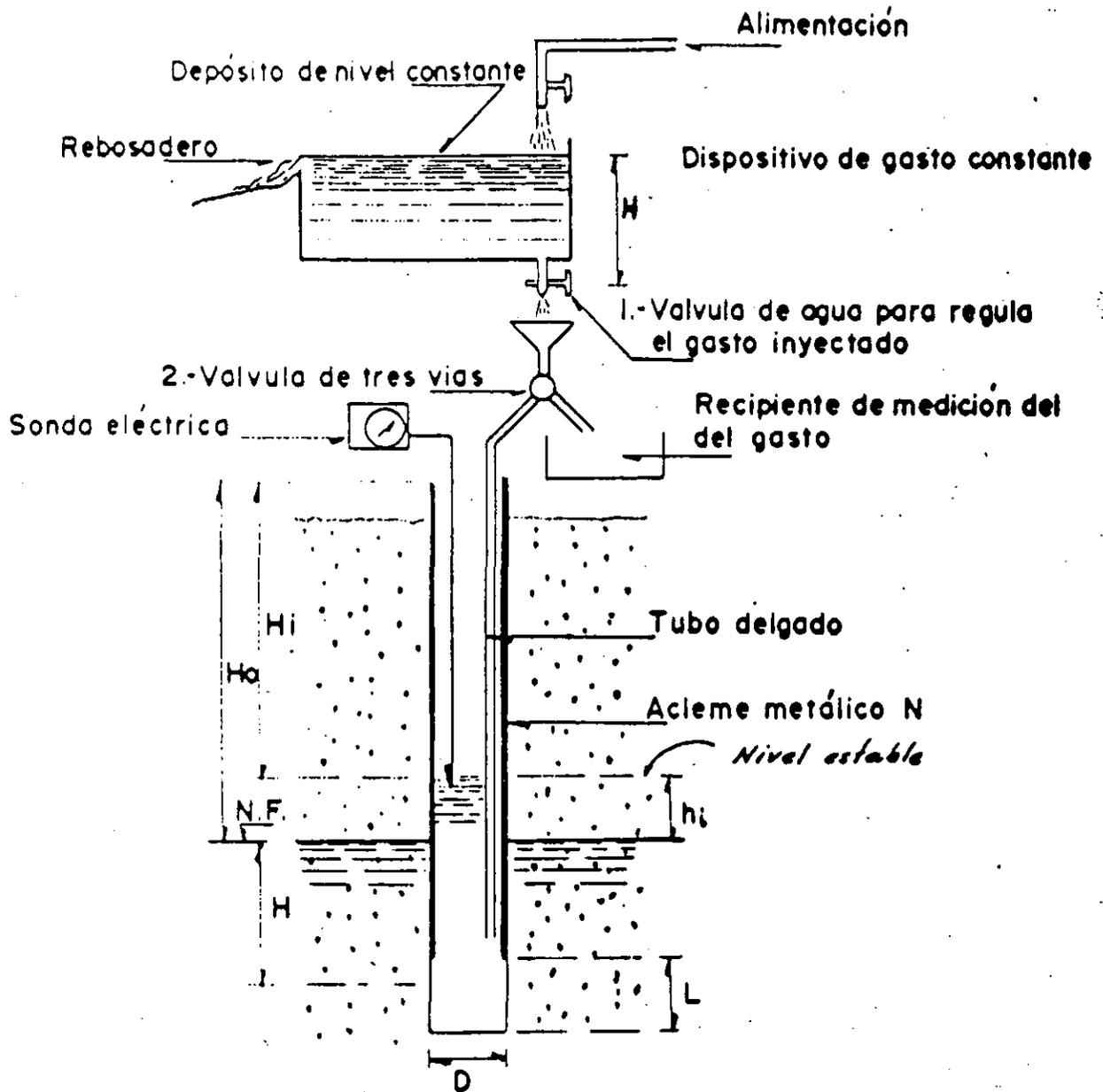


FIG. 15 DISPOSICION DEL EQUIPO PARA LA PRUEBA LEFRANC DE INYECCION CON CARGA CONSTANTE



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

**I N S T R U M E N T A C I O N**

**ING. FRANCISCO GONZALEZ VALENCIA**

**OCTUBRE, 1992**

# I N S T R U M E N T A C I O N

1. INTRODUCCIÓN
2. PROCEDIMIENTO GENERAL DE INSTRUMENTACIÓN GEOTECNICA
  - OBJETIVOS, DISEÑO Y PLANEACION
  - SELECCION E IMPLEMENTACION
  - INSTALACION
  - MEDICION
  - PROCESO DE DATOS
  - ANALISIS
3. EVOLUCIÓN DEL DISEÑO DE LA INSTRUMENTACIÓN
4. APARATOS DE MEDICIÓN
5. PROCESO Y ANÁLISIS DE DATOS
6. CONCLUSIONES

## 1. INTRODUCCION

Los suelos y rocas son materiales complejos, cuyo comportamiento está influenciado por muy diversos y numerosos factores, incluyendo su origen y formación hasta los efectos de tiempo. Por esta razón, en todos los trabajos de ingeniería geotécnica existe una discrepancia entre la predicción obtenida del cálculo y el comportamiento real de las estructuras, en consecuencia los diseños tienden a ser conservadores y los costos elevados. Por otro lado, la falla significa pérdida total de la obra, de instalaciones aguas abajo y, en ocasiones, pérdida de vidas humanas. Entonces, un buen proyecto de ingeniería será el más económico sin menoscabo de la seguridad, por lo cual se requiere de métodos y soluciones adecuadas durante el diseño y la posibilidad de cambio y mejora de esa solución conforme avanza la construcción.

La instrumentación geotécnica es la técnica que permite adecuar y balancear los diseños de manera racional por lo que se le reconoce una gran utilidad.

Así, los principales objetivos de una instrumentación son:

- 1) Obtener información que permita mejorar el "estado del arte" en diseño y construcción de estructuras térreas y cimentaciones.
- 2) Detectar oportunamente problemas o deficiencias en el comportamiento de estructuras térreas y cimentaciones durante la construcción para corregirlas oportunamente.
- 3) Conocer el comportamiento de las obras a largo plazo, tanto bajo condiciones normales de carga como ante la ocurrencia de eventos extraordinarios (como los sismos), con el fin de evaluar su seguridad.

El uso de la instrumentación en geotecnia no es simplemente la selección de instrumentos, sino un proceso de ingeniería complejo y por etapas que se inicia al definir la necesidad real de instrumentar, especificando los objetivos que se persiguen y terminando con el análisis e interpretación de la información.

Las personas no familiarizadas con instrumentación pueden creer que, para obtener la información requerida, sólo se necesita tomar un instrumento del almacén, instalarlo y tomar lecturas; sin embargo, el éxito de una instrumentación depende de un considerable trabajo de ingeniería y planeación y la participación de personal capacitado en todos los niveles.

Así, puede darse la siguiente definición:

"La instrumentación es una combinación de filosofía, conocimientos y actividades prácticas, que requiere de perspicacia, experiencia, aparatos y técnicas de medición, para obtener información cualitativa o cuantitativa necesaria para evaluar y resolver un problema geotécnico".

La instrumentación es toda una especialidad dentro de la geotecnia y sería necesario un curso completo para cubrirlo todo con detalle, por lo que a continuación sólo se presentará el tema de manera general y el interesado podrá recurrir a la extensa bibliografía existente.

## 2. PROCEDIMIENTO GENERAL DE INSTRUMENTACION

### 2.1 Objetivos

Antes de instalar cualquier instrumento es indispensable formular un "Programa de Instrumentación" y nombrar a un ingeniero responsable del mismo.

El Programa de Instrumentación es un documento importante que orientará la toma de decisiones, normará criterios asignando responsabilidades y regulará las actividades de todos los grupos involucrados. Este documento debe contener, en primer lugar, los objetivos que se pretenden alcanzar con la instrumentación, definiendo muy claramente lo que se quiere conocer o controlar con las modificaciones. También debe contener un calendario de actividades y todos los detalles relativos para cada una de las siguientes etapas:

- a. Planeación
- b. Fabricación y/o adquisición de aparatos
- c. Instalación
- d. Medición
- e. Proceso de datos
- f. Análisis de resultados

Los aspectos a especificar con detalle son: los recursos humanos, de equipo y financieros que se requieren, la precisión y frecuencia de las mediciones, quién será el responsable de cada etapa, quiénes harán las mediciones, a quién se reportará, quién hará la interpretación, etc.

## 2.2 Selección de aparatos

Se seleccionarán los instrumentos de acuerdo con los objetivos, para utilizar los aparatos idóneos en cuanto a rango de medición, precisión, repetibilidad y robustez. Se deberá tomar en cuenta que un diseño sencillo es preferible a uno complicado, al igual que se preferirá utilizar transductores ópticos, mecánicos, hidráulicos, o eléctricos, en este orden. También deberá tenerse en cuenta el conocimiento y experiencia previa de comportamiento de los aparatos seleccionados y la posibilidad de diseñar otros nuevos.

El ingeniero responsable del programa será quién seleccione los aparatos y, en su caso, coordine su fabricación y la realización de ensayos de funcionamiento y aceptación, apoyándose en especialistas mecánicos, electricistas y electrónicos.

## 2.3 Implementación

Para diseñar la implementación se deberá contar con una memoria descriptiva detallada de la localización de las estructuras y sitios que serán instrumentados, incluyendo toda la información geológica disponible y el programa de construcción de la obra.

Se procederá a ubicar la posición de los instrumentos en planos generales y se revisará con los responsables del proyecto, para tomarlo en cuenta en el programa de construcción de la obra tratando de conciliar las posibles interferencias que existen entre el proceso constructivo y las necesidades de medición, efectuando las modificaciones que se requieran. Se elaborarán los planos generales definitivos.

vos y los planos de detalle para llevar a cabo la instalación, tratando de detectar y resolver anticipadamente problemas que puedan surgir durante esta etapa.

Al mismo tiempo se elaborará un documento que contenga todas las especificaciones y procedimientos de instalación, así como las necesidades en recursos humanos y equipo.

#### 2.4 Instalación

Para efectuar la instalación, se organizará una oficina de campo, encabezada por un residente de instrumentación, y contará con el personal necesario para llevar a cabo el programa de instalación.

El residente de instrumentación será una persona con experiencia en esta actividad y deberá capacitar con suficiente anticipación al personal bajo su cargo, asignando tareas específicas y responsabilidades de cada uno. También deberá tener con suficiente anticipación los instrumentos y equipos de instalación, y realizar las verificaciones finales necesarias previas a la instalación.

Se prepararán los sitios y se instalarán los aparatos de acuerdo con los planos de detalle y con los procedimientos correspondientes debiendo documentar también con detalle todo el proceso, con el fin de integrar una "Memoria de Instrumentación" que facilite el trabajo posterior de análisis e interpretación de resultados de las mediciones.

#### 2.5 Medición

Las mediciones también se realizarán conforme al programa correspondiente, diseñado en la etapa de planeación y de

acuerdo con los procedimientos específicos para cada aparato. El programa original podrá modificarse según las necesidades o anomalías que surjan durante la construcción, a juicio del ingeniero responsable.

En todo momento deberá tenerse en cuenta que los requisitos indispensables de toda medición son que los resultados tienen que ser confiables y oportunos.

Para garantizar la confiabilidad, deberá contarse con procedimientos específicos de toma de lecturas para cada aparato y se pondrá especial cuidado en proporcionar la capacitación necesaria al personal de las brigadas de mediciones, programando cursos teórico-prácticos. Además, es necesario llevar a cabo una adecuada y continua supervisión en la obra.

La brigada de medición realizará su trabajo con la frecuencia establecida en el programa de mediciones y proporcionará diariamente los datos obtenidos a la oficina de campo, quien integrará un informe con una frecuencia que dependerá de la etapa en que se encuentre la obra (semanal, catorcena, mensual o trimestral), el cual será enviado con toda oportunidad y por los medios idóneos, a la oficina encargada del procesamiento de datos.

El informe de mediciones deberá incluir toda la información prevista en el documento "Contenido del Informe de Mediciones", el cual será elaborado por el ingeniero responsable del programa. En caso de que no se cuente con algún dato porque no pudo realizarse la medición, se deberá elaborar una nota señalando las causas, para programar las acciones que permitan corregir las anomalías y también para facilitar el análisis posterior.

Además, la brigada de mediciones deberá incluir en su informe un reporte del estado de los instrumentos y estaciones de medición, señalando las necesidades de mantenimiento o reparación actuales o futuras, debiendo integrar un programa de mantenimiento preventivo y correctivo, esto con objeto de contar en todo momento con instrumentos confiables.

### 2.6 Proceso de datos

El proceso de la información de campo consistirá en realizar todos los cálculos numéricos que se requieran para obtener el valor de las variables que se controlan, elaborar gráficas que presenten con claridad esos valores, de acuerdo con los procedimientos específicos elaborados para este fin, y emitir un informe para su análisis y consulta.

La oficina encargada del proceso de datos recibirá el informe de mediciones, revisará que la información esté completa y libre de errores u omisiones y la distribuirá entre su personal para su proceso.

Con objeto de preservar y facilitar la consulta del enorme y valioso volumen de datos de medición, se integrará un banco de datos que será organizado preferentemente en equipos de cómputo debidamente diseñados y respaldados.

El informe que emita la oficina encargada del procesamiento de datos deberá incluir, además de las gráficas con los resultados de las mediciones, toda la información adicional que facilite el trabajo de análisis, obtenida de los informes de la brigada de mediciones.

## 2.7 Análisis

El trabajo de análisis de los resultados de las mediciones es muy importante y tiene por objeto conocer el comportamiento de las estructuras instrumentadas y evaluar su seguridad.

Para realizar este trabajo se requiere contar con los siguientes documentos:

- a. Memoria Técnica de la Obra
- b. Memoria de Instalación de la Instrumentación
- c. Informes de Análisis Previos
- d. Informes con los Resultados de las Mediciones
- e. Informes de las Visitas de Inspección

La Memoria Técnica de la Obra es un documento que integra la información topográfica y geométrica del proyecto; así como también el avance de construcción real y toda la información relevante, incidentes y problemas ocurridos durante la construcción, ya que el comportamiento posterior puede tener su origen en esta etapa.

La Memoria de Instalación de la Instrumentación, es el documento que contiene todos los detalles de la instrumentación, tipos de aparato, origen, precisión, calibraciones, dimensiones y posición relativa, fotografías y croquis de los trabajos de instalación, los incidentes ocurridos en esta etapa, quiénes formaron el personal, etc. En general, debe contener toda la información posible con objeto de facilitar la interpretación de los resultados de las mediciones posteriores y para descartar la posibilidad de funcionamiento defectuoso o no confiable de algún aparato.

...

Los Informes de Comportamiento previos permiten conocer en muy poco tiempo el comportamiento que ha tenido la obra en toda su vida útil, además de identificar, ratificar o descartar tendencias de comportamiento, hacer el seguimiento de las anomalías detectadas y ponderar su importancia, normar criterios y también facilitar la toma de decisiones.

Los Informes con los Resultados de las Mediciones constituyen la actualización de la información y permiten conocer el comportamiento de las estructuras y sus apoyos en el pasado reciente. De su oportunidad dependerá la efectividad en la toma de decisiones para la adecuada atención de posibles anomalías o desviaciones que se detecten, permitiendo ejercer un adecuado control en beneficio de la seguridad de las obras.

Los Informes de las Visitas de Inspección también son importantes y complementan la información obtenida con las mediciones, permitiendo al ingeniero tener una visión de conjunto de la obra, situarse en el contexto real de los problemas, ponderar y validar los resultados de las mediciones, detectar anomalías no registradas con la instrumentación o no percibidas por el personal de las brigadas de medición, etc. Las visitas a las obras constituyen un elemento muy valioso e indispensable para proponer acciones preventivas inmediatas, en caso de ser necesario, determinar la necesidad de instalar instrumentación adicional o de efectuar nuevas mediciones, modificar los programas de medición y, en general, contar con más elementos de juicio para poder evaluar la seguridad de la obra utilizando la experiencia y el sentido común del ingeniero.

Por estas razones, es necesario que los ingenieros que realicen el trabajo de análisis hagan visitas periódicas a las obras para inspeccionar tanto las estructuras como la instrumentación, con la frecuencia determinada tanto por el ingeniero responsable del programa como por las circunstancias que marque el propio comportamiento de la obra.

Como resultado del análisis, se elaborará un informe en donde se presente el resultado de la evaluación de la seguridad de la obra, se describa su comportamiento general, se resalten las anomalías o tendencias desfavorables encontradas y las recomendaciones que permitan corregirlas, incluyendo las opiniones de los especialistas en geotecnia y consultores que hayan participado multidisciplinariamente en el proceso de evaluación.

### 3. EVOLUCION DEL DISEÑO DE LA INSTRUMENTACION

Al principio de la década de los sesentas, la Comisión Federal de Electricidad de México (CFE), inició la construcción de grandes plantas hidroeléctricas, instrumentando las presas de tierra y enrocamiento con aparatos proyectados y desarrollados en la misma instalación y con aquellos que, sin dejar de ser simples y resistentes, constituían la vanguardia tecnológica en su época, como son el inclinómetro (Slope Indicator Co.) y el deformómetro (US Bureau of Reclamation "Cross Arm").

El avance de las mediciones en presas de tierra y enrocamiento al inicio de los años sesentas era limitado; se realizaban registros de asentamientos y desplazamientos horizontales en varios puntos de la presa, así como determinaciones de presión de poro en el núcleo. La instrumenta-

ción de la presa El Infiernillo, construida en esa época, fue orientada hacia la determinación de la magnitud y distribución de las deformaciones y desplazamientos, así como la medición de la presión de poro en algunos puntos de la estructura. Se iniciaba así un programa, aún vigente, para analizar el comportamiento de presas basado en los resultados de observación instrumental.

Posteriormente, en la presa La Villita, y con el fin de obtener información más completa sobre el comportamiento de los materiales durante su construcción y evaluar los esfuerzos dentro de la estructura, se utilizaron por primera vez celdas de presión diseñadas para registrar esfuerzos totales y se instalaron niveles hidráulicos para medir asentamientos.

Las presas El Infiernillo y La Villita, que fueron las primeras que se instrumentaron por la CFE han rendido en los veintiseis años de observación datos valiosos, sobre todo en lo que se refiere a la acción de sismos intensos.

Al evolucionar las teorías y métodos de análisis del comportamiento de presas, fue necesario aumentar el alcance de las mediciones para conocer el estado de esfuerzos y deformaciones en el cuerpo de las mismas, por lo cual en la presa La Angostura se agruparon instrumentos en distintas zonas de la sección máxima, para medir la interacción núcleo-respaldos y en general la distribución de esfuerzos y deformaciones en el resto de la estructura y la cimentación.

Un paso más fue dado al utilizar el llamado "enfoque observacional" para modificar el diseño con base en las tendencias observadas mediante instrumentación durante la construcción.

Son ejemplos de este enfoque, las presas Chicoasén, La Angostura, El Caracol y Peñitas; la primera por la geometría y geología del sitio y por sus dimensiones (altura, 260 m); la segunda, principalmente en razón de las propiedades mecánicas de los materiales disponibles para su construcción; la tercera, debido a la condición geológica de la ladera izquierda y la circunstancia de que la estructura quedó emplazada sobre una falla supuestamente inactiva; y la última, aunque de altura modesta (70 m), porque debió construirse sobre un lecho de arena de unos 50 m de espesor máximo, cortado con una pantalla de concreto plástico bajo el núcleo impermeable.

#### 4. APARATOS DE MEDICION

El tipo, número y distribución de los instrumentos por instalar dependen de las características de cada proyecto, la localización de las obras, la topografía del sitio, las condiciones geológicas, el tipo, materiales y geometría de la presa, incertidumbres en el diseño, problemas surgidos durante la construcción de la propia estructura, etc, por lo cual no es posible estandarizar la instrumentación; sin embargo, para las presas de tierra y enrocamiento, el sistema de instrumentación normalmente incluye los siguientes tipos de aparatos:

- dispositivos de control topográfico y geodésico (puntos fijos, monumentos de referencia superficiales, etc.)
- Dispositivos para la medición de desplazamientos horizontales y verticales (inclinómetros, deformómetros, niveles hidráulicos de asentamiento, etc.)

- instrumentos para medición de esfuerzos y deformaciones dentro del cuerpo de la presa (celdas de presión, extensómetros, etc.)
- indicadores de presión de poro (piezómetros)
- indicadores de nivel del agua (pozos de observación, piezómetros abiertos, etc.)
- Dispositivos para las mediciones de agua de filtraciones
- instrumentación sísmica (acelerógrafos y sismógrafos)

El diseño de un sistema de instrumentación dependerá de los objetivos que se establezcan, lo que conduce necesariamente a definir los parámetros que serán medidos, por ejemplo: presión de poro, deformaciones, niveles de agua, etc. Definidas las variables, se deben anticipar las magnitudes máximas y mínimas del cambio, lo que define el rango y la precisión requeridas, en qué dirección ocurrirá el cambio, lo que permitirá orientarlo adecuadamente y también deberán fijarse los valores de advertencia para considerar la existencia de una anomalía. Una vez que se cuenta con esta información, se procede a la selección de los instrumentos.

Para la selección de instrumentos debe considerarse que la característica principal que debe tener un instrumento sobre cualquier otra es la CONFIABILIDAD, es decir, que se deben utilizar instrumentos confiables. Inherentes a la confiabilidad están:

- máxima simplicidad
- repetibilidad y autoverificación
- durabilidad

Cualquier instrumento por simple o complejo que sea está integrado por tres componentes básicos conectados en serie: Sensor, Conductor de la señal y Registrador.

El Sensor capta el cambio de la variable medida y a través de un transductor se genera una señal que es conducida hasta un dispositivo que permite registrarla o leerla. El orden decreciente en simplicidad y confiabilidad, de los transductores es el siguiente: ópticos, mecánicos, hidráulicos, neumáticos y eléctricos.

Otras características que debe cubrir un buen instrumento son las siguientes:

- Precisión y estabilidad en las lecturas
- Resolución y facilidad de lectura
- Robustez para el manejo en obra
- Resistencia al medio ambiente hostil
- Mínima interferencia con el sitio
- Facilidad para calibrar y verificar el funcionamiento
- Facilidad de instalación
- Poco sensible a cambios en el medio ambiente

El mínimo costo de un instrumento nunca debería determinar su selección, y el aparato más barato puede resultar que no minimice el costo total del proyecto. Para estimar cuál es la alternativa más económica, se deben tener en cuenta los costos de suministro, calibración, instalación, mantenimiento, toma de lecturas y proceso de datos.

Una estadística sobre el comportamiento de aparatos instalados en las presas construidas por CFE, así como las observaciones sobre la instalación y mantenimiento de los instrumentos, revela que existe un buen número de problemas aún no resueltos satisfactoriamente.

Inclinómetros que por deformación no permiten el paso del sensor (obturación), o que por inclinación de ciertos tramos de la tubería registran lecturas erróneas (péndulo operando fuera de su plano). Extensómetros eléctricos que dejan de funcionar por filtración a través de empaques, o bien, por haber agotado su carrera en desplazamiento. Ruptura de tuberías que accionan el sensor de celdas de presión total o piezómetros neumáticos, debido a deformación pronunciada en la interfase de la presa y laderas; por la misma razón, la falla o funcionamiento errático de medidores hidráulicos de asentamientos. Celdas o piezómetros neumáticos que registran esfuerzos totales y presiones neutrales poco consistentes.

Pero no todos los defectos antes mencionados son atribuibles al aparato o dispositivos de medición en sí. La colocación de instrumentos en las diferentes zonas de una presa de tierra y enrocamiento constituye en la práctica un reto; demanda personal entrenado y cuidadoso, técnicas de instalación especiales que deben desarrollarse a gran escala en laboratorio, y protección sistemática contra daño durante la construcción.

## 5. PROCESO Y ANALISIS DE DATOS

### 5.1 Proceso

El éxito de la observación de las presas depende de la confiabilidad del proceso de datos y de su evaluación. La información que proporcionen los instrumentos de una presa serán de utilidad solamente si el ingeniero tiene la suficiente habilidad para interpretarlos y tener una respuesta adecuada. La voluminosa información que resulta de un programa de control frecuente abruma al responsable de su procesamiento, por lo que la correcta planeación de las actividades y la capacitación del personal involucrado, son esenciales para el éxito del programa de mediciones. El volumen de información a procesar se va incrementando gradualmente conforme avanza la construcción de la presa y la instalación de la instrumentación, al igual que la frecuencia de las lecturas durante la etapa crítica del primer llenado.

Es probable que estas dificultades no puedan superarse con tan sólo incrementar al grupo responsable de interpretar los datos de las mediciones, puesto que distribuir el trabajo entre un mayor número de personas puede resultar en una pérdida de la comprensión global del fenómeno involucrado y una dilución de la responsabilidad. Por el contrario, sería deseable que la interpretación se llevara a cabo bajo la dirección de un grupo pequeño, inclusive de un solo individuo con profundo conocimiento de los materiales involucrados, de las hipótesis de diseño del proyecto y de la filosofía general de la instrumentación.

...

Por lo anterior, resulta inevitable contar en gran medida con el empleo de computadoras para el proceso, registro y concentración de los datos y también para la elaboración de gráficas, con objeto de descargar al personal de la mayor parte del trabajo rutinario y de esta forma puedan dedicar más tiempo a la evaluación. Esto permitirá que el personal mantenga la comprensión necesaria de la importancia de las mediciones, pueda detectar mediciones falsas y corregirlas, así como descubrir oportunamente tendencias críticas y actuar de inmediato.

Es bien conocido que los listados de datos de computadora son poco manejables y que no son comprensibles claramente para propósitos de evaluación. Por lo tanto, sólo resultan de verdadera utilidad los sistemas que disponen de gráficos de datos y hacen uso extensivo de ellos. Los programas de computadora deben ser escritos de manera flexible para permitir la evaluación de los datos en varias formas, con objeto de poder obtener correlaciones entre los valores obtenidos y las variables del comportamiento de una presa, tales como etapas relevantes de construcción, llenado del embalse o eventos meteorológicos.

Una vez concluido el llenado inicial, deberá resumirse toda la información disponible, para hacer con ella una evaluación final que servirá para decidir si la presa, sus empotramientos y los taludes del embalse, bajo las condiciones de carga, se comportan de tal modo que quede garantizada la operación normal y segura del proyecto.

En la etapa de operación de la obra, deberá continuarse la medición y proceso de datos de la presa, para conocer su

comportamiento a largo plazo bajo condiciones normales o después de un evento extraordinario, para detectar en una etapa incipiente el desarrollo de alguna falla.

Durante este periodo se reduce la frecuencia de las mediciones, adaptando el programa de observación adecuado con los requerimientos particulares de cada presa, reduciendo también el volumen de datos a procesar, pero nunca debe reducirse la importancia del informe con los resultados del proceso.

## 5.2 Análisis

Aunque todas las presas representan un riesgo, como cualquier otra estructura hecha por el hombre, la mayoría de las fallas desastrosas de presas pudieron haberse evitado si se hubiera observado sistemáticamente su comportamiento y evaluado de inmediato los resultados de dicha observación para poder tomar medidas preventivas de acuerdo con una estrategia preparada de antemano para el caso de ocurrir problemas.

En la mayoría de los casos, los incidentes en presas de tierra y enrocamiento han ocurrido después de una falla previa. Tales fallas son generalmente procesos complejos que se desarrollan en función del tiempo, emitiendo por adelantado señales de advertencia que pueden detectarse mediante la observación de la presa. En consecuencia la medición frecuente de los instrumentos instalados en la presa y la inmediata evaluación de sus registros para poder detectar dichas advertencias previas a una falla, se ha aceptado en la actualidad como parte integral del proceso constructivo de una presa, en lo concerniente a seguridad de la misma.

La evaluación de datos de las mediciones en la instrumentación de presas se basa en:

- La comparación entre los valores medidos del comportamiento de la presa (esfuerzos, deformaciones, filtraciones, etc.) contra los valores esperados con base en los cálculos de diseño. Valores similares indican un comportamiento normal, no crítico de la presa. Desviaciones significativas entre los valores medidos y los calculados, indican consideraciones erróneas de diseño o comportamiento crítico de la presa, que puede resultar en una falla de la misma.
- La variación de los valores medidos en función del tiempo. Valores constantes o valores linealmente variables en relación con el incremento de cargas causado por la construcción o el llenado del embalse, indican un comportamiento normal de la presa. Valores variables en una forma no lineal y que no puede ser explicados por la ocurrencia de eventos específicos, normalmente tienen que ser considerados como críticos y que requieren tomar medidas correctivas. Para la evaluación de algunos valores variables en función del tiempo, un incremento nominal del valor, frecuentemente no es de importancia.

A continuación se presenta como ejemplo el análisis de comportamiento de la presa La Villita, haciendo énfasis en el efecto de los sismos en la estructura.

## 6. CONCLUSIONES

La instrumentación ha permitido evaluar la interacción entre materiales componentes de la presa y la de ésta con las laderas, siendo notables los efectos registrados en El Infier-

...

nillo y La Angostura, y en el caso particular de La Villita, la influencia de la pantalla de concreto colada a través del depósito aluvial en la deformación del núcleo impermeable. Otro fenómeno poco conocido y consecuencia de la interacción entre materiales, es la falla del filtro aguas arriba de la presa La Angostura, a unos 100 metros bajo la corona, detectada durante el primer llenado del embalse y causa de asentamientos no previstos en el enrocamiento mojado; son similares las observaciones de la presa Chicoasén relativas también a los efectos del llenado inicial. A la colocación de franjas de arcilla compactada del lado húmedo en contacto con las laderas y en el tercio superior del núcleo de esta última presa, se atribuye el comportamiento satisfactorio registrado hasta el presente.

Resultan de gran interés las series de mediciones en El Infiernillo y La Villita durante más de cuatro lustros, en que fueron sometidas las presas a la acción de un buen número de sismos intensos provocando deformaciones significativas en la estructura.

No obstante algunas limitaciones y deficiencias en la instrumentación instalada en las presas de la CFE, se cuenta con uno de los mejores bancos de datos en su tipo en el mundo. Las mediciones efectuadas han permitido advertir a tiempo desviaciones no previstas en los estudios teórico-experimentales realizados a nivel de diseño y se considera que los resultados de las actividades de instrumentación han contribuido tanto a mejorar el conocimiento del comportamiento de las estructuras, como a introducir medidas preventivas y correctivas en su construcción.

Son numerosos los problemas aún no resueltos cabalmente: confiabilidad de los instrumentos de medición, procedimien-

tos de colocación de los medidores, leyes constitutivas de los materiales compactados, efecto de los procesos constructivos en las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos de la estructura, núcleo-filtro y presa-laderas, licuación de los depósitos aluviales de cimentación en zonas sísmicas, plastificación del núcleo, etc.

Las investigaciones por desarrollar tanto en el campo experimental como teórico son innumerables, y el análisis del comportamiento de las presas ya construidas o en construcción ha sido y seguirá siendo fuente de inspiración para sugerir campos de investigación, impulsar diseños más seguros, y resolver deficiencias pasadas.

## 8. BIBLIOGRAFIA

- Dunnicliff, J. "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance", Wiley-Interscience Publication. John Wiley & Sons, 1988
- Hanna, T.H. "Field Instrumentation in Geotechnical Engineering". Trans. Tech Publications 1985
- Jansen, R.B. "Dams and Public Safety". U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1983
- SRH-CFE-UNAM "Comportamiento de presas construidas en México", Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presas. México, 1976
- CFE "Comportamiento de presas construidas en México", Contribución al XV Congreso Internacional de Grandes Presas. Lausanne, Suiza, 1985
- SMMS "Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Flores Nuñez, J. y Auvinet Guichard, G. "Comportamiento de la Presa Madin, durante su construcción y primer llenado". México, 1979. Editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

CFE

"Manual de Diseño de Obras Civiles",  
Geotecnia, B.2.5, Instrumentación en  
Suelos.

Committe on the  
Safety of Existing  
Dams, National  
Research Council

"Safety of Existing Dams, Evaluation  
and Improvement", National Academy  
Press. Washington, USA 1983

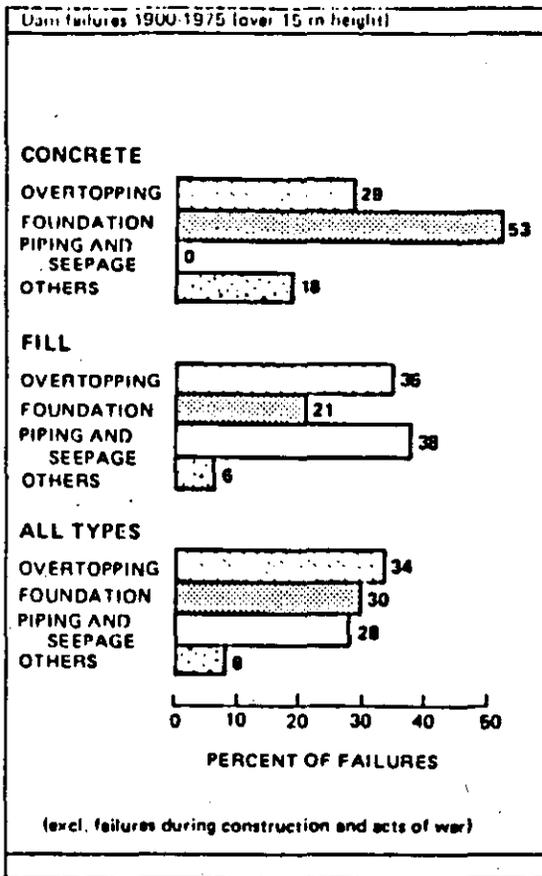
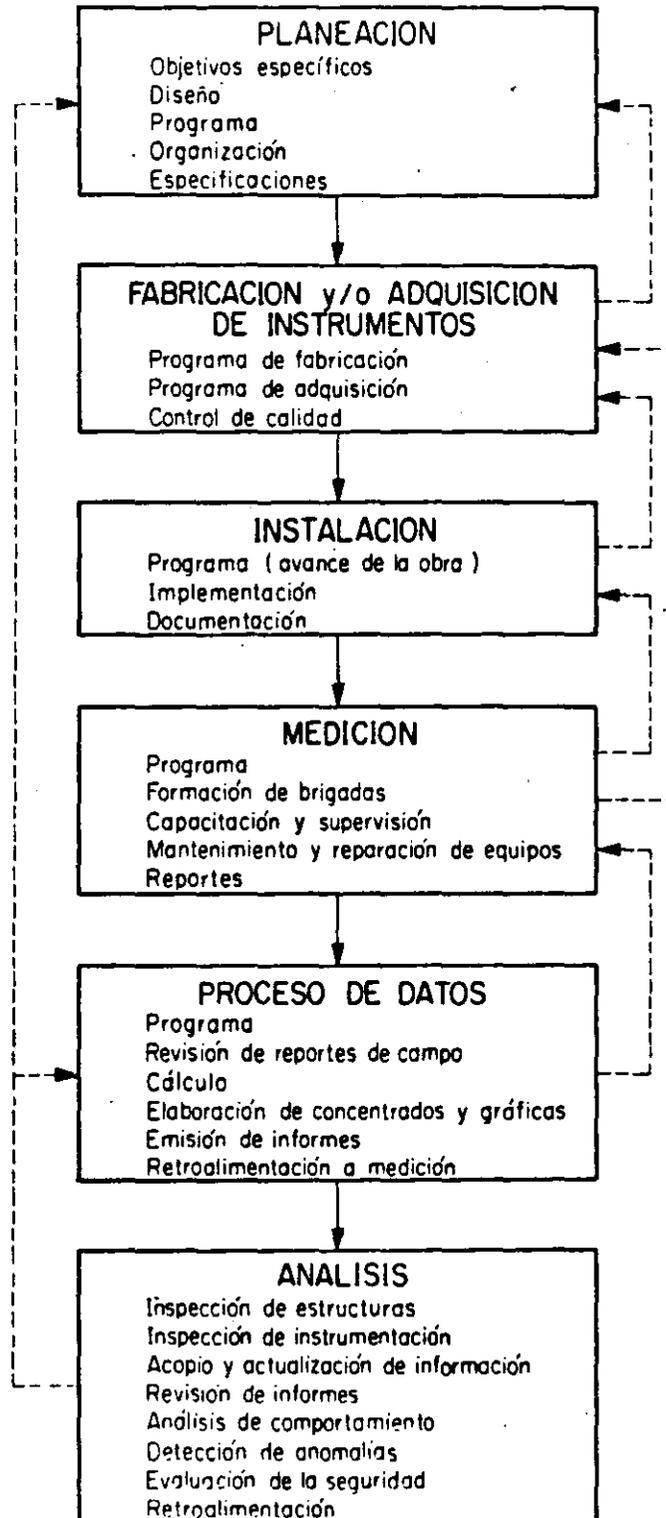


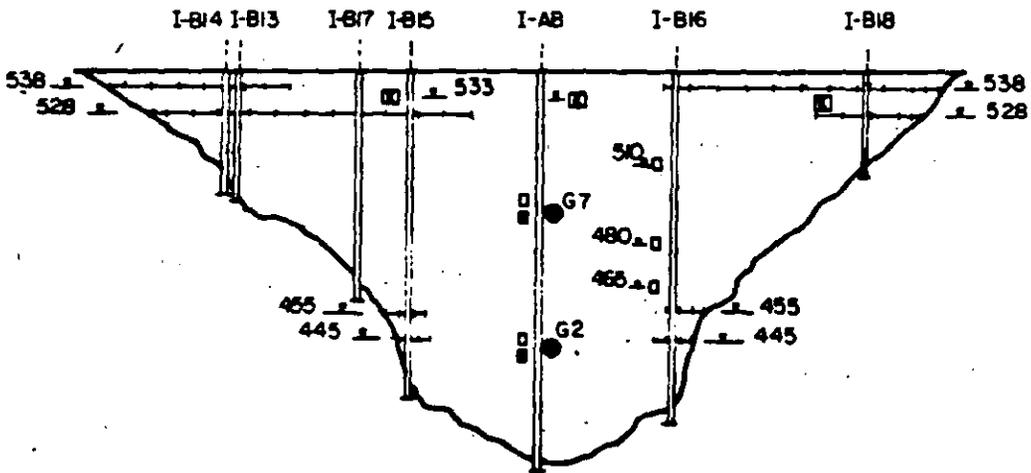
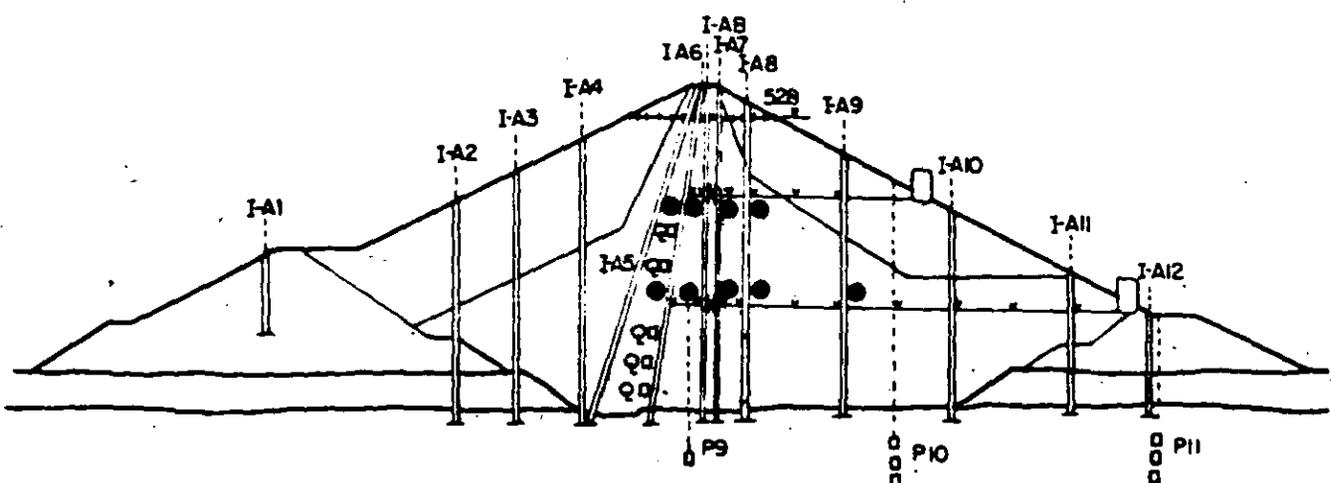
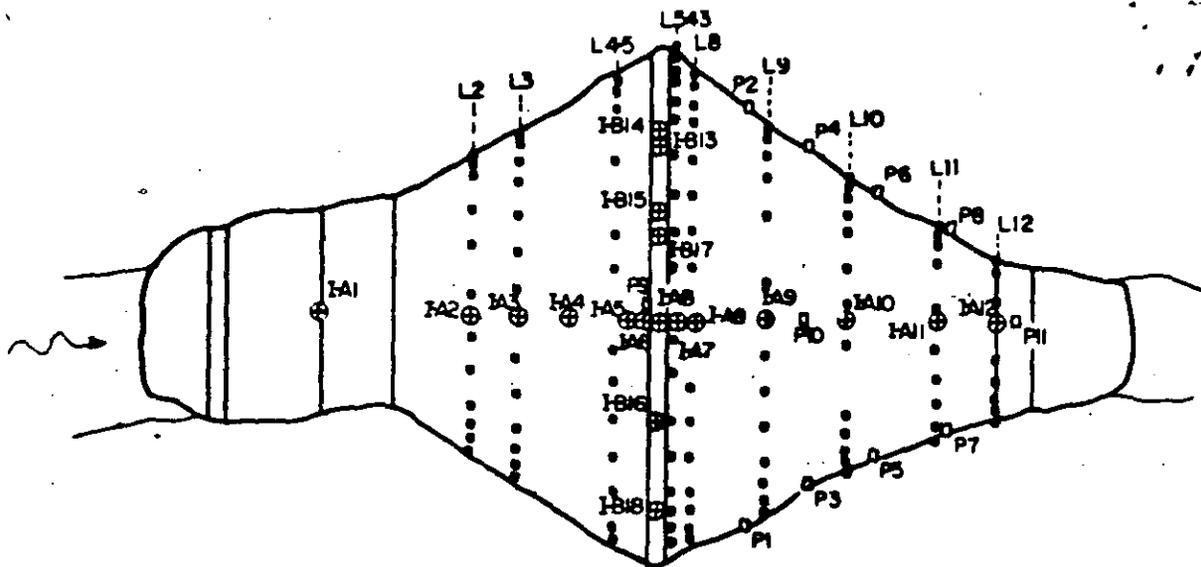
FIGURE 2-1 Cause of failure. SOURCE: ICOLD (1973).

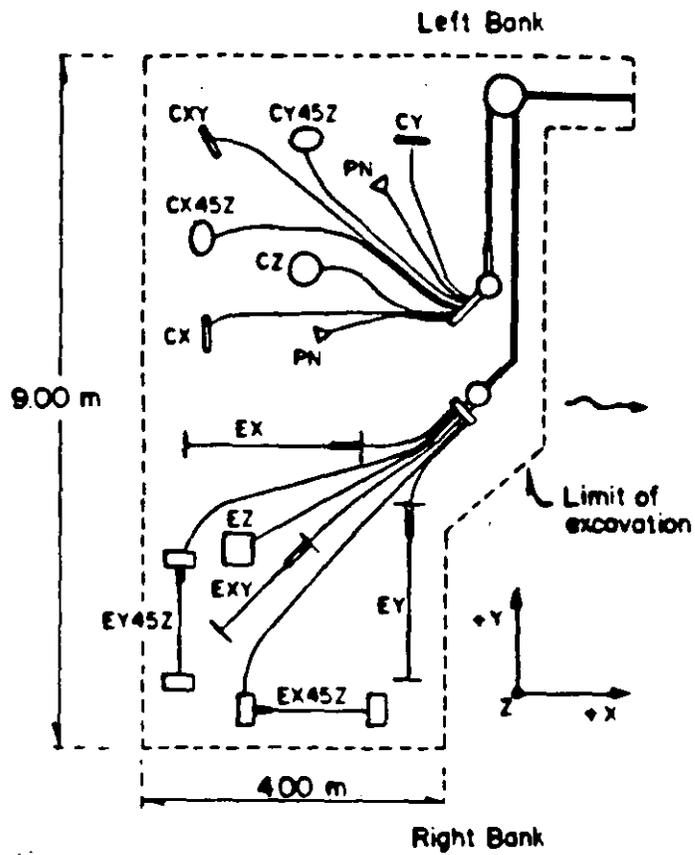
# INSTRUMENTACION GEOTECNICA

**Objetivo :** Conocer el comportamiento de las estructuras para evaluar su seguridad, verificar hipótesis y criterios de diseño y para detectar oportunamente anomalías ponderando su importancia.

**Metodología :**



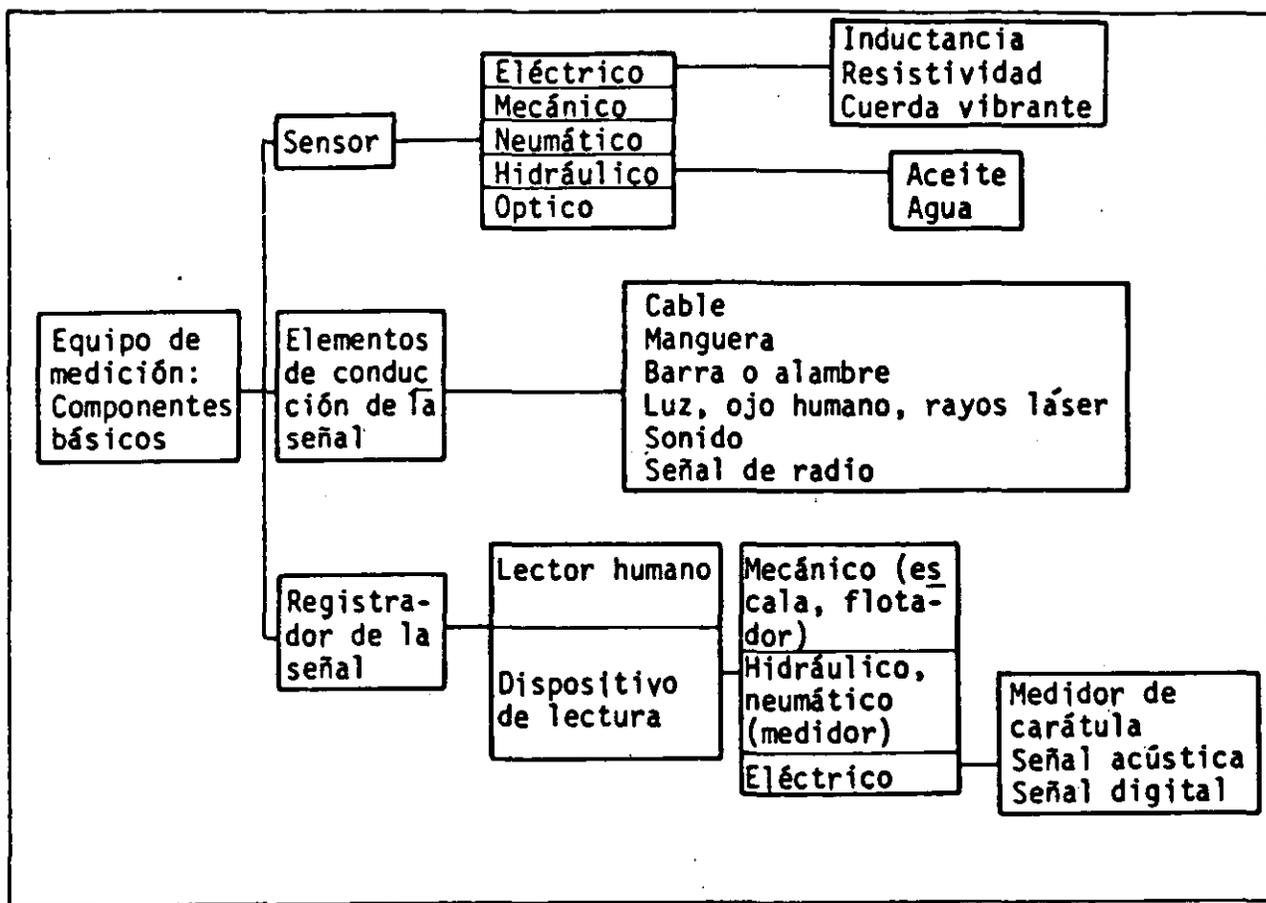




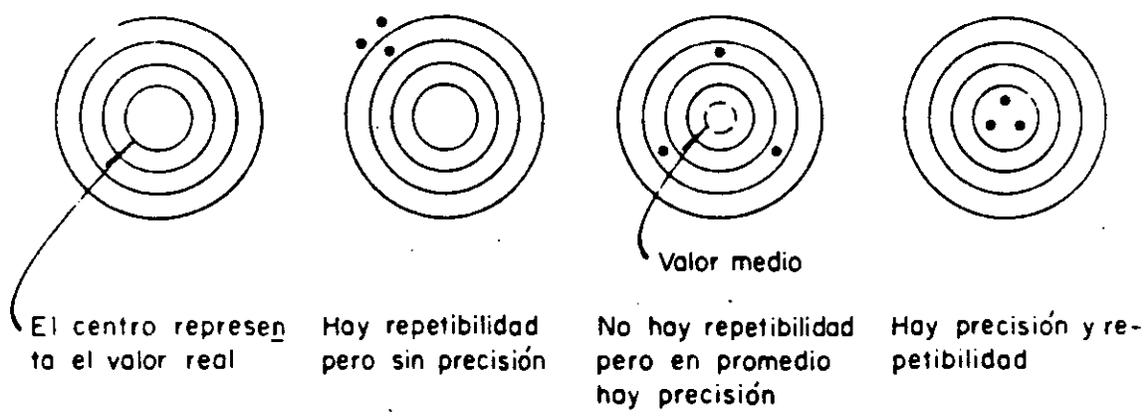
PRESSURE CELL	EXTENSOMETER	DIRECTOR COSINES		
		$\alpha$	$\beta$	$\gamma$
CX	EX	1	0	0
CY	EY	0	1	0
CZ	EZ	0	0	1
CX45Z	EX45Z	$1/\sqrt{2}$	0	$1/\sqrt{2}$
CY45Z	EY45Z	0	$-1/\sqrt{2}$	$1/\sqrt{2}$
CXY	EXY	$1/\sqrt{2}$	$-1/\sqrt{2}$	0

VARIABLES QUE SE PUEDEN MEDIR CON  
INSTRUMENTACION GEOTECNICA

- PRESIÓN DE PORO. O DE AGUA EN FISURAS
- ESFUERZO TOTAL EN LA MASA DE SUELO O DE ROCA
- DEFORMACIONES EN SUELOS O ROCAS
- DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES
- DESPLAZAMIENTOS VERTICALES
- GIROS
- NIVELES DE AGUA
- TEMPERATURAS
- ACELERACIONES
- VIBRACIONES
- CAUDAL DE FILTRACIONES
- DESPLOMES
- APERTURA Y CIERRE DE GRIETAS O JUNTAS

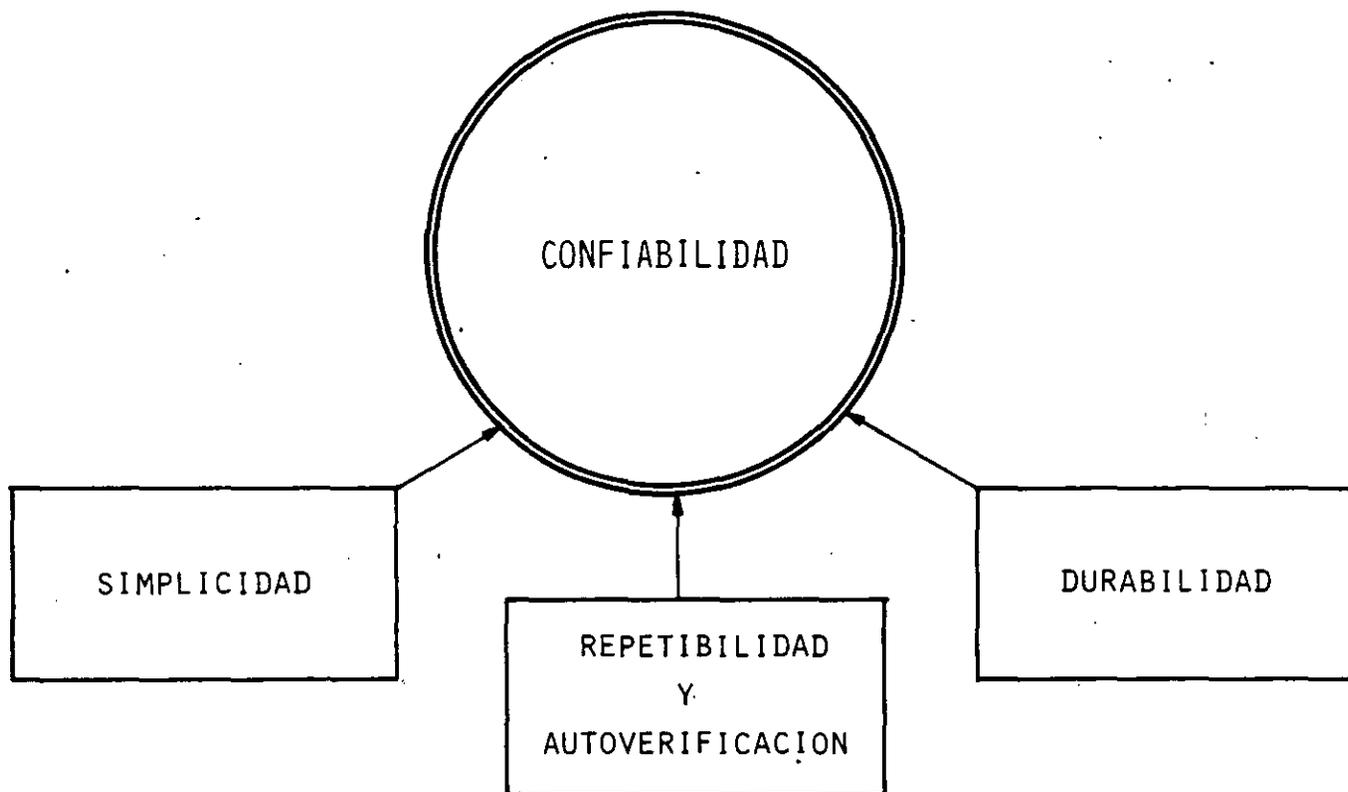


Componentes básicos de los equipos de medición



Ejemplo ilustrativo de la diferencia entre precisión y repetibilidad

## CARACTERISTICAS DE UN BUEN INSTRUMENTO



- PRECISIÓN Y ESTABILIDAD EN LAS LECTURAS
- RESOLUCIÓN Y FÁCIL LECTURA
- ROBUSTEZ
- RESISTENCIA AL MEDIO AMBIENTE HOSTIL
- MÍNIMA INTERFERENCIA CON EL SITIO
- FACILIDAD PARA CALIBRAR Y VERIFICAR EL FUNCIONAMIENTO
- FACILIDAD DE INSTALACIÓN
- POCO SENSIBLE A CAMBIOS EN EL MEDIO AMBIENTE

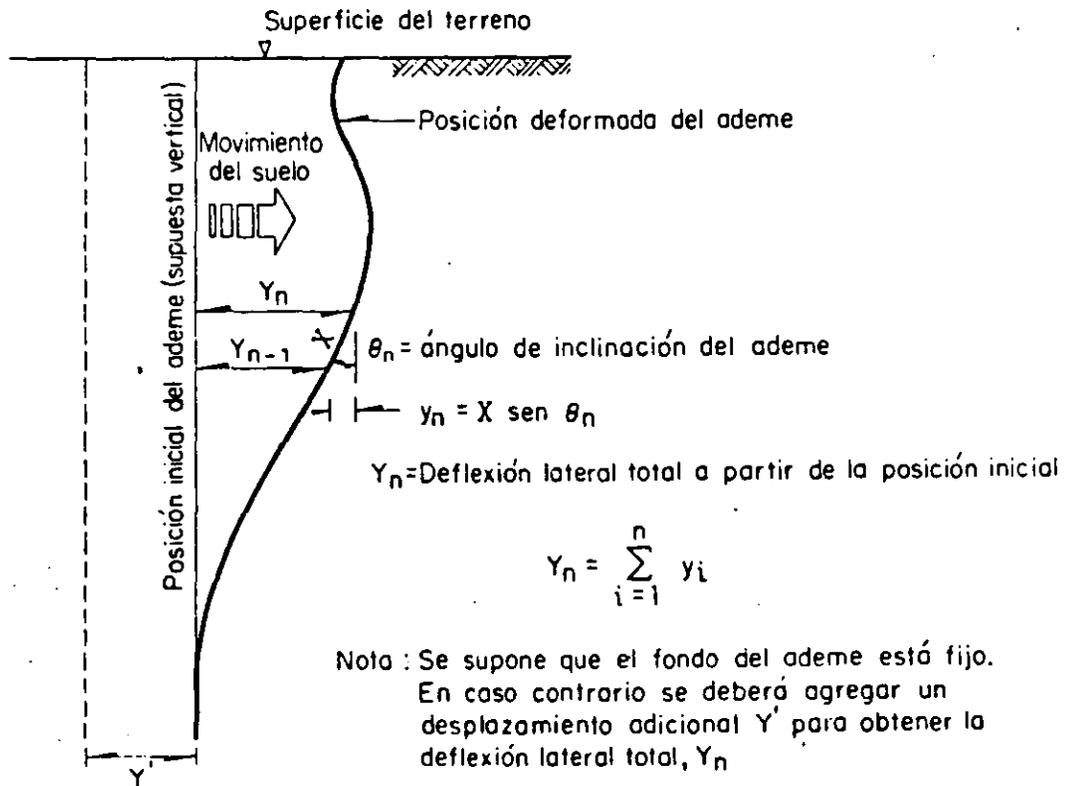
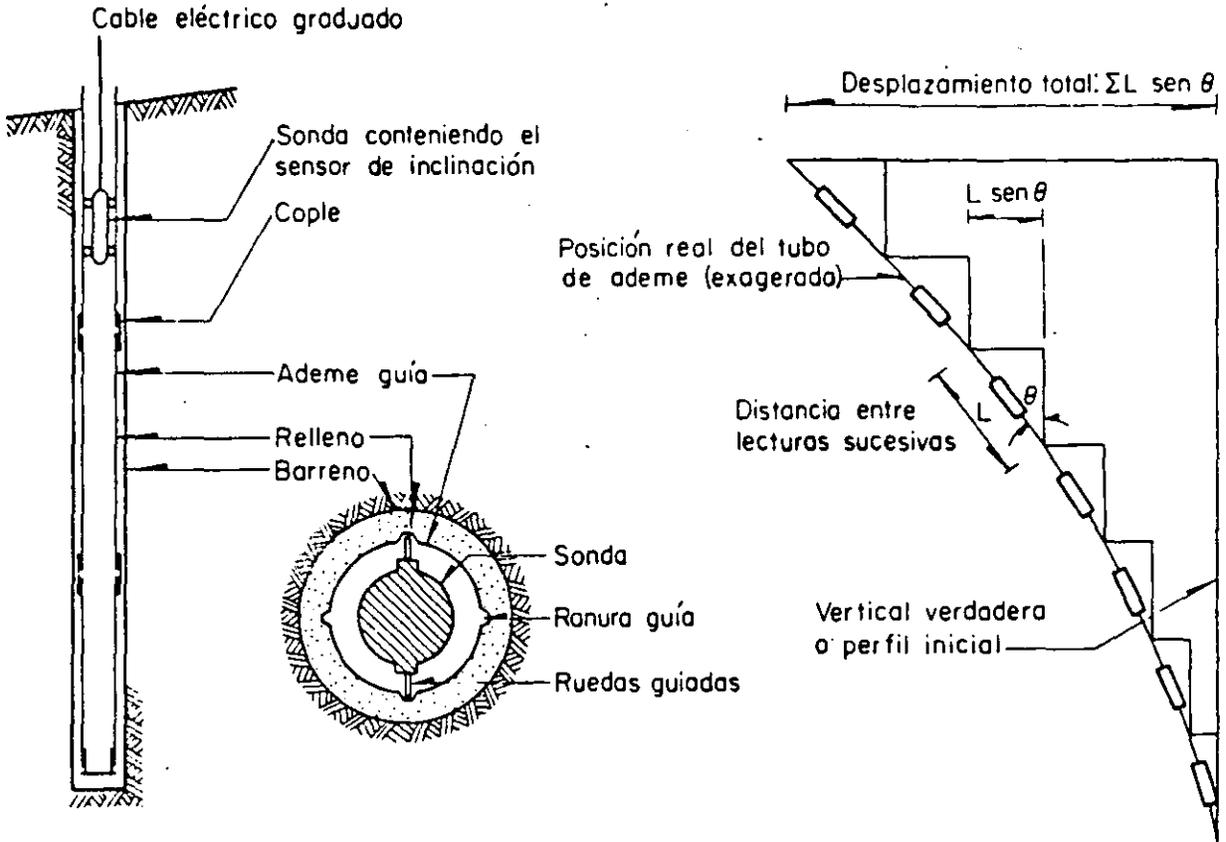


FIG II.17 Principio de operación del inclinómetro

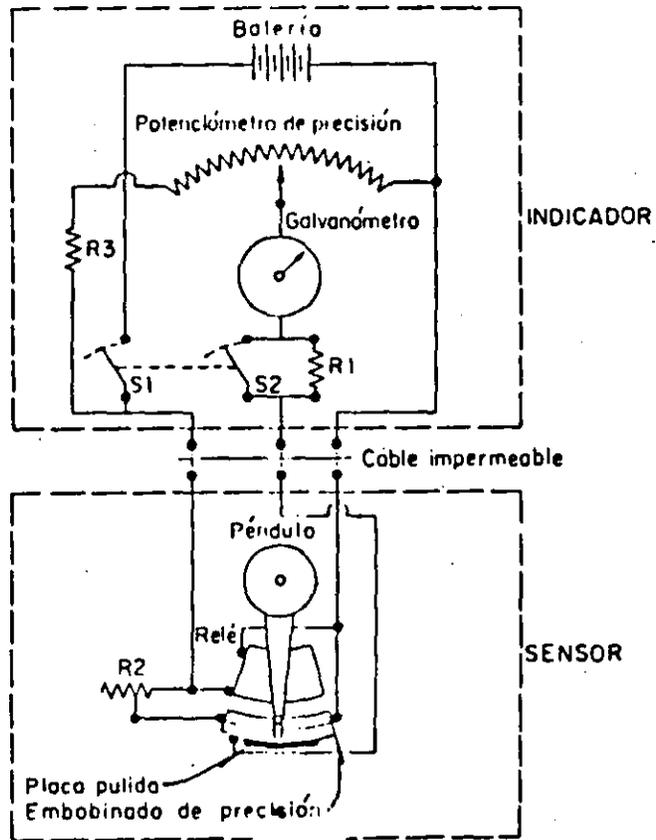
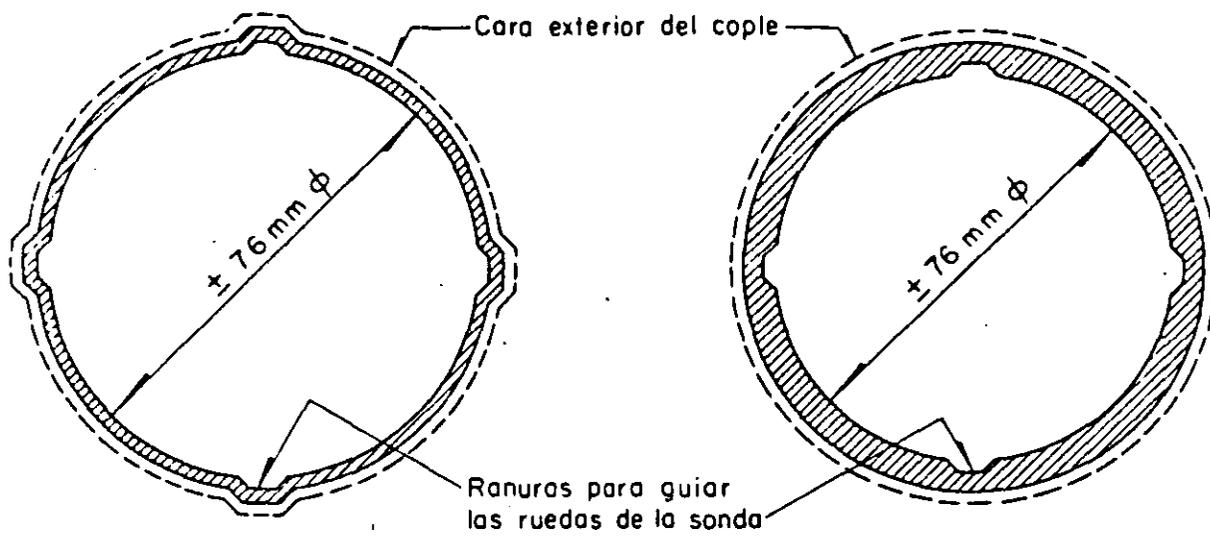
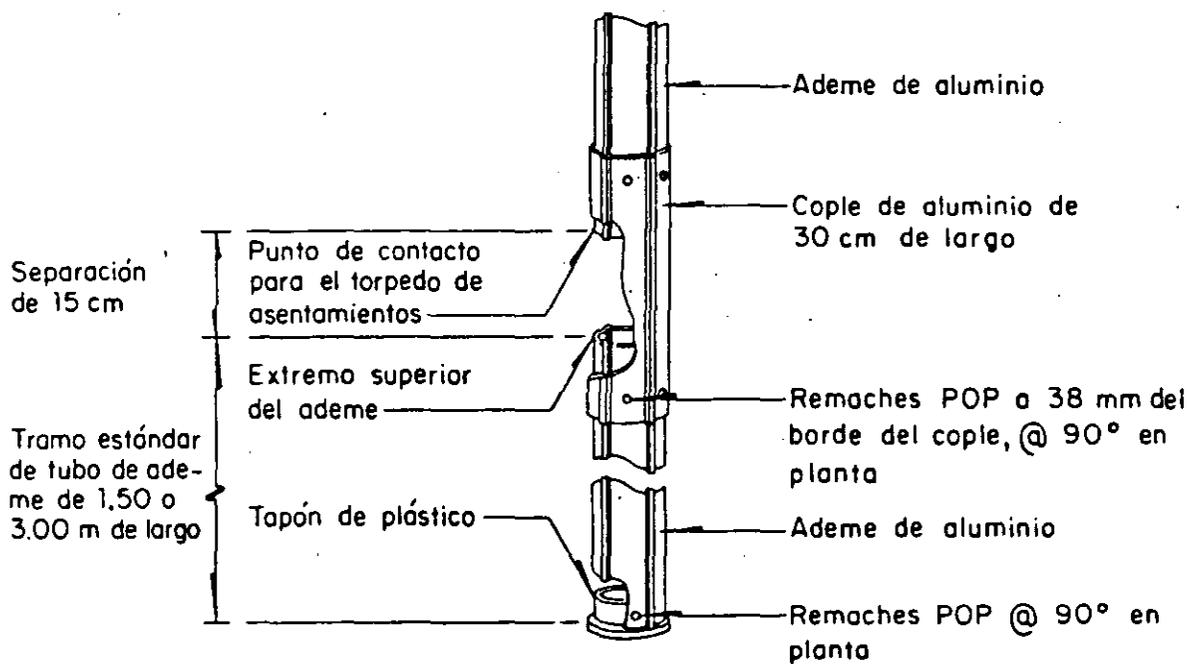


FIG II.18 Circuito en puente de Wheatstone activado por el péndulo de un inclinómetro del tipo resistor eléctrico



a) Tubo de ademe de aluminio extruido

b) Tubo de ademe de plástico ABS extruido



c) Instalación de un cople deslizante de 30 cm de largo en el tubo de ademe de aluminio

FIG II.19 Detalles del tubo de ademe para inclinómetro

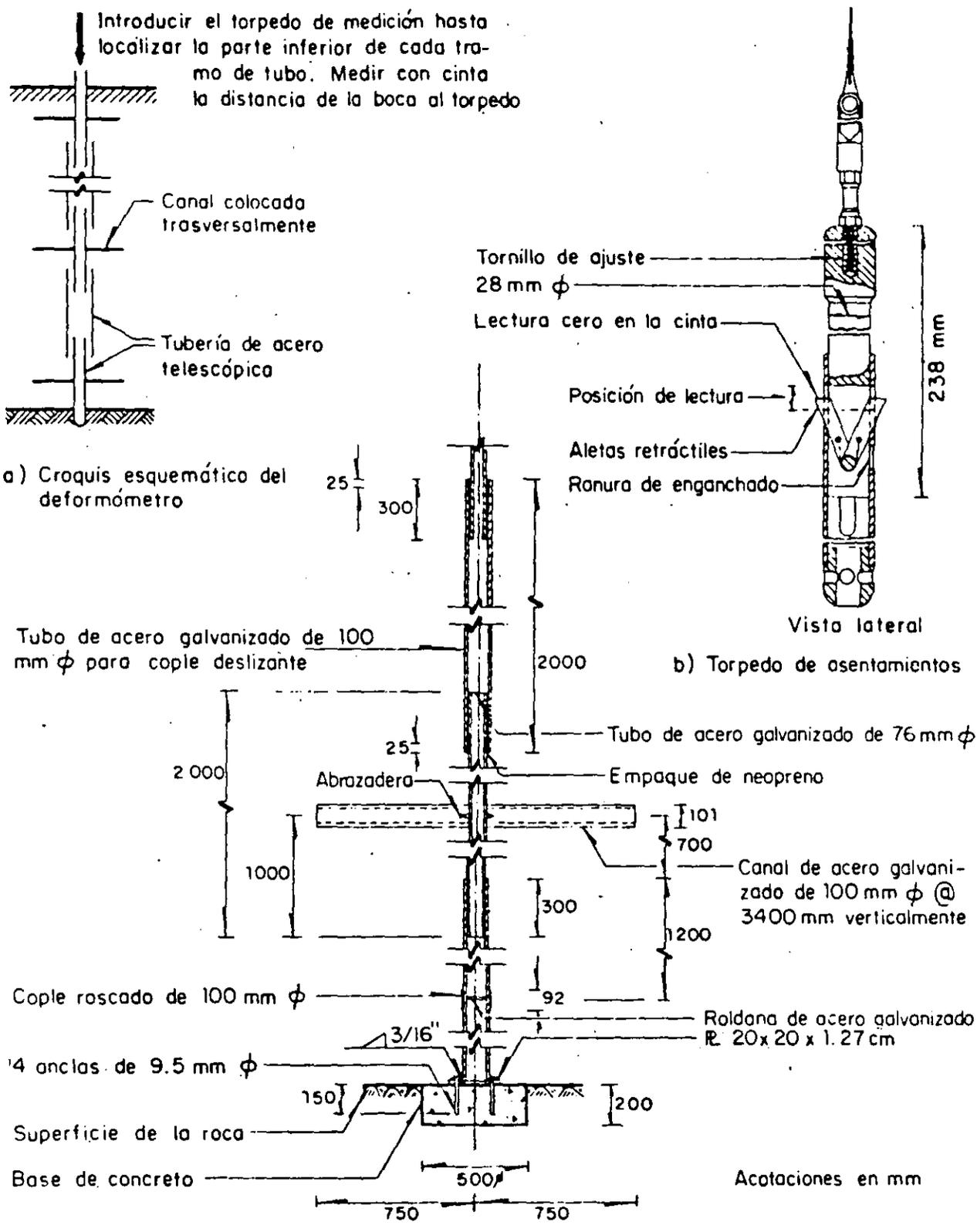
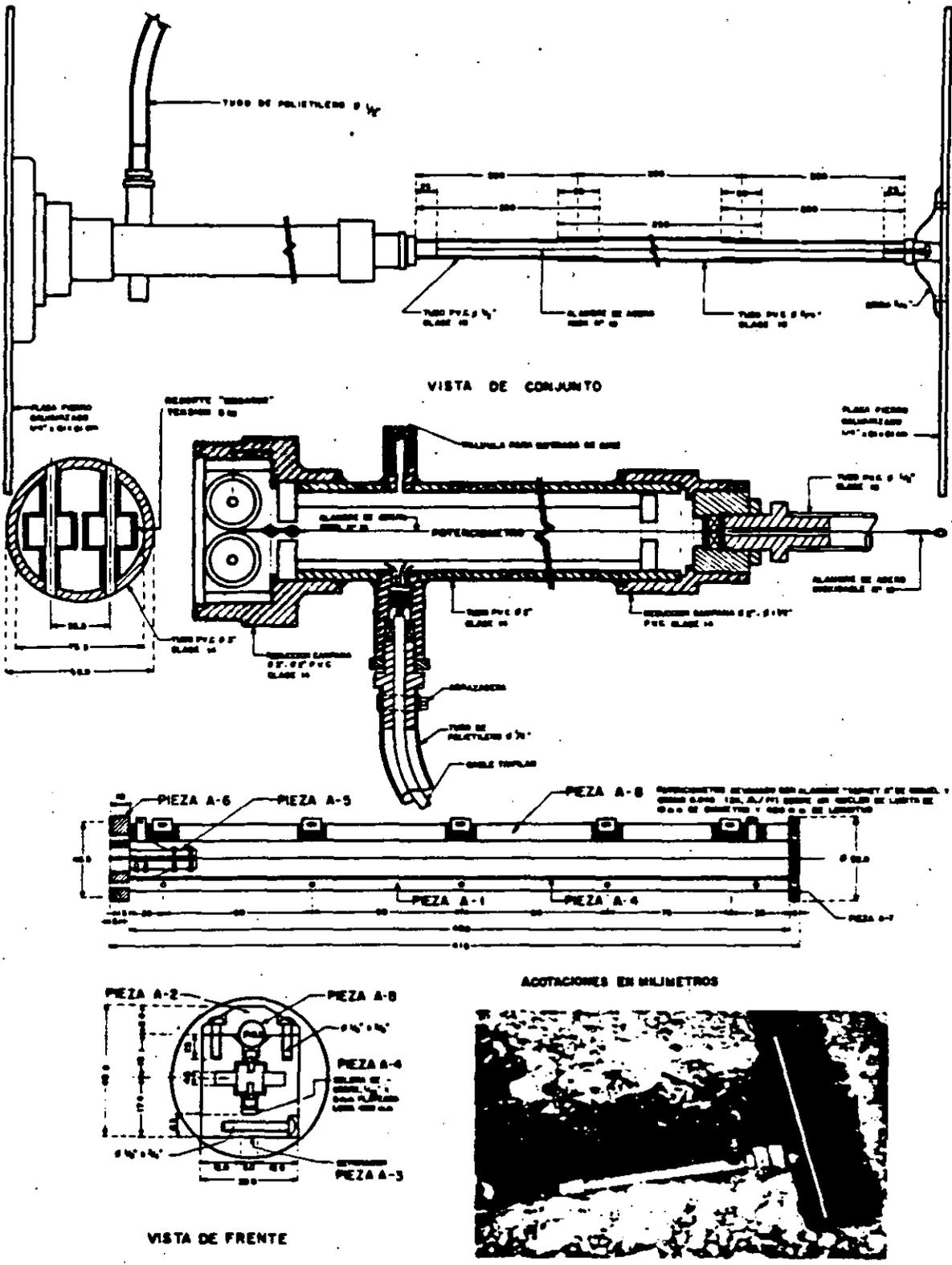


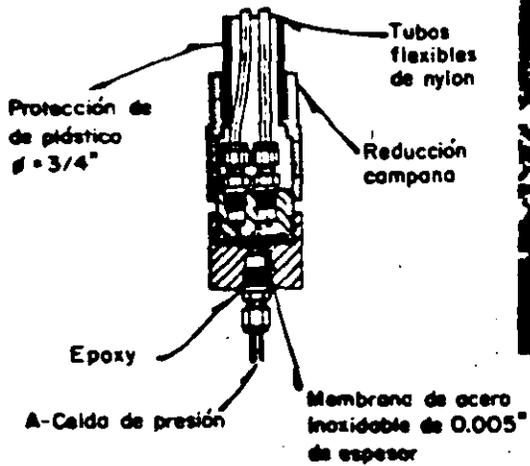
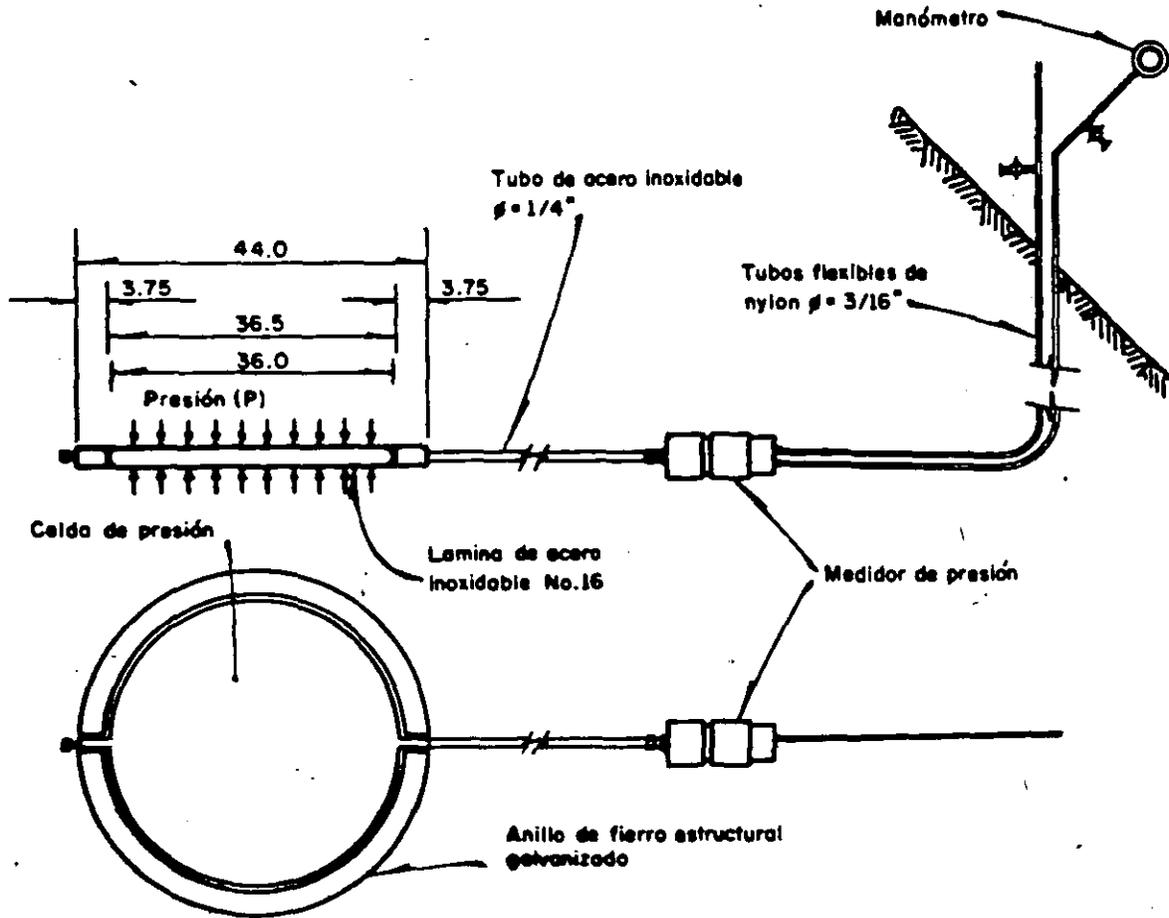
FIG 11.16 Deformómetro vertical (crossarm) tipo Bureau of Reclamation (ref 4)

Fig. 55.



Extensómetro lineal — Presa José M. Morelos.  
Linear extensometer — José M. Morelos Dam.

Fig. 59.



MEDIDOR DE PRESION



Celda de presión.  
Pressure cell.

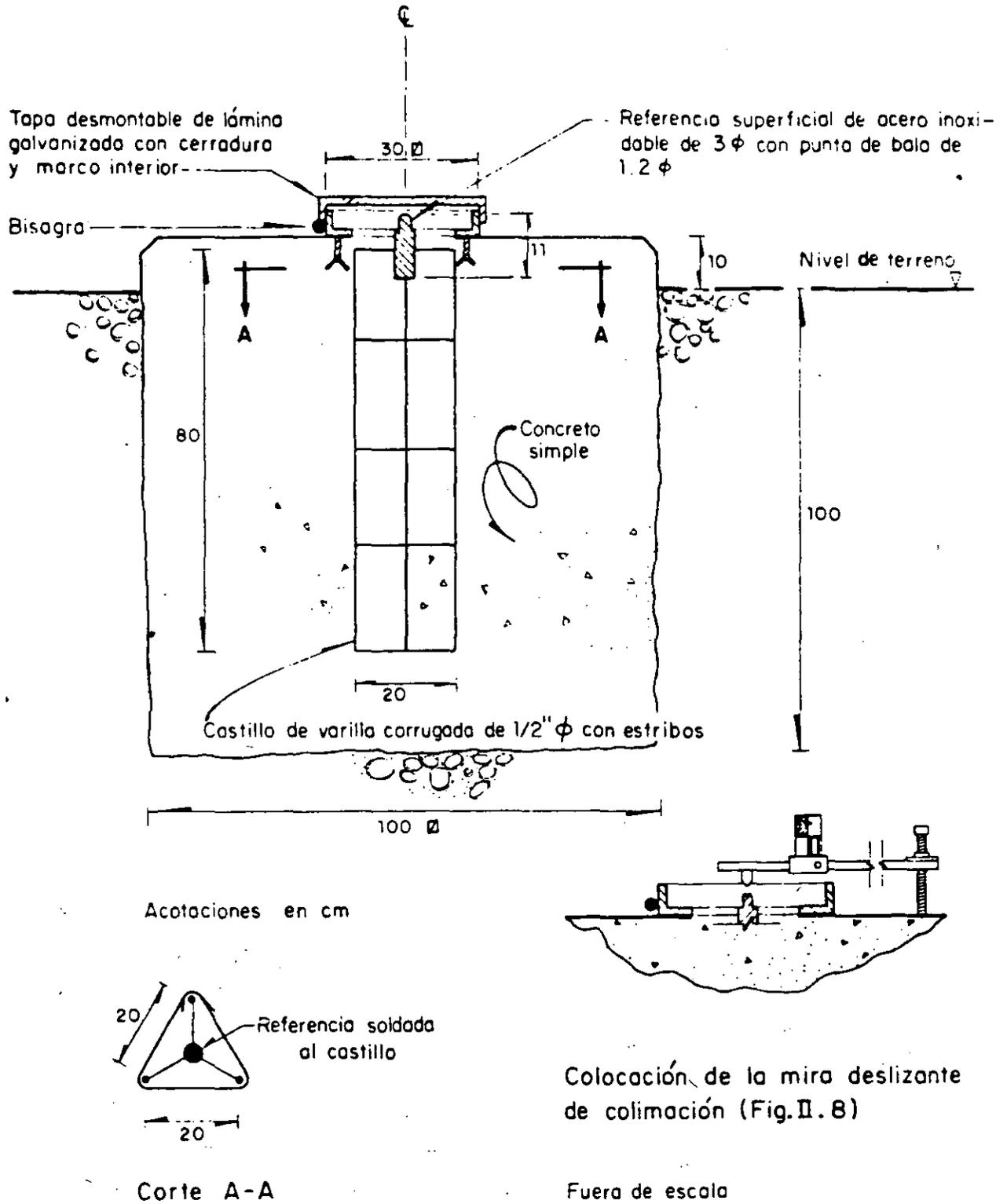


FIG II.9 Referencia superficial tipo CFE instalada en presas de tierra

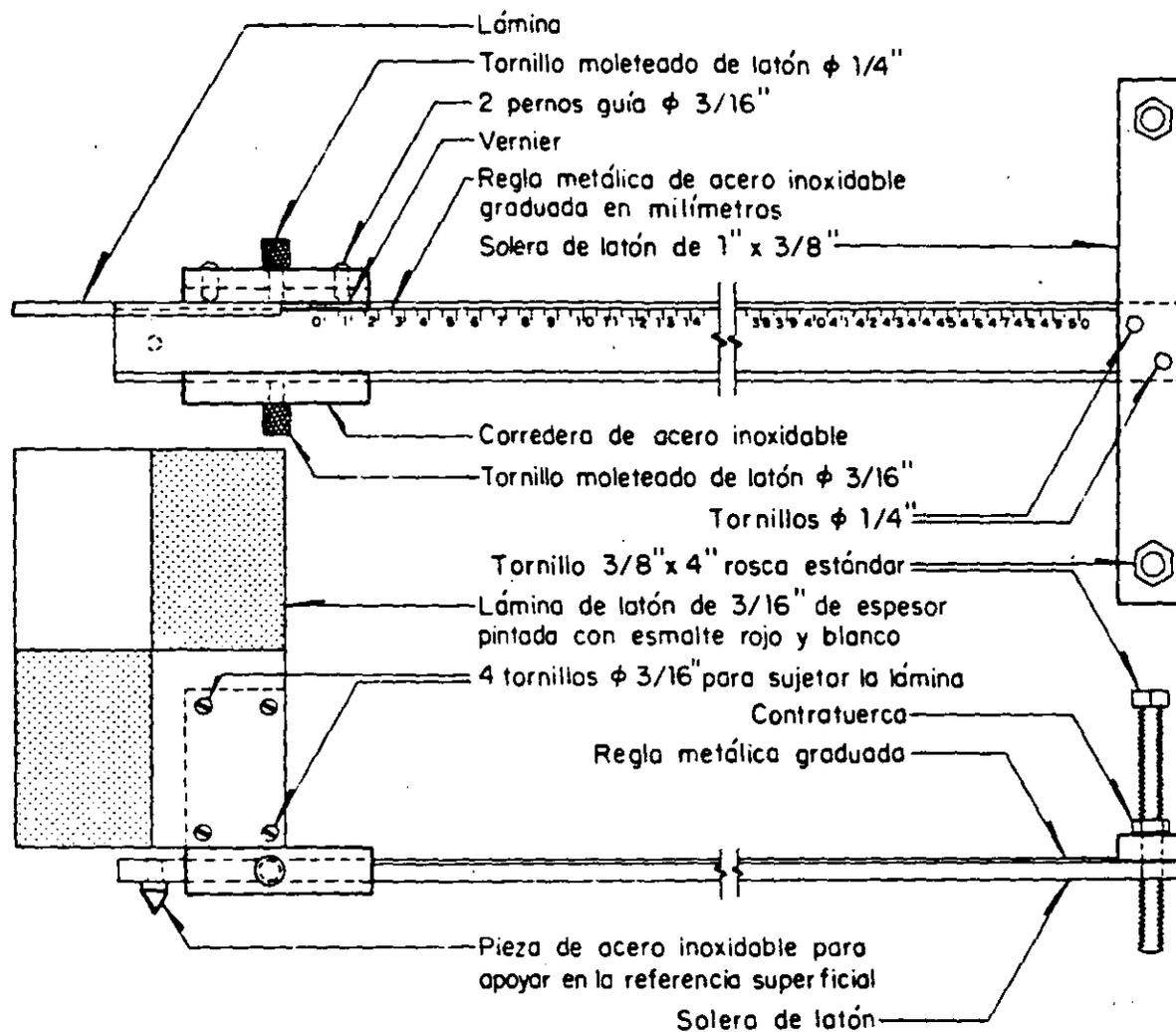


FIG II.8 Mira deslizante de colimación

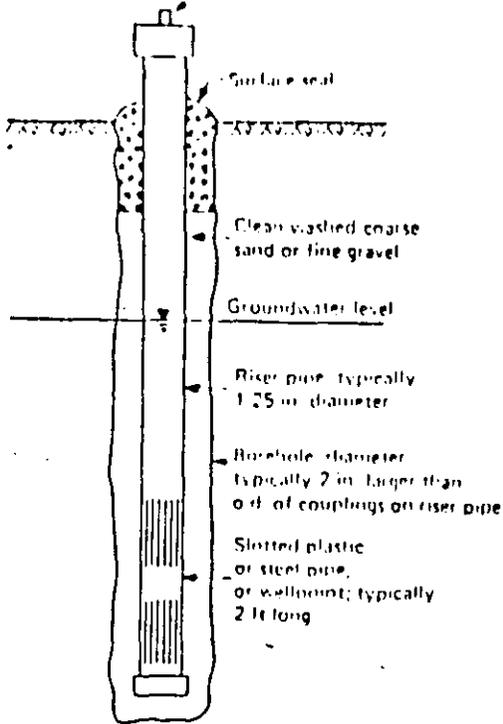


Figure 9.1. Schematic of observation well.

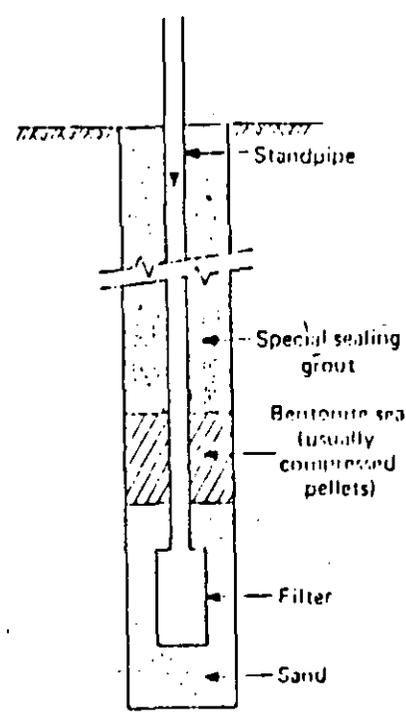


Figure 9.2. Schematic of open standpipe piezometer installed in a borehole.

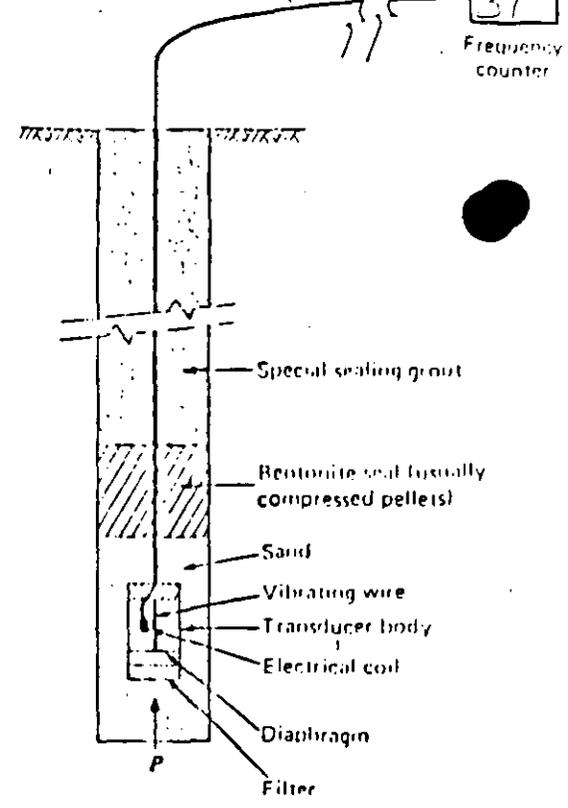


Figure 9.16. Schematic of vibrating wire piezometer installed in a borehole.

ELECTRICAL RESISTANCE PIEZOMETERS

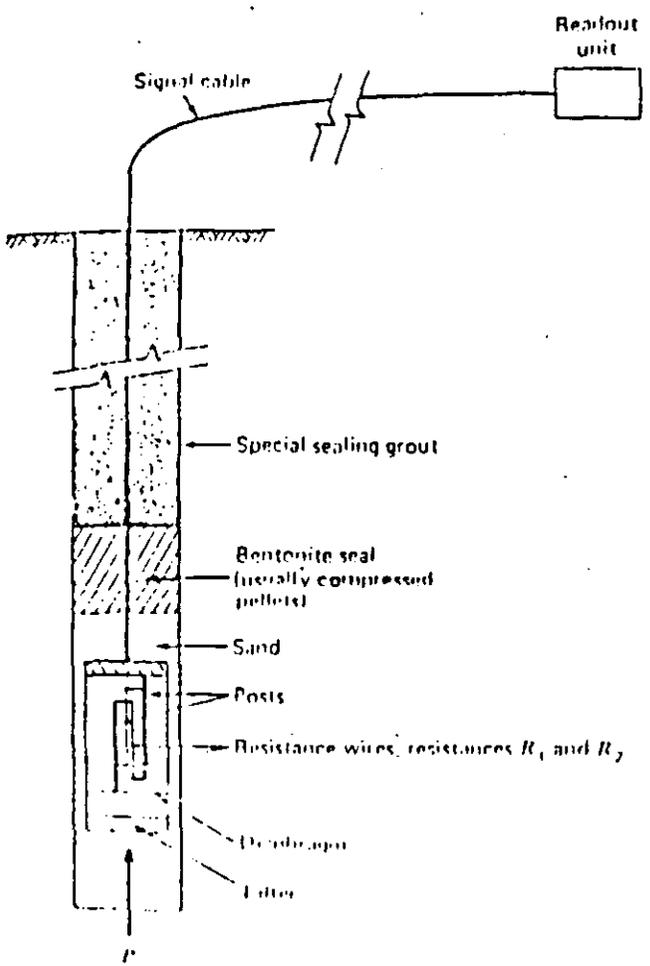


Figure 9.19. Schematic of Carlson unbonded electrical resistance strain gage piezometer installed in a borehole.

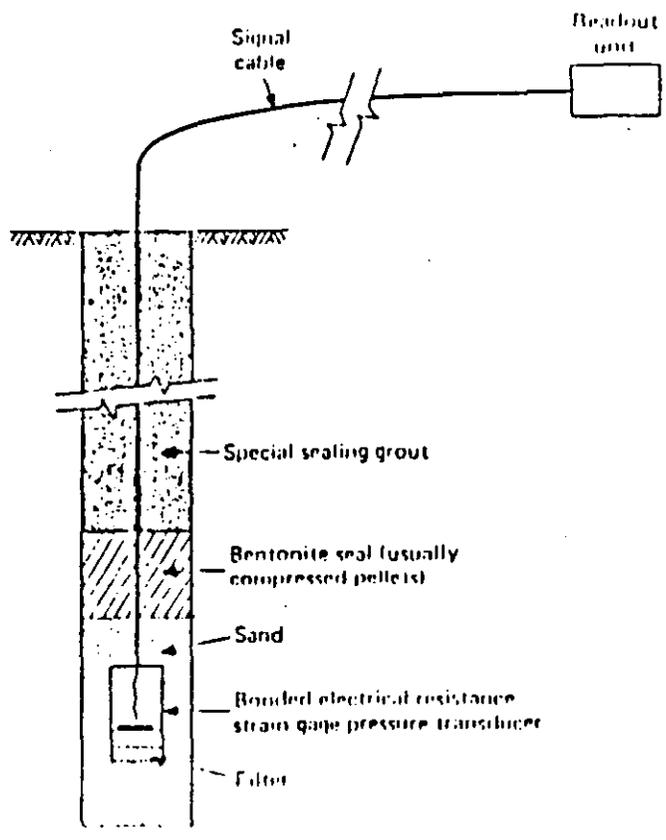
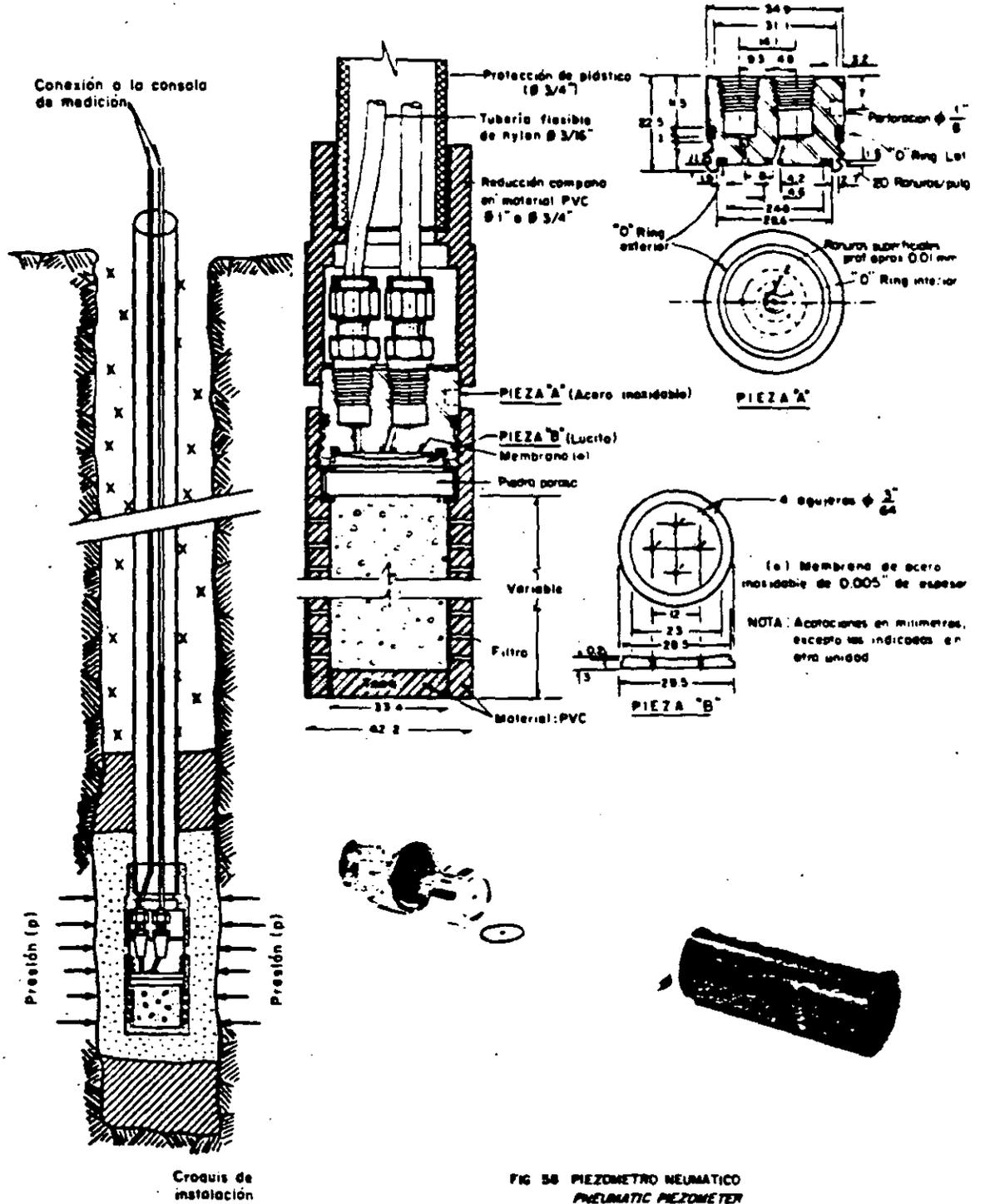


Figure 9.21. Schematic of bonded electrical resistance strain gage piezometer installed in a borehole.

Fig. 58.



Piezómetro neumático.  
Pneumatic piezometer.



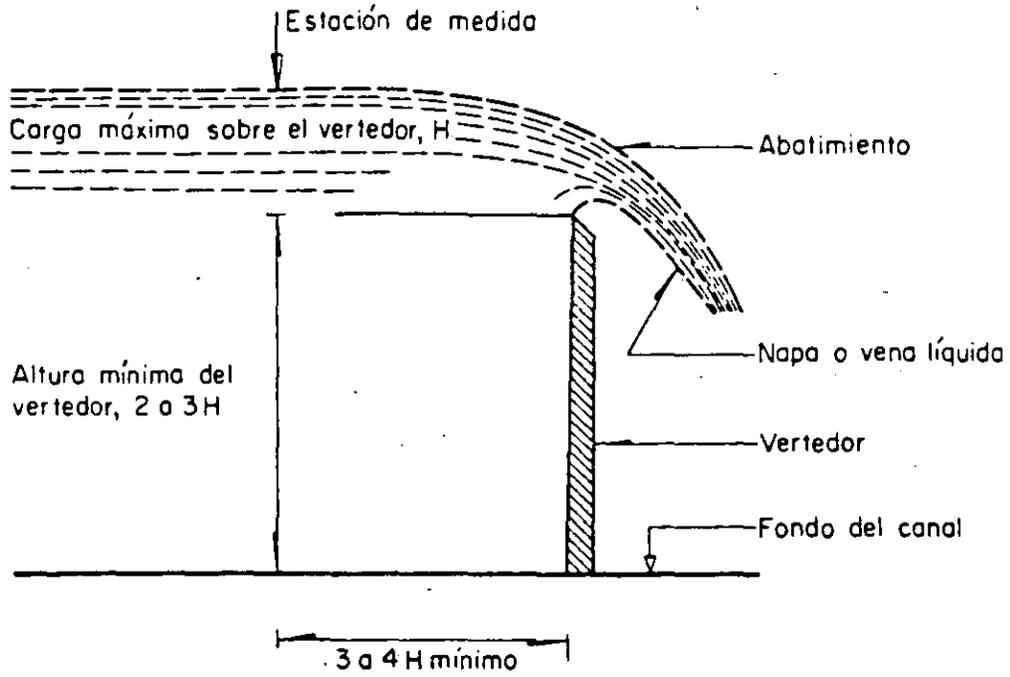


FIG II.40 Vertedor de cresta angosta para medición de gastos hidráulicos

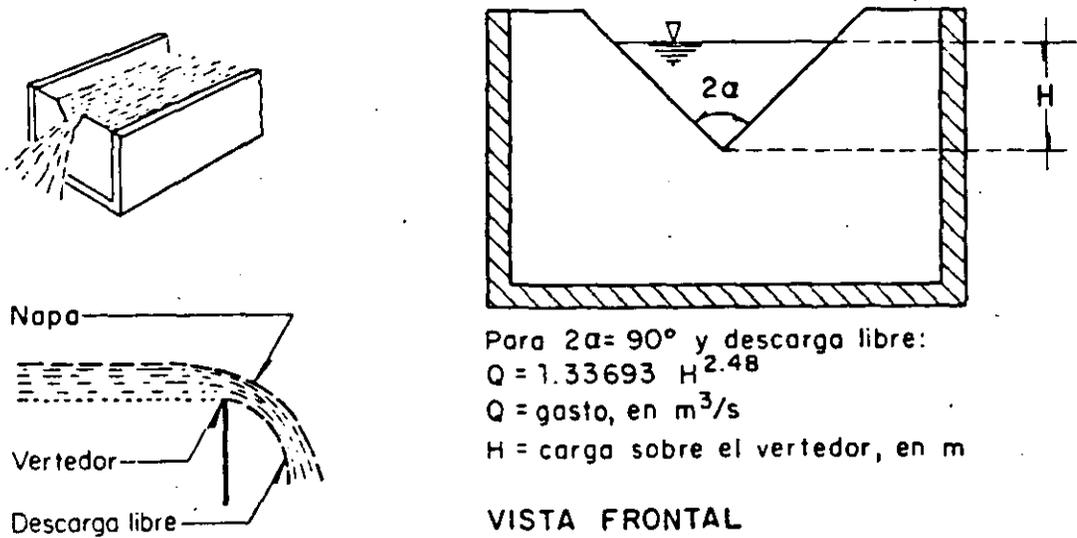
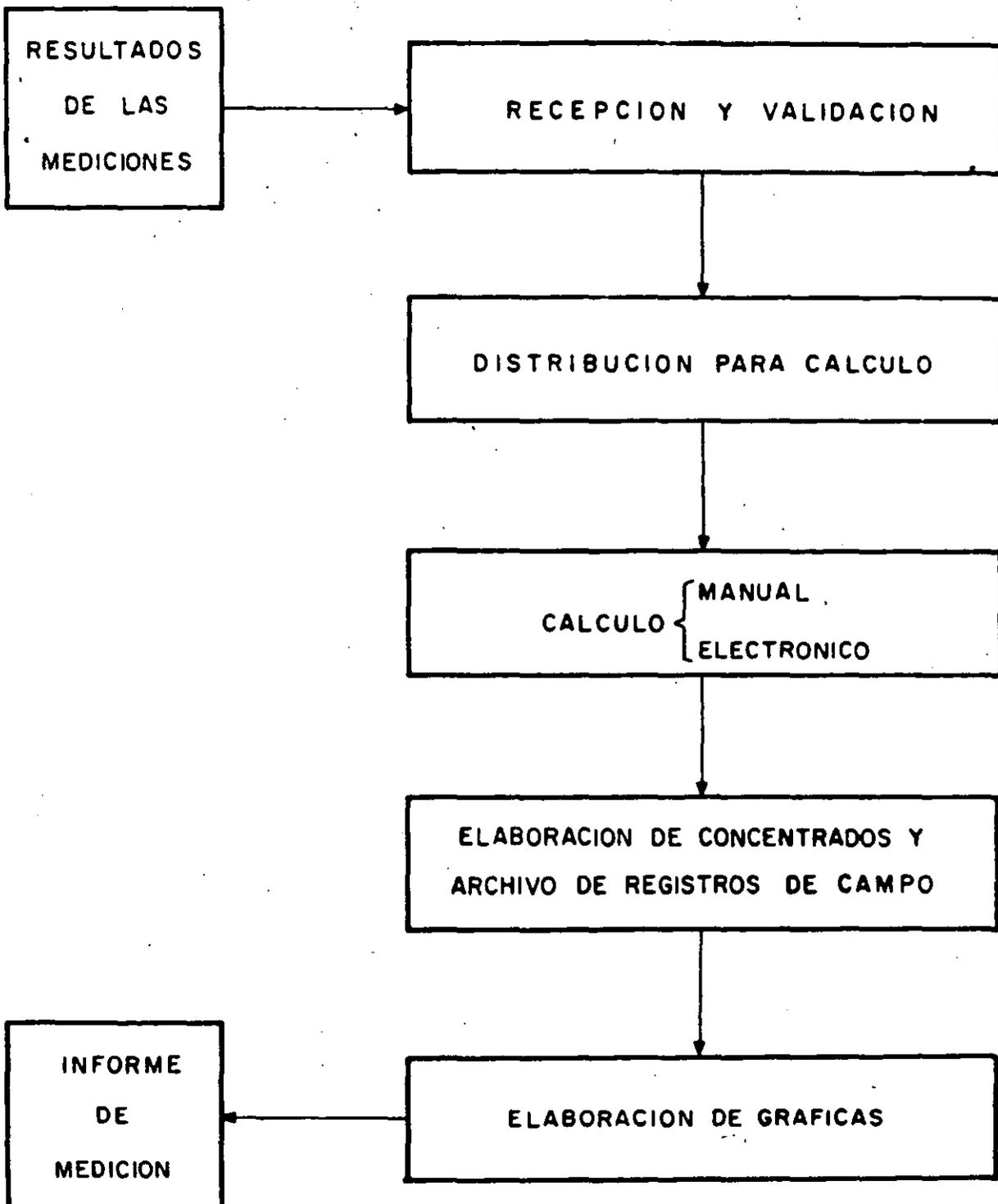
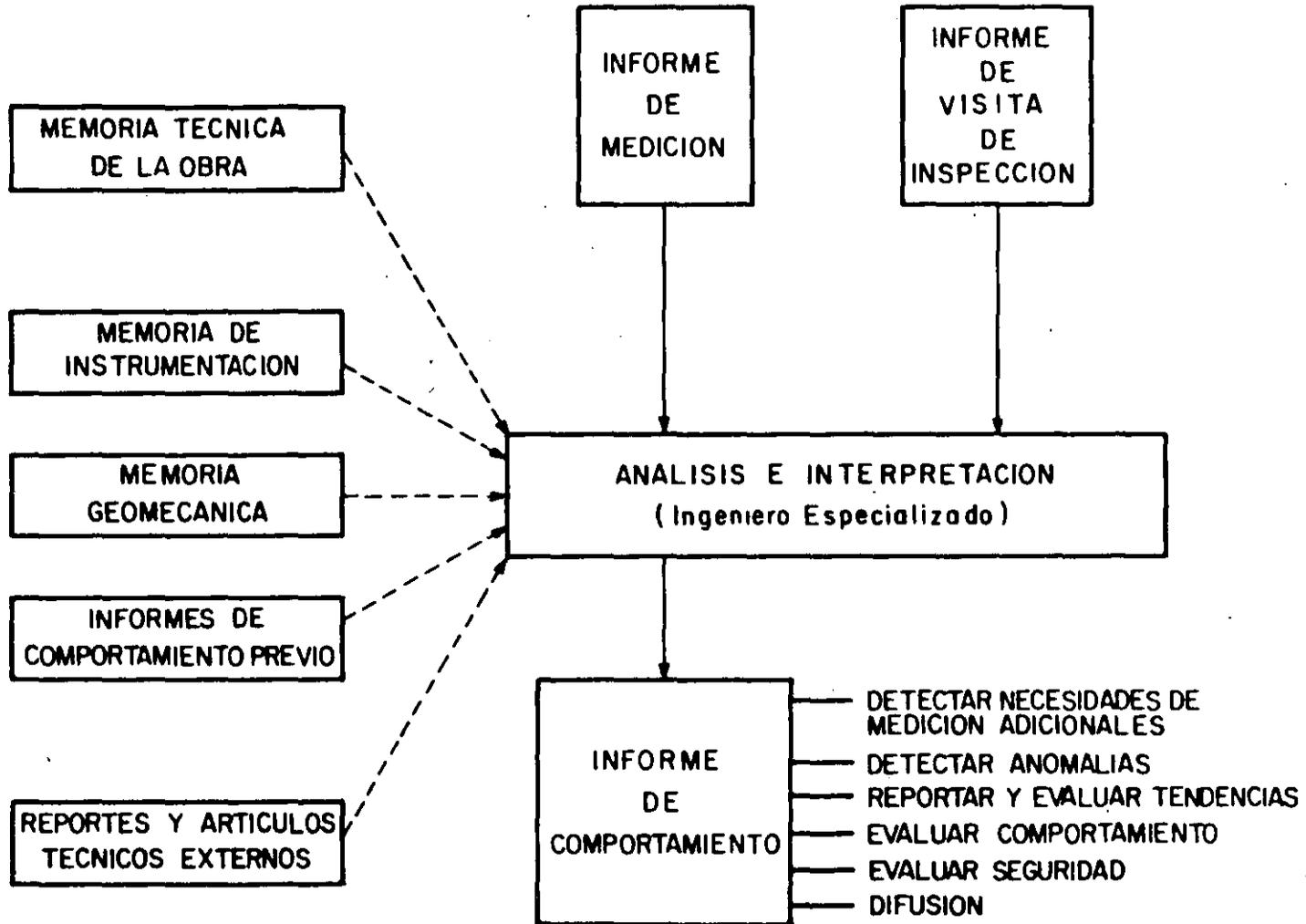


FIG II.41 Vertedor triangular para la medición de gastos pequeños

# PROCESO DE DATOS



# ANALISIS E INTERPRETACION



ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA  
PRESA LA VILLITA\*

\* Publicado en las memorias  
del Simposio:

" Los Sismos de 1985: Casos  
de Mecánica de Suelos",

Editado por la Sociedad  
Mexicana de Mecánica de  
Suelos, A.C.

Calle Valle de Bravo No.1<sup>o</sup>  
Col. Vergel de Coyoacán  
14340 México, D.F.  
MEXICO

# 1 GENERALIDADES

La cuenca fisiográfica del río Balsas está ubicada al suroeste de la República Mexicana y tiene una superficie aproximada de 113 000 km<sup>2</sup>. La topografía es muy accidentada y el río fluye a través de cañones estrechos y paredes escarpadas con altura hasta de 400 m. A la fecha se han construido tres presas sobre el río Balsas: El Infiernillo, José María Morelos (La Villita) y Carlos Ramírez Ulloa (El Caracol), terminadas en 1964, 1967 y 1985 respectivamente (fig 1.1).

Desde el inicio de la construcción de las presas se ha observado su comportamiento mediante instrumentación instalada ex profeso y los resultados de las mediciones han sido presentados con detalle en diversos foros y publicaciones (refs 7, 8, 15, 16, 17, 21 y 24).

En esta ocasión resulta interesante presentar la respuesta de las presas ante la carga dinámica impuesta por fuertes sismos y en particular por los sismos de septiembre de 1985.

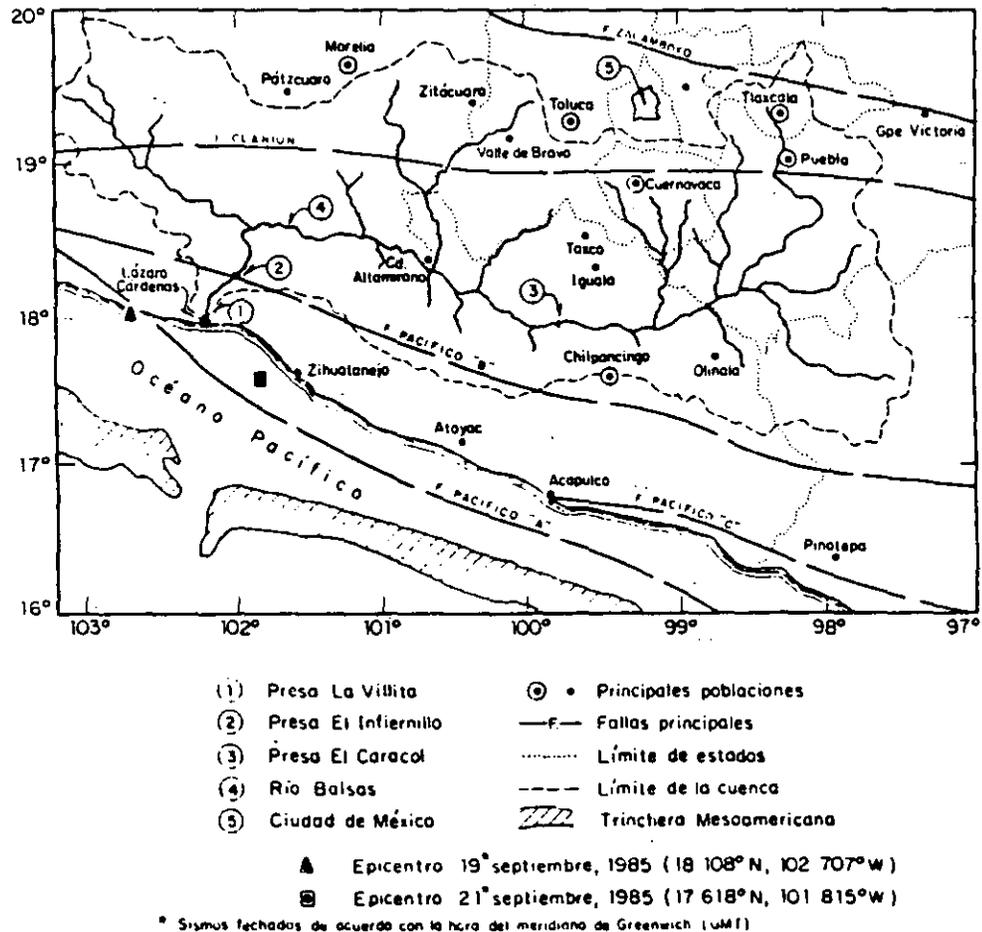


Fig 1.1 Localización de las presas y epicentros de los sismos de septiembre de 1985

## 2 ACTIVIDAD SISMICA REGIONAL

Francisco González Valencia  
Comisión Federal de Electricidad

La cuenca del río Balsas es una región de alta sismicidad asociada al fenómeno de subducción de la Placa de Cocos, que penetra bajo la Placa de Norteamérica a lo largo de la costa mexicana del Pacífico y afecta los estados costeros desde Jalisco hasta Chiapas.

El Bajo Balsas se localiza en una de las áreas de mayor sismicidad dentro de la zona de subducción y existe un largo historial de actividad sísmica (refs 10 y 22); asumiendo un área cuadrada de 4° por lado alrededor de la presa La Villita, el promedio de ocu-

rrencia de sismos con magnitud  $m \geq 7$  es de poco más de 13 años, mientras que para temblores con magnitud  $m \geq 5$  es de sólo nueve meses (ref 7). En las tablas 2.1 y 2.2 se presenta el número de eventos registrado a una distancia menor o igual a 100 km de las presas La Villita y El Infiernillo, respectivamente, pudiendo observarse la variación de la actividad sísmica en la vecindad de dichas presas a partir de 1975; es notorio el incremento de esa actividad en los años de 1979, 1981 y 1985.

Tabla 2.1 Número de sismos registrado en la vecindad<sup>a</sup> de la presa La Villita, entre 1975 y 1985<sup>b</sup>

Año	Magnitud Richter				Número de eventos anuales
	$M_s < 3$	$3 \leq M_s < 4$	$4 \leq M_s < 5$	$M_s \geq 5$	
1975	1	1	4	3	9
1976	0	6	26	5	37
1977	0	10	28	9	47
1978	3	8	21	9	41
1979	0	14	77	13	104
1980	1	28	21	2	52
1981	21	84	36	3	144
1982	2	55	9	0	66
1983	0	21	5	1	27
1984	1	25	2	0	28
1985	79	291	28	4	402
TOTAL	108	543	257	49	957

a Entre latitudes 17°N y 19°N y longitudes 101°W y 103°W.

b Fuente: Boletín "Información Sísmica Preliminar", I de I, UNAM.

La actividad sísmica en la región de El Caracol ha sido poco estudiada por falta de estaciones sismológicas cercanas y es apenas a partir de 1980 que comenzó a instalarse una red local, por lo que para conocer el nivel de sismicidad en periodos anteriores a 1980, se revisaron los eventos reportados en el boletín PDE<sup>a</sup> editado por el NEIS<sup>\*\*</sup> de los Estados Unidos de Norteamérica, resultando que para el periodo 1962 a 1978 sólo se localizaron dos eventos someros ( $m_b = 3.8$  y 4.4) a una distancia de 30 km de la obra y 14 ( $3.8 \leq m_b \leq 5.9$ ) dentro de un radio de

Tabla 2.2 Número de sismos registrado en la vecindad<sup>a</sup> de la presa El Infiernillo, entre 1975 y 1985<sup>b</sup>

Año	Magnitud Richter				Número de eventos anuales
	$M_s < 3$	$3 \leq M_s < 4$	$4 \leq M_s < 5$	$M_s \geq 5$	
1975	1	1	4	3	9
1976	0	6	19	3	28
1977	0	8	20	7	35
1978	0	6	15	9	30
1979	0	10	56	9	75
1980	2	23	18	3	46
1981	20	55	18	4	97
1982	2	36	6	0	44
1983	0	16	1	1	18
1984	1	19	2	0	22
1985	54	210	21	4	289
TOTAL	80	390	180	43	693

a Entre latitudes 17.3°N y 19.3°N y longitudes 101°W y 103°W.

b Fuente: Boletín "Información Sísmica Preliminar", I de I, UNAM.

100 km con profundidades mayores o iguales a 50 km (ref 6). En la tabla 2.3 se presentan los sismos localizados en la vecindad de la presa a partir de 1980, pudiéndose notar la pequeña magnitud de la mayoría de los eventos así como los incrementos en la actividad sísmica durante 1981 y 1985; además, la magnitud del evento más intenso en este último periodo fue de 5.5.

Los sismos que afectan al sitio de la presa El Caracol pueden correlacionarse tanto con la zona de subducción como con movimientos de fallas geológicas regionales y/o locales. Aunque se desconoce la geometría de la zona de subducción, se han realizado algunos estudios en los que se observa que el plano

<sup>a</sup> Preliminary Determination of Epicenters.

<sup>\*\*</sup> National Earthquake Information Service.

de falla tiene una inclinación cercana a  $15^\circ$  (ref 25); si esto se cumple para el sitio de El Caracol, se deben correlacionar sismos con profundidades entre 40 y 65 km con dicha zona y los eventos someros con fallas geológicas; sin embargo, la actividad sísmica regional registrada hasta la fecha es más bien somera, por lo que aún no se han podido efectuar dichas correlaciones (fig 2.1).

Los parámetros de los sismos más notables ocurridos desde 1964 en la región de subducción próxima a las presas del río Balsas, El Infiernillo, José Ma. Morelos (La Villita) y Carlos Ramírez Uiloo (El Caracol), se resumen en la tabla 2.4 y el efecto en cada una se analizará en los capítulos siguientes.

Tabla 2.3 Número de sismos registrado en la vecindad<sup>a</sup> de la presa El Caracol entre 1980 y 1985<sup>c</sup>

Año	Magnitud Richter				Número de eventos anuales
	$M_s \leq 3^b$	$3 < M_s < 4$	$4 \leq M_s < 5$	$M_s \geq 5$	
1980	5	26	7	1	39
1981	56	78	17	0	151
1982	9	60	6	0	75
1983	9	35	4	0	48
1984	17	61	6	1	85
1985	94	56	2	0	152
TOTAL	190	316	42	2	550

a Entre latitudes  $17^\circ\text{N}$  y  $19^\circ\text{N}$  y longitudes  $99^\circ\text{W}$  y  $101^\circ\text{W}$ .

b Se registró en la red local un gran número de microsismos atribuidos a explosiones y actividades de construcción, sin haber podido discriminarse.

c Compilados del boletín "Información Sísmica Preliminar", I de I, UNAM.

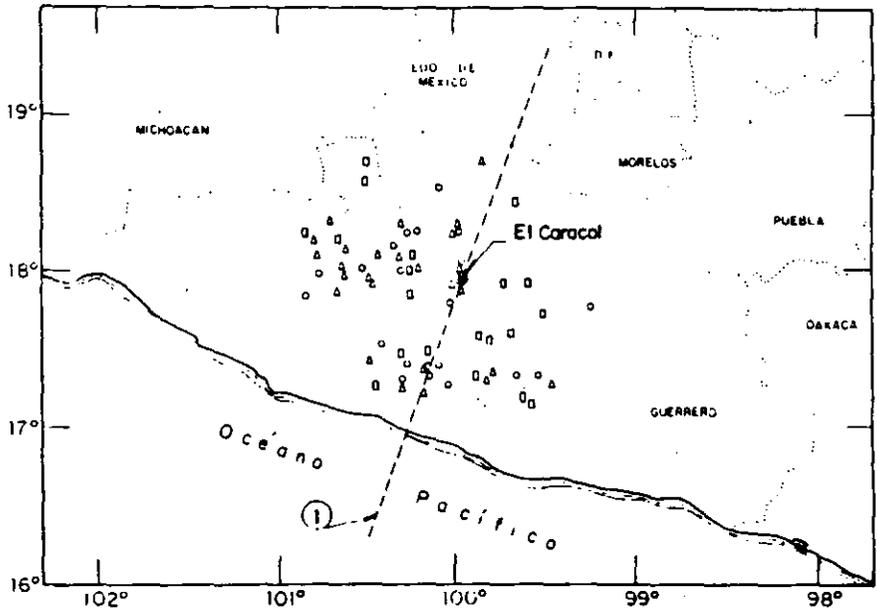
Tabla 2.4 Parámetros de los sismos más significativos

Sismo	Fecha	Loc. del epicentro <sup>a</sup>		Magnitud <sup>b</sup> Richter	Profundidad focal, en km	Distancia del epicentro a las presas, en km		
		Latitud	Longitud			La Villita	El Infiernillo	El Caracol
S1	Oct. 11, 1975	17.580°N	102.280°W	4.9	33	52	79	254
S2	Nov. 15, 1975	18.110°N	102.230°W	5.9	33	10	23	244
S3	Mar. 14, 1979	17.310°N	101.350°W	7.6	60	121	134	167
S4	Oct. 25, 1981	17.888°N	102.416°W	7.3	33	31	54	265
S5	Sep. 19, 1985	18.108°N	102.707°W	8.1	30	58	68	296
S6 <sup>c</sup>	Sep. 21, 1985	17.618°N	101.815°W	7.5	33	61	79	204

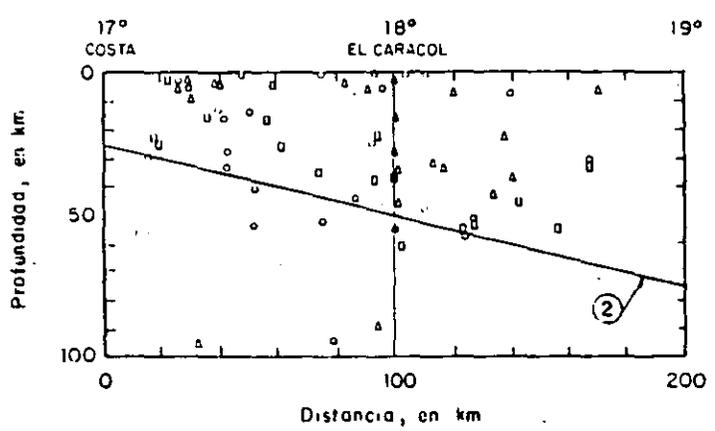
a Fuente: Boletín "Información Sísmica Preliminar", I de I, UNAM.

b Fuente: Boletín "PDE", publicación del National Earthquake Information Service (NEIS) de los EE.UU.

c Considerado como la réplica mayor del sismo S5.



① Plano de proyección      ② Plano supuesto de contacto entre placas



△ En 1982                                      □ En 1984  
 ○ En 1983                                      (Distancia ≤ 100 km)

Fig 2.1 Localización de epicentros de sismos ocurridos en la vecindad de la presa El Caracol y proyección de profundidades en un plano perpendicular a la costa (1982 - 1984)

### 3 EFECTOS EN LA PRESA JOSE Mo. MORELOS ( LA VILLITA ), MICH.

Francisco González Valencia  
Comisión Federal de Electricidad

#### 3.1 Introducción

Sobre el río Balsas, a 13 km de su desembocadura y a 55 km aguas abajo de la presa El Infiernillo, la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos construyó entre 1965 y 1968 la presa La Villita, para aprovechamiento múltiple de las aguas del río: generación

de energía eléctrica (304 MW), riego (18 000 ha) y control de avenidas.

El volumen de almacenamiento del vaso es de  $710 \times 10^6 \text{ m}^3$  y la capacidad de descarga del vertedor de  $13\,900 \text{ m}^3/\text{s}$ . La distribución general de las obras se muestra en la fig 3.1.

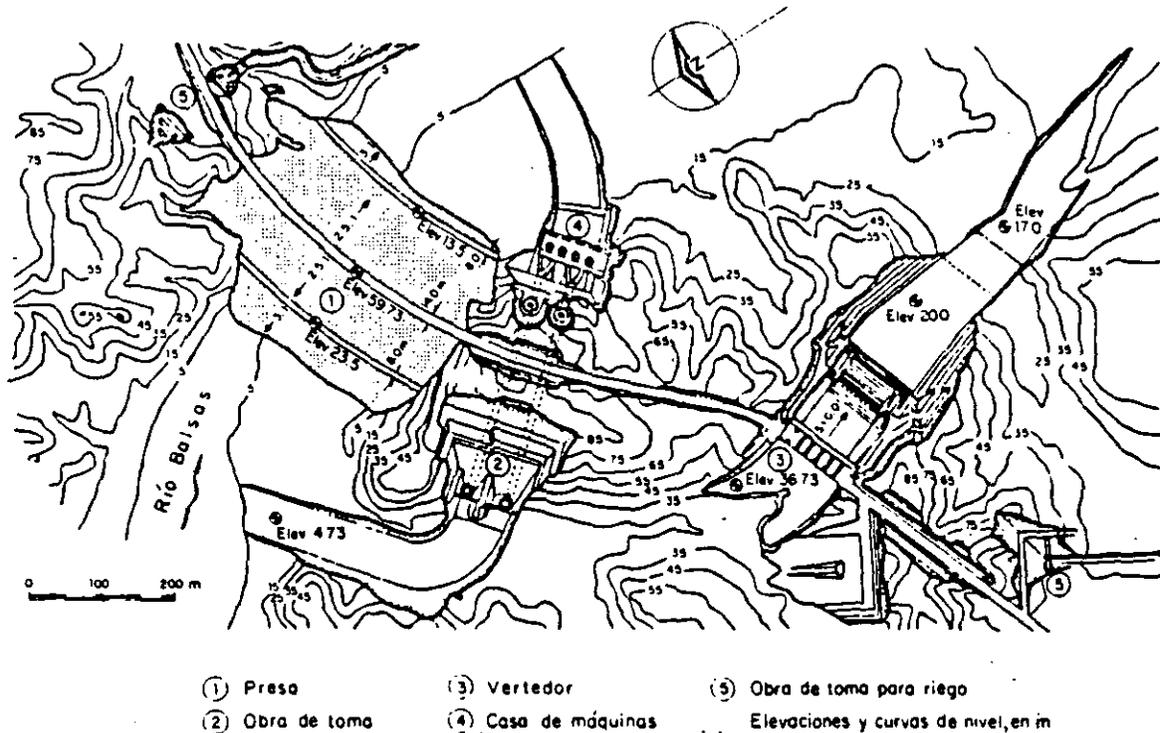


Fig 3.1 Vista en planta de la presa La Villita

En el sitio de la cortina, el subsuelo está constituido por capas interestratificadas de andesitas y brechas andesíticas con rumbo NE-SW y fuerte echado hacia el SE. Estas masas rocosas están afectadas por un fracturamiento intenso NE-SW y buzamiento hacia el NW. En el lecho del río los depósitos aluviales alcanzan espesores de 70 m y están formados por bloques, gravas, arenas y limos (fi, 3.2). El espesor

de roca intemperizada es mayor en la margen izquierda y la zona ha estado sujeta a fuertes esfuerzos tectónicos.

La cortina es del tipo de materiales graduados, con eje ligeramente curvo, taludes exteriores 2.5:1 y altura máxima de 60 m. El núcleo se construyó con material arcilloso de alta plasticidad ( $w_L = 56\%$ ;

$w_p = 24\%$ , en promedio) y se colocó en capas de 15 cm de espesor, compactadas con ocho pasadas de rodillo pata de cabra, alcanzando un grado de compactación de 96% respecto a la prueba Proctor estándar. Para los filtros y transiciones se utilizaron gravas y

arenas aluviales y los enrocamientos se obtuvieron de bancos cercanos al sitio. La sección máxima de la presa se muestra en la fig 3.3; en las refs 8 y 24 se presentan con detalle las propiedades de los materiales utilizados.

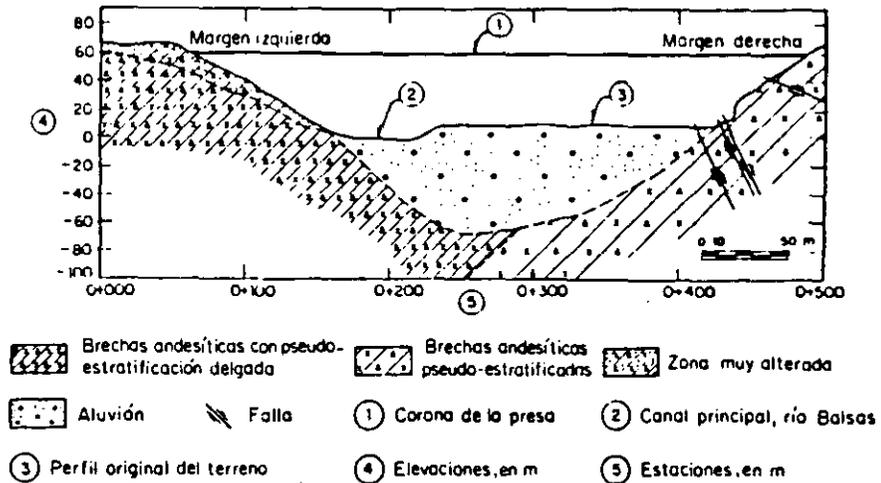


Fig 3.2 Corte geológico de la boquilla de la presa La Villita

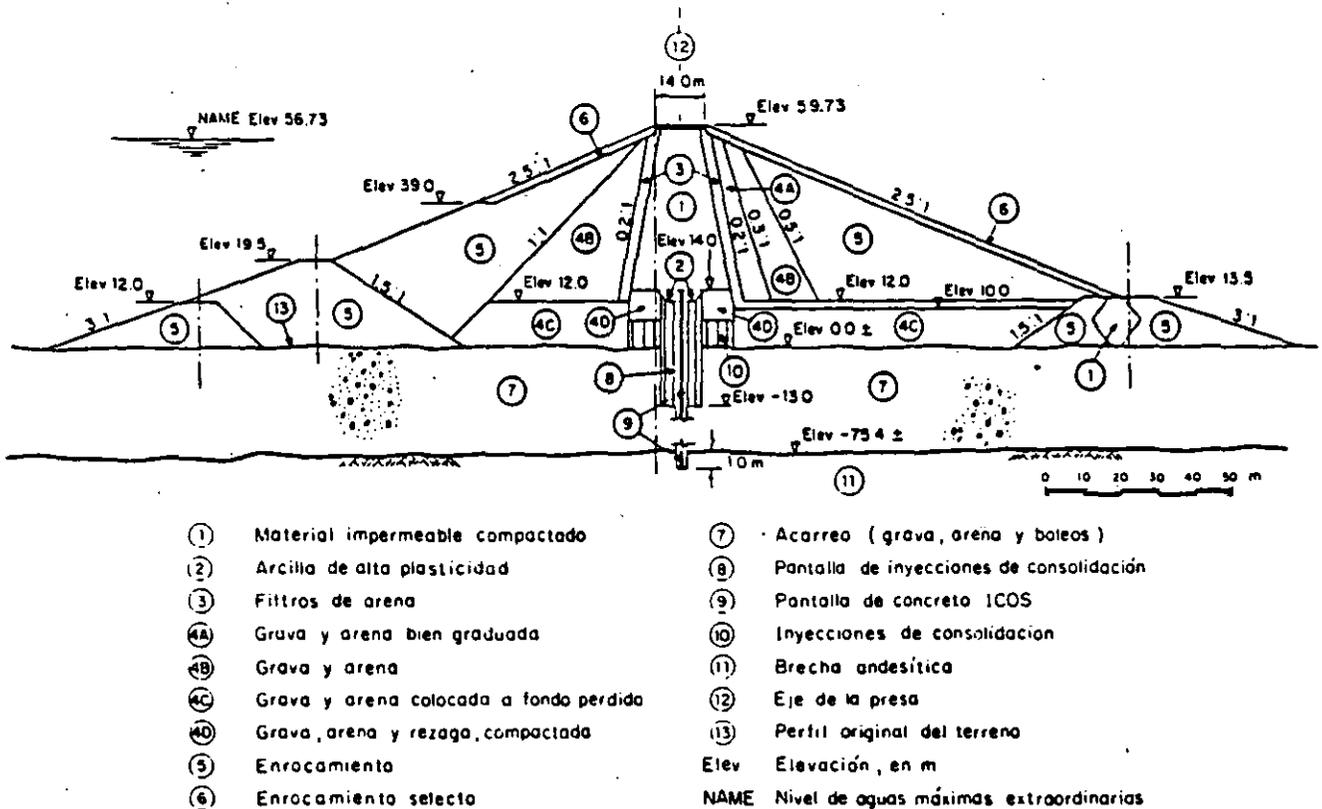


Fig 3.3 Sección máxima de la presa La Villita

### 3.2 Características de los sismos en el sitio de la presa

Como se puede apreciar en la tabla 2.4, la presa La Villita ha sido la más solicitada por cargas sísmicas y, dentro de éstas, el temblor más fuerte en la historia de la presa ha sido el S5 (19 de septiembre de 1985).

Los acelerogramas registrados en la corona de presa y en una estación de margen derecha ubicada a 150 m

de la cortina, se muestran en las figs 3.4 y 3.5; los espectros de respuesta para amortiguamientos de 0, 2, 5, 10 y 20 por ciento de las tres componentes del acelerograma de la corona, en la fig 3.6; y la integración de la componente transversal (en el sentido del río) de los acelerogramas de la corona, en la fig 3.7. Estos resultados serán de gran utilidad para continuar los análisis de respuesta dinámica de la estructura, cuando se conozcan las frecuencias de vibración de la misma.

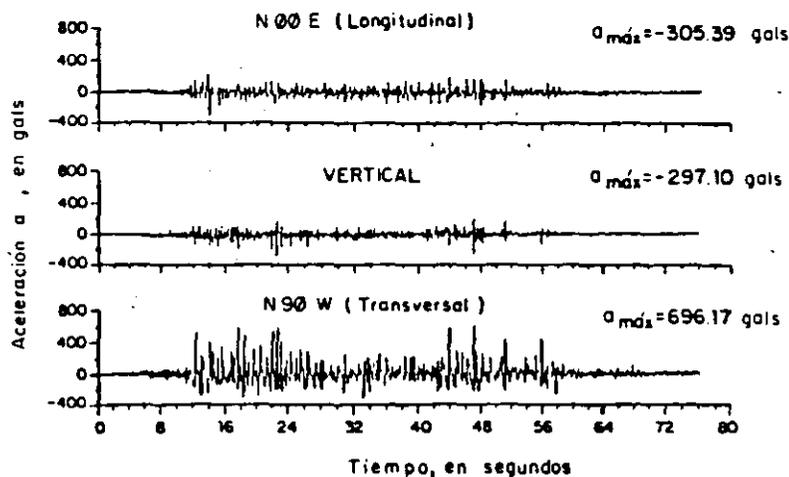


Fig 3.4 Aceleración vs. tiempo de las tres componentes del acelerograma registrado en la corona de la presa La Villita (sismo del 19 de septiembre de 1985)

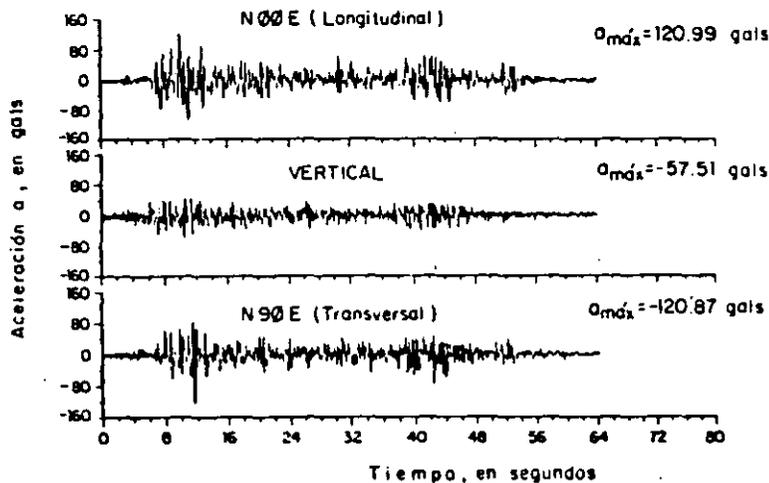


Fig 3.5 Aceleración vs. tiempo de las tres componentes del acelerograma registrado en la margen derecha (roca) (sismo del 19 de septiembre de 1985)

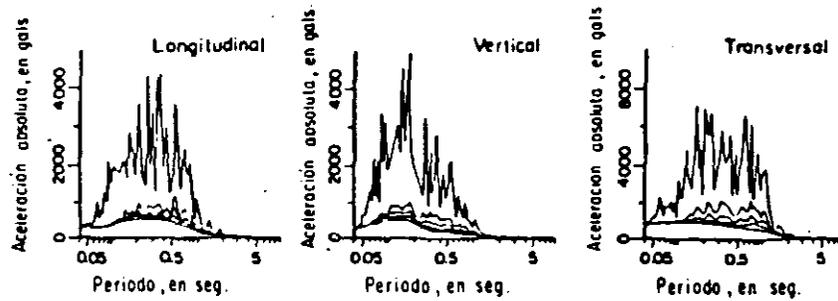


Fig 3.6 Espectros de respuesta para amortiguamiento de 0, 2, 5, 10 y 20 % de los tres componentes del acelerograma de la corona de la presa ( sismo del 19 de septiembre de 1985 )

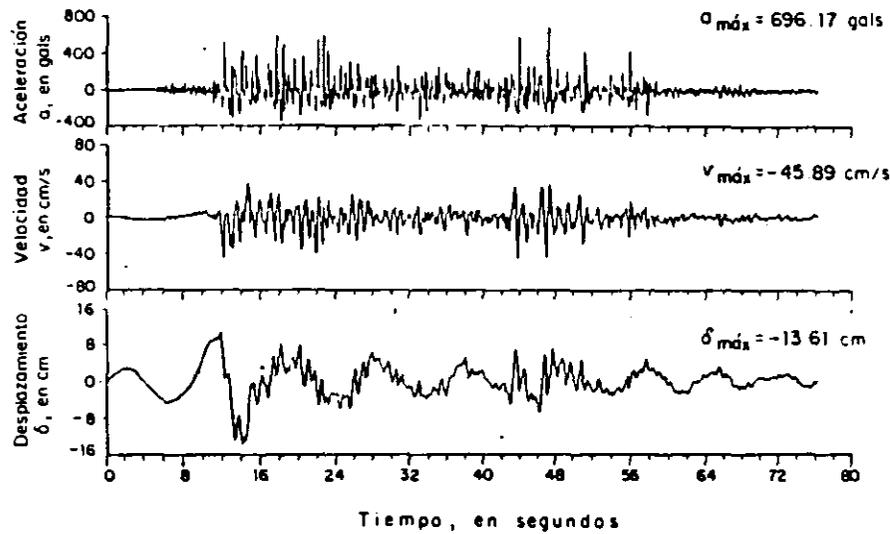


Fig 3.7 Aceleración, velocidad y desplazamientos vs. tiempo de la componente transversal del acelerograma registrado en la corona de la presa durante el sismo del 19 de septiembre de 1985

Durante el sismo S5, cinco estaciones cercanas al sitio de la presa instaladas sobre roca competente, registraron aceleraciones entre 120 y 150 gals (ref 2), mientras que en la estación Zacatula, localizada 3 km aguas abajo de la presa en una formación de arcilla limosa compacta de origen aluvial, se midió una aceleración máxima de 217 gals (ref 18).

Otro aspecto interesante es la duración del sismo, ya que la estación de la margen derecha registró 64 seg., la estación Zacatula 90 seg. y la estación de la corona de la presa 76 seg., poniendo de manifiesto que la estructura y también algunas formaciones geológicas continúan vibrando después de terminada la excitación original y que la duración adicional depende del periodo de vibración de las mismas y de las frecuencias predominantes del sismo.

Desafortunadamente no todos los acelerógrafos instalados en la presa funcionaron, impidiendo conocer los efectos de la geología local en los fenómenos de amortiguamiento y/o amplificación de las aceleraciones en la estructura; sin embargo, es claro que la presa estuvo sujeta a un complejo patrón de carga dinámica por las características geológicas del sitio y la geometría y zonificación de los materiales de la misma.

En la tabla 3.1 se presentan las aceleraciones máximas registradas en la presa por efecto de los sismos descritos en la tabla 2.4.

### 3.3 Efectos de los sismos

La instrumentación instalada en la presa desde su

construcción (1967) consistió en 188 aparatos y varias líneas de mojoneras, colocados en diferentes

secciones transversales; parte de ellos se muestra en la fig 3.8.

Tabla 3.1 Aceleraciones máximas registradas en la presa La Villita durante la ocurrencia de los sismos más significativos

Sismo	Fecha	Magnitud Richter	Duración, en seg.	Aceleraciones máximas registradas, en gals		
				Corona	Base Elev 13.5	Margen derecha
S1	Oct. 11, 1975	4.9	14.1	343	82	72
S2	Nov. 15, 1975	5.9	19.5	209	85	39
S3	Mar. 14, 1979	7.6	31.3	371	133	17
S4	Oct. 25, 1981	7.3	71.6	423	a	a
S5	Sep. 19, 1985	8.1	76.1	696	b	120
S6	Sep. 21, 1985	7.5	63.9	212 <sup>c</sup>	b	41 <sup>c</sup>

a No se presentan datos por falta de registros confiables.

b Instrumento removido.

c Datos preliminares leídos directamente de los registros.

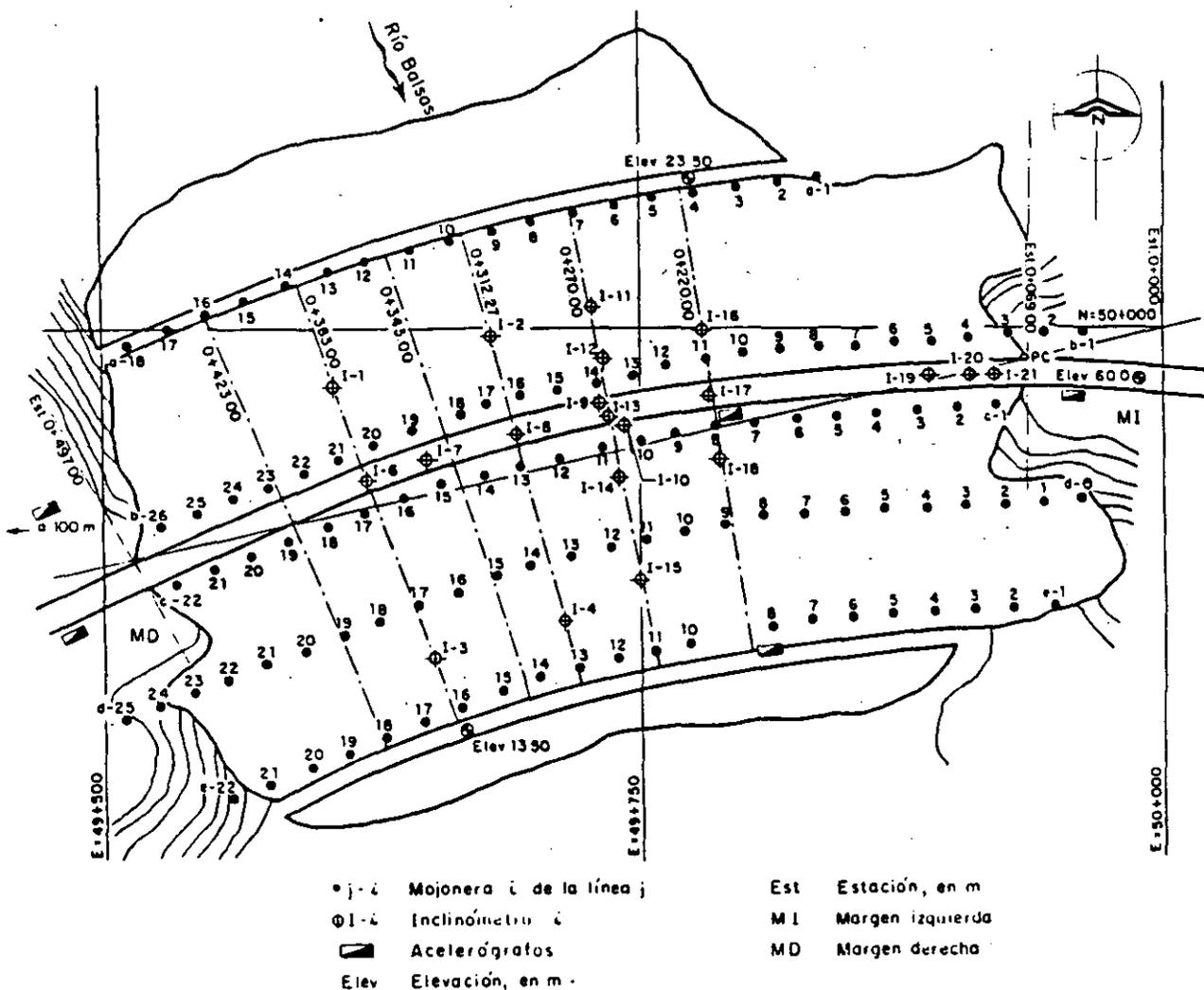


Fig 3.8 Localización de acelerógrafos, inclinómetros y mojoneras en la presa La Villita

Mediciones periódicas tomadas en los instrumentos han permitido conocer la magnitud y orientación de los desplazamientos permanentes ocurridos en la presa y en particular los inducidos por sismos, que representan el mayor porcentaje de tales movimientos.

3.3.1 *Asentamientos.* Los asentamientos medidos en cuatro líneas de referencias superficiales antes y después de los sismos más notables (ver Tabla 3.1), se presentan en las figs 3.9 y 3.10, donde puede observarse que el máximo valor registrado en el talud de aguas arriba es de 71.5 cm (línea B), de los cuales el 44% (31.8 cm) corresponde al efecto de los sismos de septiembre de 1985; en el talud de aguas abajo, el valor mayor es de 42.5 cm medido en la línea C, de los cuales el 51% (21.8 cm) se debe a estos mismos sismos. La diferencia de asentamientos entre el respaldo de aguas arriba y el de aguas abajo se debe al efecto de sumergencia de los materiales granulares de aguas arriba y a la diferente distribución de materiales en los respaldos de la presa (fig 3.3).

También es posible notar la disminución de la magnitud de los asentamientos medidos conforme disminuye la altura del terraplén, alcanzando valores máximos de 18 y 12 cm en las líneas D y E, respectivamente (fig 3.10). La distribución de los asentamientos medidos en las líneas de mojoneras B y C es ligeramente asimétrica hacia la margen derecha, alcanzando los valores máximos en la estación 0+322 (monumentos b-18 y c-14), lo que coincide aproximadamente con la junta entre las dos etapas de construcción de la presa, formada por una franja de arcilla altamente plástica y con un contenido de agua superior al óptimo (ref 8). La distribución en las líneas D y E también es asimétrica pero en este caso es más pronunciada y se presenta hacia la margen izquierda, registrando valores máximos en la estación 0+206 (monumentos d-8 y e-8), lo que se atribuye a que en esta zona la presa fue cimentada sobre un depósito de material colocado a volteo y bajo agua, que sustituyó al aluvión natural erosionado por la avenida extraordinaria de enero de 1967 (ref 24).

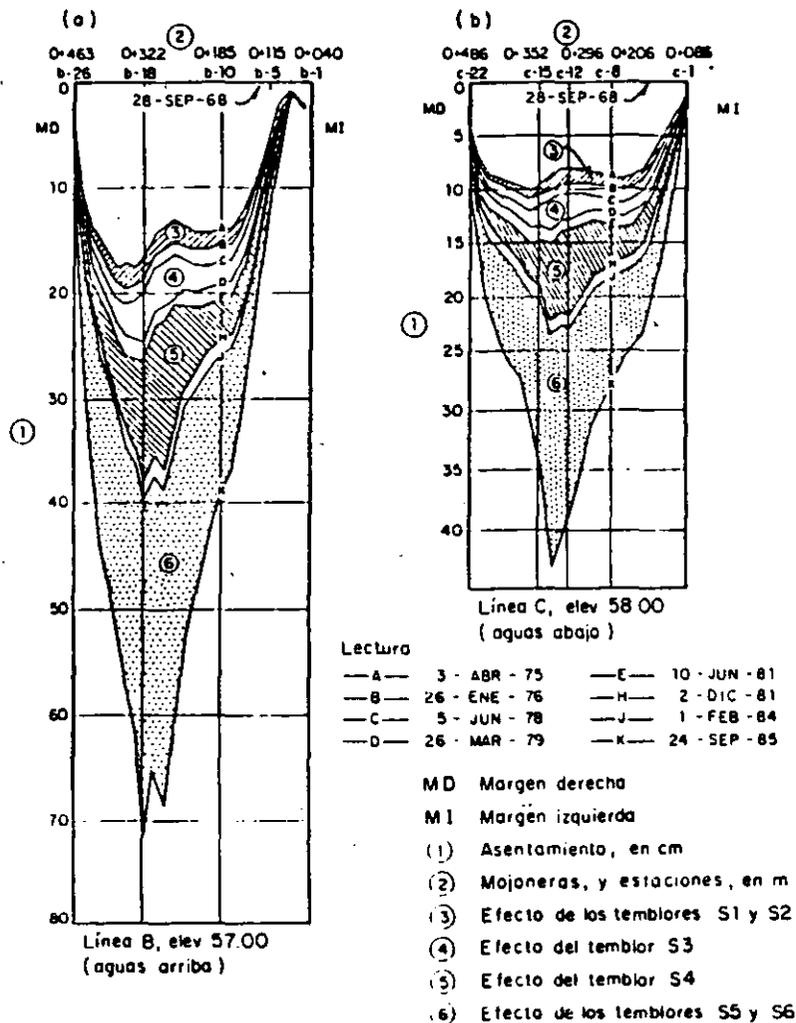


Fig 3.9 Asentamientos medidos en las líneas de mojoneras cercanas a la corona de la presa La Villita

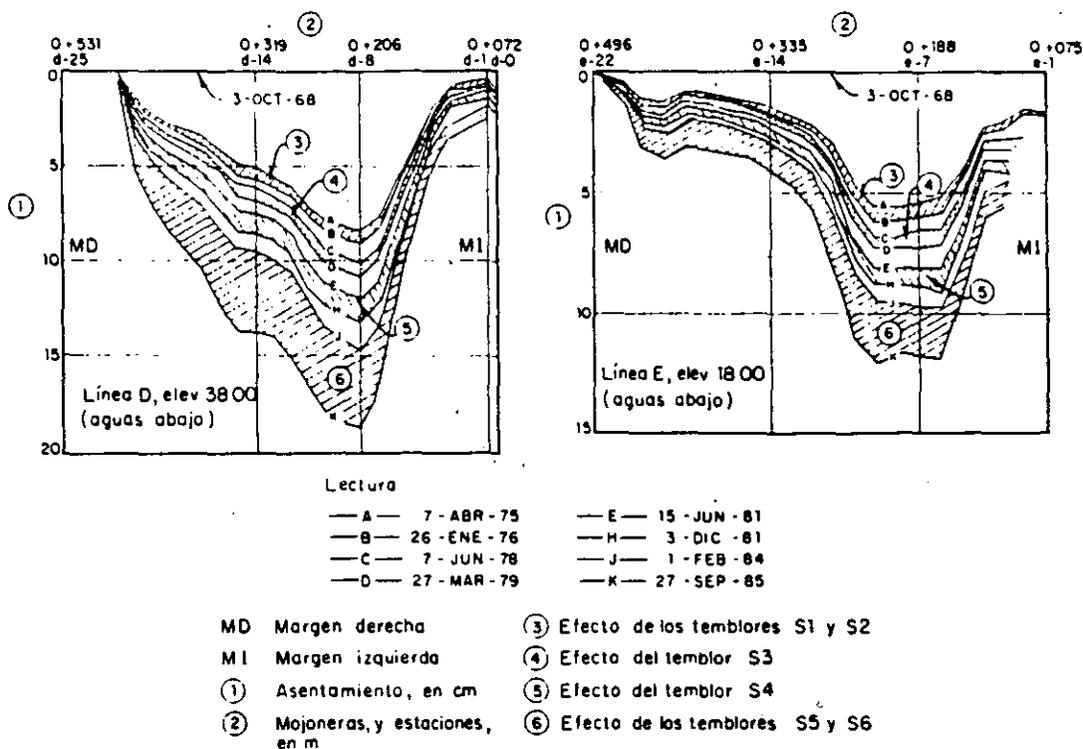


Fig 3.10 Asentamientos medidos en las líneas de mojoneras del talud de aguas abajo (La Villita)

Las mediciones de asentamientos efectuados en tubos de inclinómetros, indican valores muy similares a los obtenidos en las mojoneras, registrando valores máximos de 74, 53 y 52 cm en el extremo superior de los inclinómetros I-12, I-13 e I-14, respectivamente, que corresponden al respaldo de aguas arriba, al núcleo y al respaldo de aguas abajo en la estación 0+270 m (figs 3.11 y 3.12). Los asentamientos tienen una distribución muy regular, presentándose el máximo en el extremo superior y disminuyendo rápidamente a medida que se reduce la altura del terraplén hasta la elevación que corresponde al contacto con el aluvión o con la pantalla ICOS. En la fig 3.13 se muestra la distribución de los asentamientos del núcleo a lo largo del eje de la presa, medidos en tubos de inclinómetros para dos elevaciones, pudiéndose notar que los valores máximos se presentan en la corona de la presa y el máximo registrado a partir de febrero de 1968 es de 61.6 cm, correspondiendo a la estación 0+220, que coincide aproximadamente con la zona de máximos asentamientos medidos en los respaldos. Su distribución es sesgada hacia la margen izquierda observándose la influencia del aluvión más compresible de la cimentación en esa zona. El efecto de los sismos en el asentamiento del núcleo es menor que en los respaldos; en la corona el mayor valor registrado por efecto del sismo S5 representa sólo el 19 por ciento del total (12 cm).

3.3.2 *Desplazamientos.* Los desplazamientos horizontales están asociados a los asentamientos y son de menor magnitud que estos últimos. También en este caso los mayores valores han sido medidos en la corona de la presa y decrecen en magnitud al reducirse la elevación del terraplén.

Los valores registrados en dos líneas de mojoneras antes y después de la ocurrencia de los sismos de la tabla 3.1, se muestran en las figs 3.14 y 3.15, en donde se puede apreciar claramente el efecto de los sismos y la magnitud de los desplazamientos máximos, que no exceden de 20 cm en ninguno de los dos respaldos. Es notoria la asimetría y orientación de estos desplazamientos en la línea 8 de mojoneras, en donde se presenta un punto de inflexión alrededor de la estación 0+270 que corresponde aproximadamente a la mitad de la longitud de la presa, observándose un comportamiento diferente en el lado izquierdo con respecto al lado derecho de dicha estación, en el respaldo de aguas arriba; sin embargo, si se observa la gráfica (a) de la fig 3.14, se notará que el desplazamiento inicial del respaldo de aguas arriba fue hacia aguas abajo, posiblemente por una combinación del empuje del agua durante el primer llenado y el asentamiento por rotura y reacomodo de partículas del propio respaldo. Posteriormente, los desplazamientos del respaldo de aguas arriba han sido hacia aguas arriba, resultado similar al obtenido en mediciones con inclinómetros (refs 8 y 24). En la fig 3.16 se muestran los desplazamientos horizontales medidos en los inclinómetros I-14 e I-15 ubicados en la estación 0+270, donde se observa que los valores máximos son del mismo orden de magnitud que los medidos en mojoneras y disminuyen rápidamente con la altura del terraplén.

En general, el respaldo de aguas arriba se desplaza hacia aguas arriba y el de aguas abajo hacia aguas abajo. En el capítulo siguiente se analizarán estos y otros aspectos de los efectos de los sismos en la presa, desde el punto de vista de su seguridad.

### 3.4 Análisis de riesgos

La evaluación de la seguridad estructural de una presa cambia con el tiempo no sólo debido a factores ambientales y a la variación de las propiedades de los materiales y geometría del terraplén, sino también como resultado de la evolución propia de criterios y métodos de análisis que son utilizados. En el caso de la presa La Villita, se cuenta con mediciones instrumentales desde su construcción que permiten conocer la respuesta de la estructura ante cargas sísmicas y efectuar un análisis sobre la posibilidad de una falla de la estructura.

Para efectuar el análisis de riesgo de falla por efecto de sismos es necesario establecer la magnitud de la máxima carga dinámica que deberá soportar la estructura, lo que implica efectuar una evaluación de la actividad sísmica en la zona y establecer con criterio y sentido común el Máximo Sismo Creíble (MSC) que puede ocurrir en el sitio.

El Máximo Sismo Creíble se define como el temblor más intenso, independiente del tiempo, que puede ser razonablemente considerado que ocurra con base en la evidencia sísmica o geológica existente en un sitio.

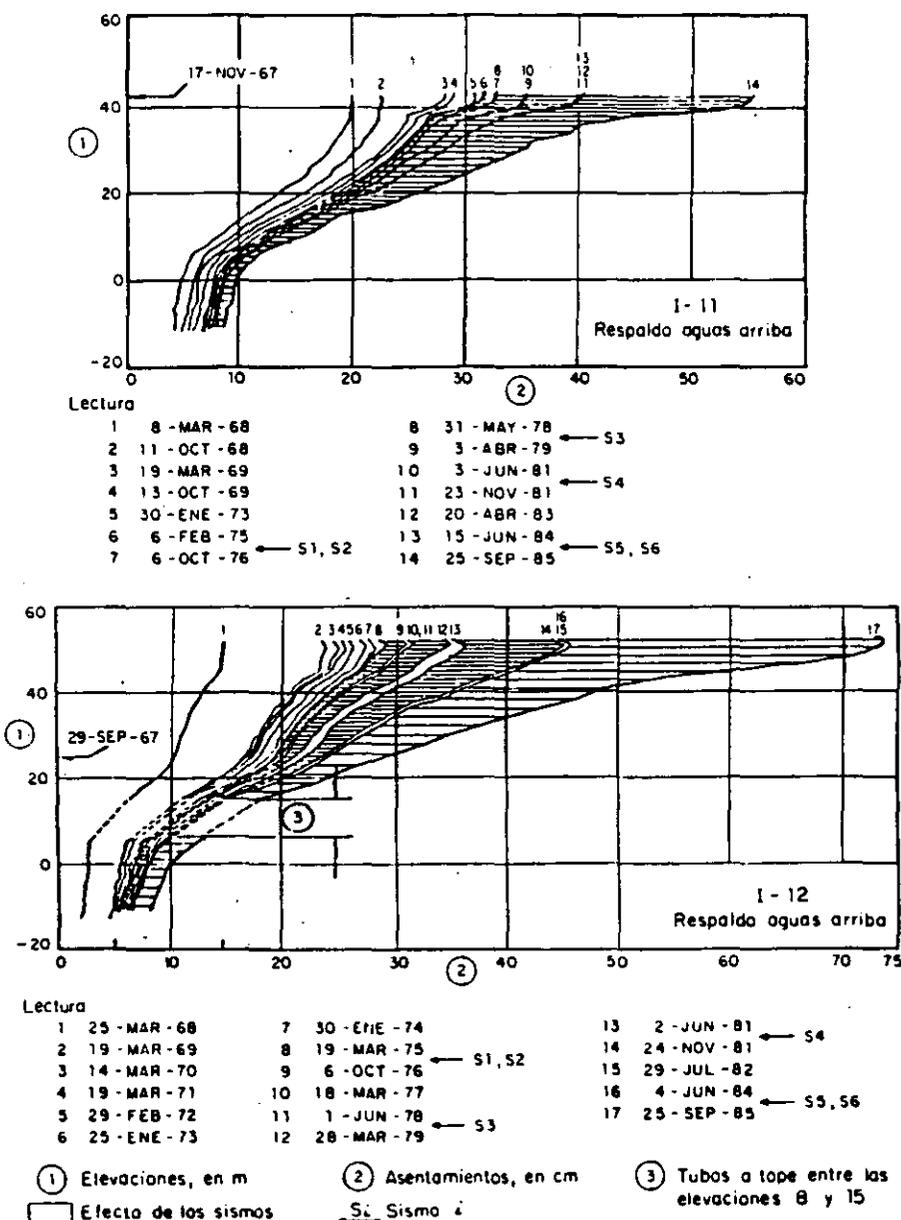
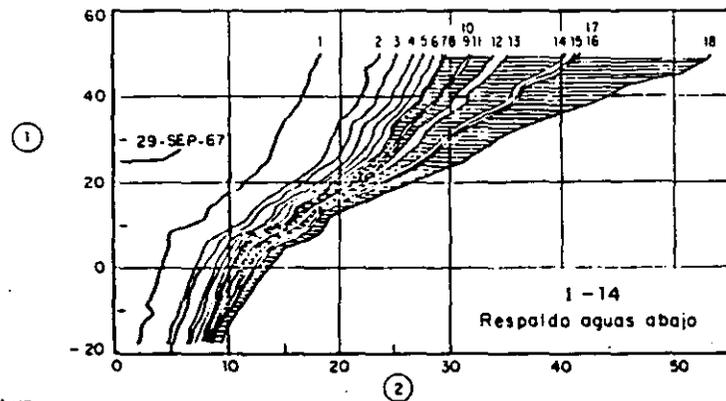
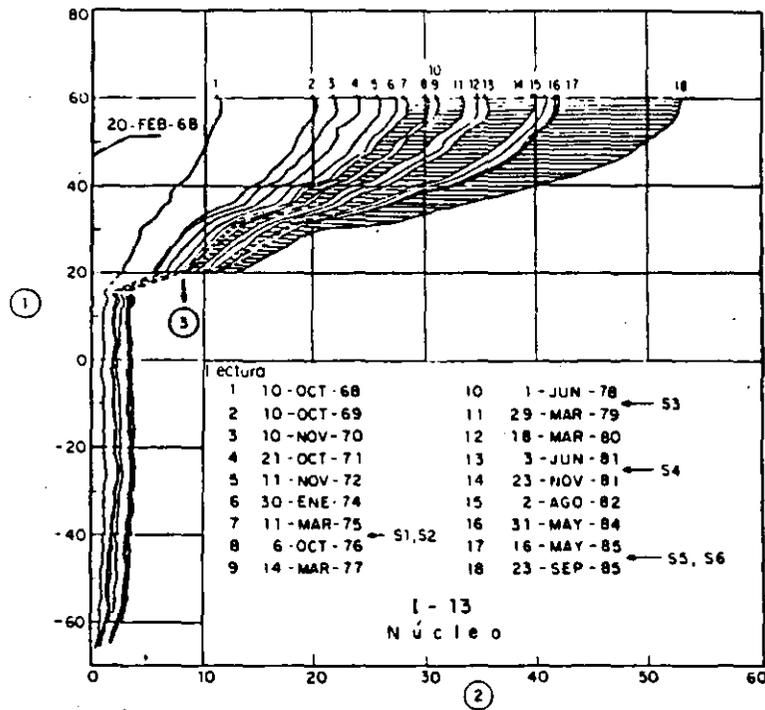


Fig 3.11 Asentamientos medidos en inclinómetros del respaldo de aguas arriba, estación 0+270.00 (1968 -1985), La Villita



Lectura					
1	25-MAR-68	7	30-ENE-74	13	2-JUN-81 ← S4
2	19-MAR-69	8	19-MAR-75	14	24-NOV-81
3	14-MAR-70	9	6-OCT-76 ← S1, S2	15	29-JUL-82
4	19-MAR-71	10	18-MAR-77	16	4-JUN-84
5	29-FEB-72	11	1-JUN-78	17	16-MAY-85 ← S5, S6
6	25-ENE-73	12	28-MAR-79 ← S3	18	23-SEP-85

- ① Elevaciones, en m
- ② Asentamientos, en cm
- ③ Obstrucción de tubos a partir de la elev 20
- ▨ Efecto de los sismos
- S1, S2, S3, S4, S5, S6 Sismo

Fig 3.12 Asentamientos medidos en inclinómetros del núcleo y del respaldo de aguas abajo, estación 0+270.00 (1968 - 1985), La Villita

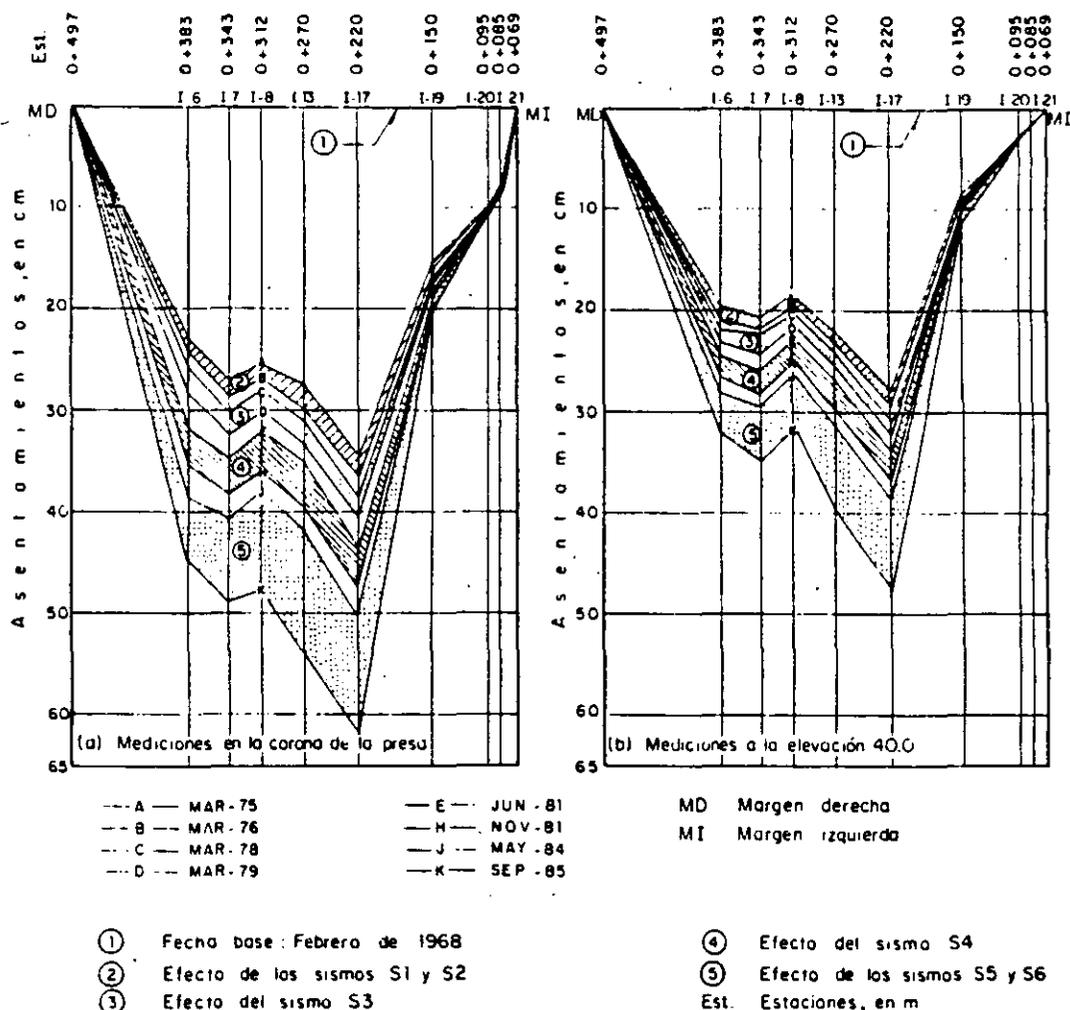


Fig 313 Asentamientos medidos en inclinómetros ubicados en el núcleo, a lo largo del eje de la presa La Villita

A partir del patrón de fallas geológicas activas susceptibles de generar sismos en la proximidad de la obra, puede establecerse el MSC como el sismo generado al ocurrir el rompimiento del contacto en la falla geológica más desfavorable para la obra, a lo largo de la mitad de su longitud total (ref 4).

Como se señaló en el capítulo 2, la zona del Bajo Balsas es de alta sismicidad asociada al fenómeno de subducción entre dos placas de la corteza terrestre. Si se considera que la longitud del contacto entre estas placas es de aproximadamente 1300 km (ref 3) y que los análisis efectuados con los registros de las réplicas del sismo del 19 de septiembre de 1985 (S5; ver tablas 2.4 y 3.1), indican un rompimiento del contacto en una longitud aproximada de 200 km (ref 2) liberando suficiente energía para generar un sismo de magnitud 8.1 en la escala de Richter, el rompimiento de 650 km de contacto generaría un sismo cuando menos tres veces más intenso ( $M_s = 8.6$ ), pero esto tiene pocas probabilidades de ocurrir, ya que constantemente se libera energía por la frecuente ocu-

rrencia de sismos en esta zona (ref 12); sin embargo, existen zonas de quietud sísmica ("gaps") frente a las costas de Michoacán y de Guerrero con longitud menor de los 200 km, en donde se acumula energía de deformación suficiente para provocar un sismo intenso. Este fue el caso del sismo S5.

Ante este panorama y teniendo en cuenta tanto la magnitud de los temblores registrados en este siglo como las características del sismo S5, se considera que el caso más desfavorable se daría con el rompimiento de dos gaps adyacentes, con longitud aproximada de 400 km, lo que generaría un sismo de magnitud 8.4, el cual puede considerarse el Máximo Sismo Creíble.

Los principales riesgos para una presa sujeta a carga sísmica son:

- Falla de talud.
- Desbordamiento.
- Fracturamiento del núcleo.
- Falla de la cimentación.

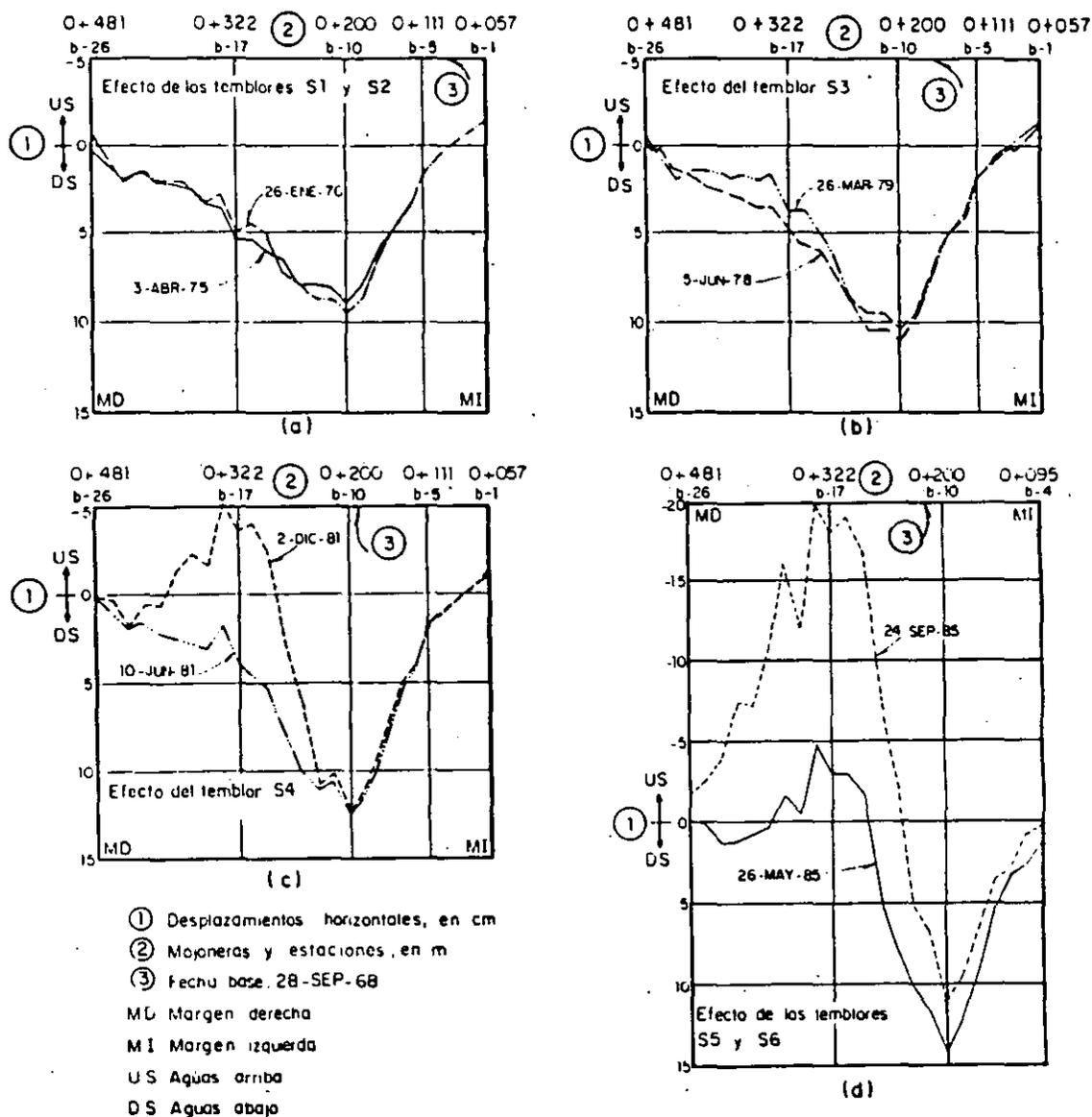


Fig 3.14 Desplazamientos horizontales en referencias superficiales, línea B, elev 5200, aguas arriba (La Villita)

3.4.1 *Falla del talud.* Durante el diseño de la presa se analizó la estabilidad de la sección transversal máxima con el método sueco de círculos de falla, obteniendo un factor de seguridad mínimo de 1.66 para el talud de aguas arriba considerando el caso de vaciado rápido, y de 1.07 para el talud de aguas abajo suponiendo una fuerza horizontal inducida por una aceleración de 150 gals utilizando el método pseudo-estático y con el embalse lleno (ref 23). Este método era el procedimiento estándar durante los años sesentas. Ahora se utiliza el método de elementos finitos para modelar la respuesta dinámica de presas, pero si se toman en cuenta las incertidumbres involucradas en la asignación de las pro-

iedades dinámicas de los materiales y su variación no sólo con el tiempo sino también por la acción de sismos, el uso de métodos complicados de análisis no conduce necesariamente a una mejor estimación del comportamiento de la presa. Ante este hecho se han desarrollado métodos simplificados de análisis basados en los conceptos sugeridos por Newmark (ref 19) en los que se supone que la deformación del talud se presenta como resultado de desplazamientos a lo largo de planos de deslizamiento tipo cuña, bien definidos, pero este mecanismo rara vez se encuentra en la realidad ya que las deformaciones permanentes en una presa o terraplén están más bien asociadas a la compresibilidad de los materiales por rotura y/o acomodamiento de granos, particularmente en los enroca-

mientos, y a un efecto de "desparramamiento" que reduce ligeramente la pendiente del talud. Por estas razones es necesario continuar con los trabajos de investigación que permitan desarrollar métodos simples que tomen en cuenta la cimentación y comportamiento real de las estructuras. Para el caso de la presa La Villita, el hecho de que no se haya presentado una falla de talud permite afirmar que la estructura es estable cuando es sometida a fuerzas tan intensas como las impuestas por el sismo S5.

3.4.2 *Desbordamiento.* Esta ha sido considerada la causa principal de falla de presas de tierra y enrocamiento en las reuniones de ICOLD\* y puede ocurrir por deformación excesiva del terraplén o por oleaje en el vaso, originado tanto por deslizamientos de talud dentro del área del embalse como por movimientos del terreno.

En 1980, Romo et al. (ref 7), efectuaron un análisis de deformación para las presas La Villita y El Infiernillo bajo la carga sísmica impuesta por el sismo

del 14 de marzo de 1979 (S3), utilizando los métodos simplificados de Newmark (ref 19), Makdisi-Seed (ref 13) y Reséndiz-Romo. Con el primer método se obtuvieron pérdidas de bordolibre de 0.04, 2.04 y 5.5 cm para aceleraciones de 300, 500 y 700 gals, respectivamente. Con el método de Makdisi-Seed se calcularon deformaciones prácticamente nulas para aceleraciones de 370 gals. Utilizando el método propuesto por Reséndiz-Romo las pérdidas de bordo libre fueron de 26, 33 y 38 cm para aceleraciones de 200, 300 y 350 gals, respectivamente. Si se considera que la aceleración en la corona de la presa durante el sismo S3 alcanzó un máximo de 371 gals y que los asentamientos medidos fueron de 2 cm en el núcleo y de 5 cm en el respaldo de aguas arriba, los resultados obtenidos con los dos primeros métodos caen del lado de la inseguridad y los del tercero son demasiado conservadores. La determinación de las propiedades dinámicas de los materiales y la geometría y zonificación de la estructura son fundamentales para la obtención de resultados congruentes con la realidad y es necesario efectuar trabajos de investigación y mediciones de las propiedades in situ para efectuar análisis más realistas.

\* International Commission on Large Dams (Comisión Internacional de Grandes Presas).

Como puede observarse en la tabla 3.1 y en las figs

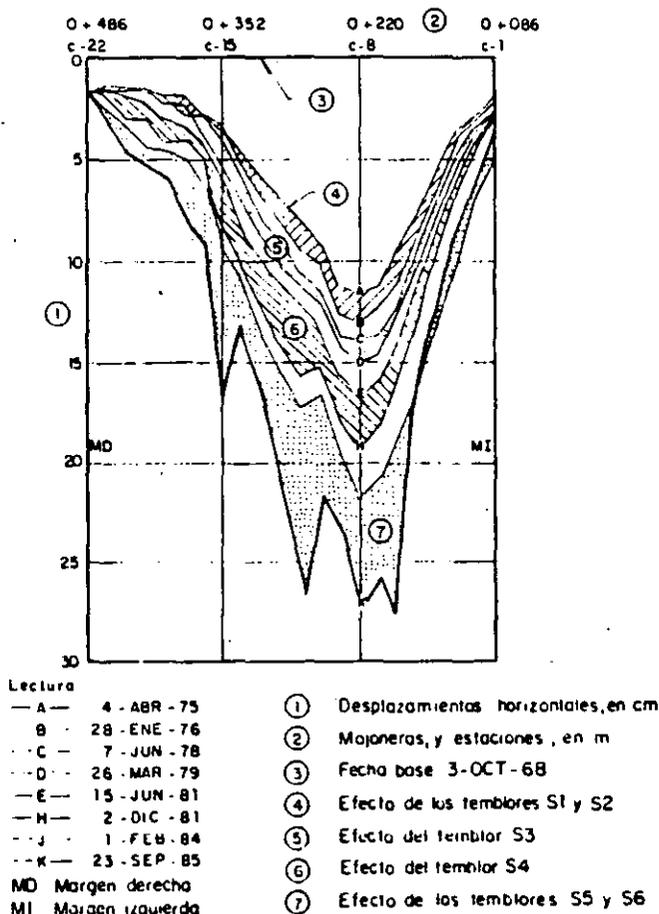


Fig 315 Desplazamientos horizontales en referencias superficiales, línea C, elev 58.00, aguas abajo (La Villita)

3.9, 3.11 y 3.12, las deformaciones permanentes que sufre la estructura son directamente proporcionales a la aceleración y duración de los sismos, lo que era lógico suponer. Basados en esta evidencia y utilizando los valores registrados después de los sismos S1 a S6, se construyeron las gráficas de la fig 3.17, en las que es posible estimar las deformaciones máximas esperadas durante un sismo de menor o igual magnitud que el S5. Si se toma en cuenta que la geometría y propiedades de los materiales sufren cambios después de cada sismo, es de esperar que los resultados obtenidos con este tipo de representaciones gráficas no sean suficientemente precisos, pero proporcionan el orden de magnitud del fenómeno. En el futuro será posible evaluar y mejorar estas gráficas con el resultado de mediciones tanto de las aceleraciones como de las deformaciones que se registren en la presa durante la ocurrencia de nuevos sismos.

del NAME\*, y de 10.0 m considerando el nivel máximo de operación (NAME). Como ya se indicó en el inciso 3.3.1, los asentamientos máximos medidos en el núcleo hasta la fecha han sido de 62 cm incluido el efecto del sismo S5, lo que se traduce en una pérdida equivalente de bordo libre.

Por otro lado, no se han detectado zonas inestables ni se han registrado deslizamientos en la zona del embalse desde la construcción. Durante la ocurrencia del sismo S5 personal de medición observaron la formación de olas con amplitud máxima aproximada de 50 cm y para esa fecha el bordo libre real era cercano a los ocho metros y medio, ya que el embalse estaba a la elevación 50.2 m; además, desde la construcción nunca se ha rebasado la cota 51.0 m, por lo que la probabilidad de que ocurra un sismo tan severo como el S5 cuando el embalse se encuentre en el NAME es pequeña.

El bordo libre original de la presa La Villita era de 2.5 m, considerando las elevaciones del núcleo y

\* Nivel de Aguas Máximo Extraordinario.

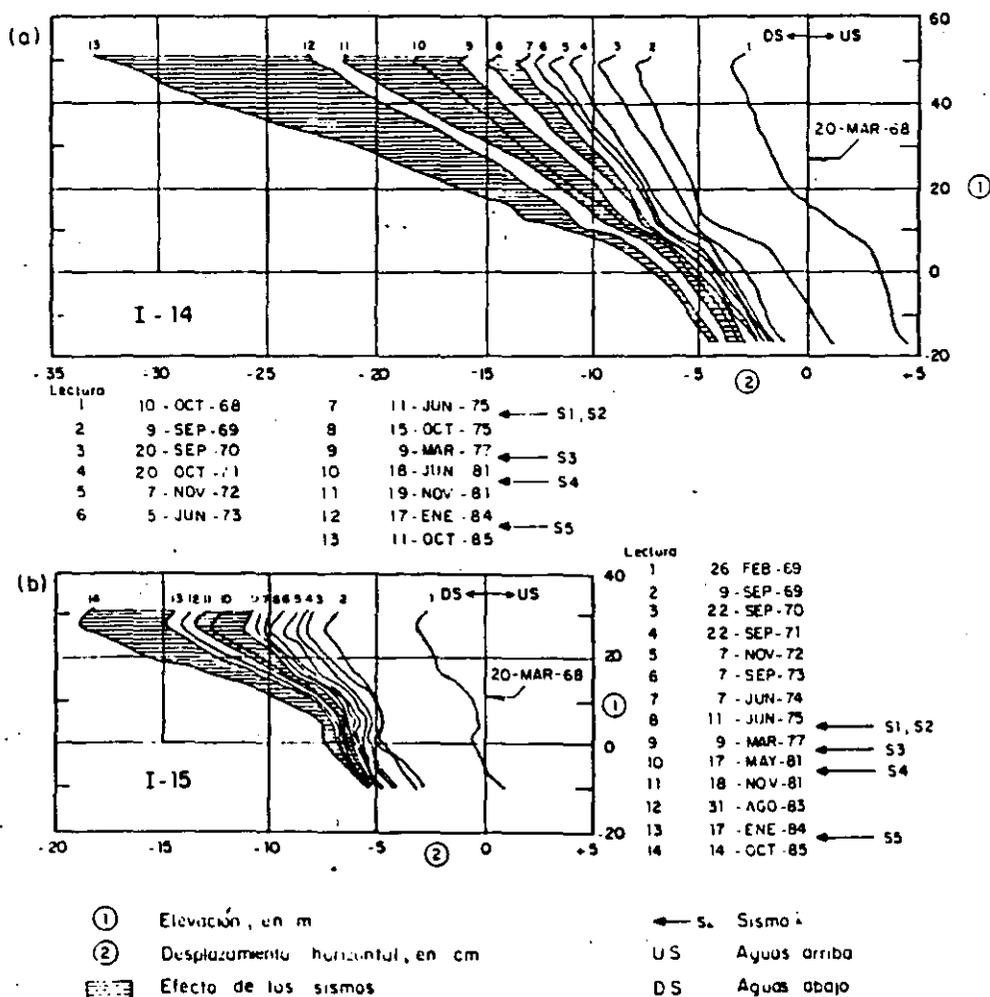


Fig 316 Desplazamientos horizontales medidos en el respaldo de aguas abajo en inclinómetros de la estación O-270 ( La Villita )

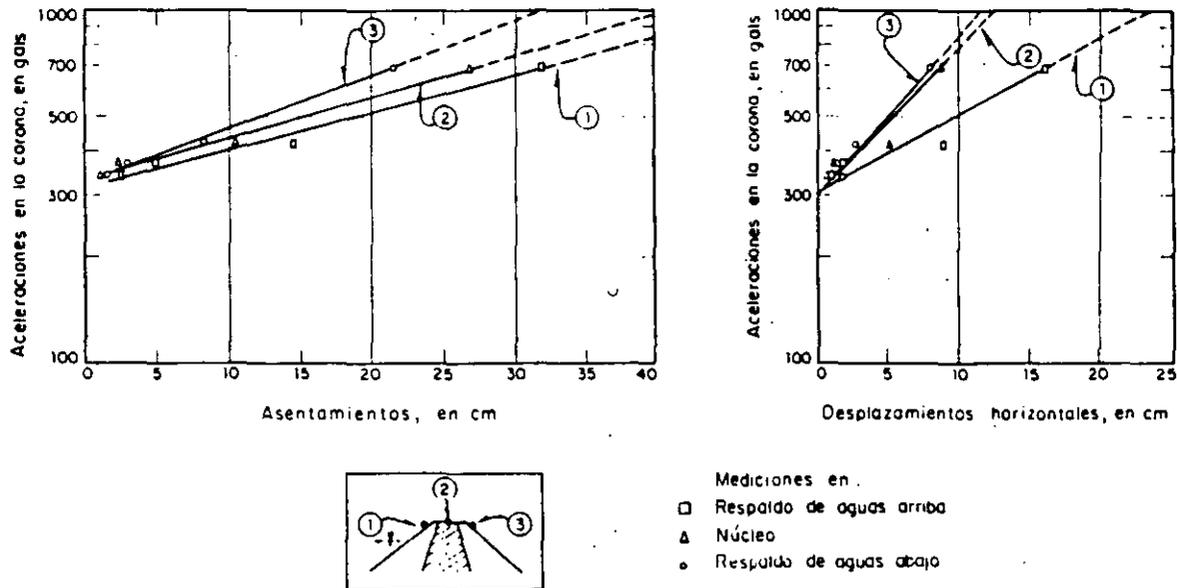


Fig 3.17 Asentamientos y desplazamientos máximos por acción sísmica en la presa La Villita

Del análisis anterior se puede concluir que el riesgo de desbordamiento debido a deformación excesiva del terraplén o a la formación de oleaje en el embalse, es bajo y puede mantenerse así si se restituye la elevación original de la corona.

3.4.3 *Fracturamiento del núcleo.* Adicionalmente a los desplazamientos horizontales y verticales descritos anteriormente, el sismo S5 ocasionó la formación de grietas longitudinales hasta de 100 m de longitud siguiendo una distribución paralela al eje de la presa y cercanas a los parapetos tanto de aguas arriba como de aguas abajo; la ubicación de las grietas coincide aproximadamente con el contacto entre el núcleo y los respaldos de material granular. También se registró la caída de nueve paneles del parapeto de aguas abajo entre las estaciones 0+270 y 0+310 (fig 3.18). La apertura de las grietas varió entre 0.5 y 10 cm; además, se midieron asentamientos diferenciales de 1 a 20 cm a los lados de las grietas. De la excavación de pozos de observación se pudo determinar que la profundidad de las grietas era igual al espesor de la base del camino construido en la corona de la presa (del orden de sesenta centímetros) y que desaparecían al llegar al material del filtro.

El patrón de distribución y localización de las grietas es similar al observado después del sismo S3 (ref 7) y es resultado del mayor asentamiento de los respaldos (materiales granulares) con respecto al núcleo.

Considerando que no existe evidencia de formación de grietas transversales que pudieran dar lugar al fenómeno de tubificación; que no existen filtraciones en el talud de aguas abajo; y que la zonificación de materiales mostrada en la fig 3.3 proporciona un adecuado "mecanismo preventivo" para evitar los efectos

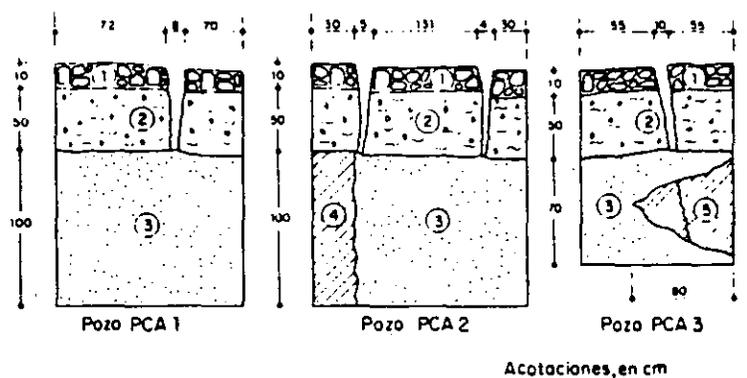
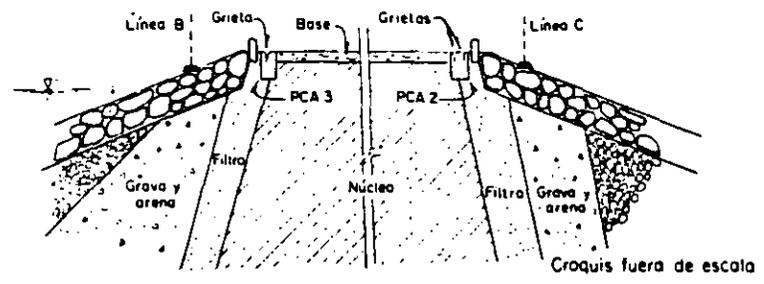
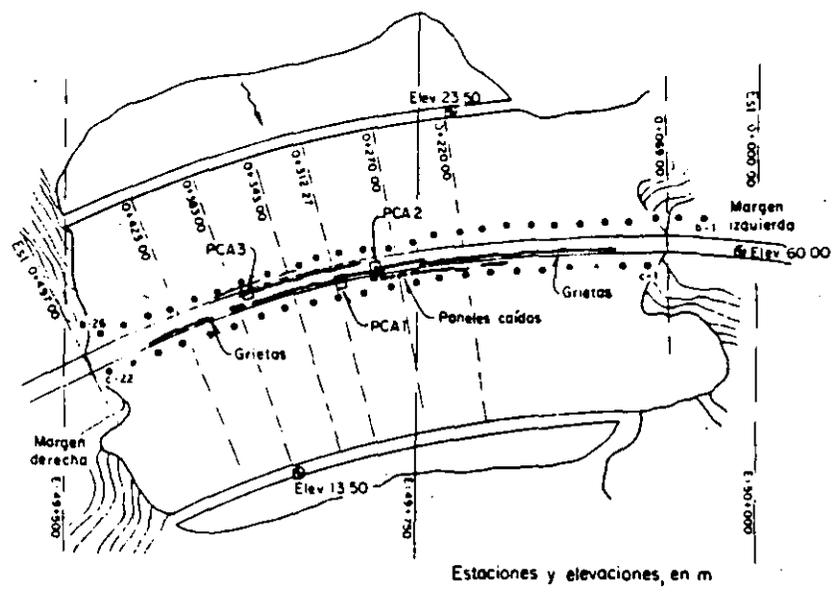
negativos de la apertura de grietas transversales como fue alguna vez sugerido por el Dr. Karl Terzaghi, se puede concluir que el riesgo de fracturamiento del núcleo abajo del nivel de agua de operación y sus efectos negativos, también es bajo.

3.4.4 *Falla de la cimentación.* El principal riesgo impuesto por la cimentación consiste en el desarrollo de fallas superficiales bajo la presa y en las deformaciones del terreno de cimentación asociadas a desplazamientos horizontales o verticales a lo largo de fallas existentes, que a su vez causen fracturamientos o falla por cortante en el terraplén.

Durante la exploración geológica no se encontró evidencia de fracturamientos importantes bajo la presa (ref 24) y actualmente no hay indicios de la formación de nuevos fracturamientos bajo la presa como resultado de la actividad sísmica en la región, hecho que puede ser corroborado por la pequeña magnitud de las deformaciones medidas cerca de la base del terraplén.

Debido al gran espesor y granulometría de los depósitos aluviales bajo la presa, durante la etapa de diseño se temió la posibilidad de ocurrencia de una licuación parcial del depósito durante un sismo, por lo cual se realizó en el sitio una prueba a gran escala utilizando cargas explosivas. De los resultados de esa prueba se desechó la posibilidad de licuación (ref 11); sin embargo, se decidió tratar con inyecciones de cemento el aluvión próximo a la pantalla ICOS y bajo el núcleo de la presa, para mejorar su comportamiento, reducir la posibilidad de filtraciones por fracturamiento de la pantalla ICOS y proporcionar un apoyo más firme al núcleo.

Dado que la roca de cimentación es competente y que el comportamiento del aluvión ha sido satisfactorio, es razonable suponer que el riesgo de falla de la cimentación es bajo.



- ① Empedrado
- ② Base del camino
- ③ Filtro
- ④ Núcleo
- ⑤ Lente arcillosa dentro del filtro

Fig 3.18 Grietas producidas por el temblor del 19 de septiembre de 1985 en la presa La Villita

### 3.5 Conclusiones

La respuesta de la presa La Villita a las severas cargas dinámicas a que ha sido sometida, es satisfactoria a pesar de la magnitud de las deformaciones registradas y es de esperar que la respuesta futura ante sismos como los registrados hasta la fecha sea igualmente buena.

Aunque el riesgo de falla de una presa no puede ser considerado nulo a pesar de los márgenes de seguridad, controles y previsiones que se tomen en cuenta desde un punto de vista de ingeniería, el análisis aquí presentado permite concluir que el riesgo de falla de la presa La Villita es relativamente bajo ante la ocurrencia de sismos tan intensos como el sismo del 19 de septiembre de 1985 (S5).

Las mediciones efectuadas con la instrumentación instalada en la presa desde su construcción, han permitido conocer los efectos de los sismos en la estructura térrea y constituyen una valiosa información para la evaluación y desarrollo de métodos de análisis, indispensables para estudiar el comportamiento de otras presas existentes o en proyecto; para ello, es necesario complementar estos resultados con la correcta determinación de las propiedades dinámicas de los materiales constitutivos y de sus cambios tanto por el paso del tiempo como por la ocurrencia de sismos, lo que permitiría tomar en cuenta otros aspectos importantes de la carga sísmica, como son el contenido de frecuencias del sismo y su semejanza o diferencia con las frecuencias de vibración de la estructura. Esto implica la necesidad de continuar con un intenso trabajo de investigación.

## MONITORING OF EMBANKMENT DAM BEHAVIOR \*

Raúl J. MARSAL

*Research Professor of the Institute of Engineering,  
National University of Mexico*

MEXICO

This paper examines the role of the instrumentation in detecting a structural condition of the dam unforeseen at the design stage, which may require action to prevent a major malfunction of the structure. It also discusses the possibility of introducing changes in the design during construction based on the early tendencies of the monitored behavior of the embankment, as well as the improvement of design criteria through the comparison of field measurements and theoretical computations. All information herein presented refers to dams built with earth and rockfill materials and reflects mainly the experience gained in Mexico on this geotechnical field.

### HISTORICAL DEVELOPMENT

Before 1940 the design of embankment-dams built in Mexico was essentially empirical; the height of this type of structures ranged from a few metres to 50 and, with some exceptions, most of the dams were located in rather wide valleys having good foundation conditions. The behavior of these structures was evaluated upon visual observations of cracks, deformations and water flows through the foundation and the embankment, and settlements of the dam-crest were systematically measured after construction.

During the period 1940-1960 several earth and rockfill dams with heights varying between 50 and 90 m were built and the first attempts to

---

(\*) *Contrôle du comportement des barrages en remblai.*

measure internal movements of the mass (USBR crossarms) and pore pressures (open piezometers) were undertaken with little success; most of these projects were for irrigation and flood control purposes.

A real effort to monitor the embankment performance was made in 1960 upon the construction of the El Infiernillo and Malpaso dams, both having a height of about 140 m; inclinometers, crossarms and extensometers were installed along planes parallel and normal to the river direction, to measure deformations inside these dams from the early stages of construction. For the first time (1965), pressure cells were placed in different locations of La Villita Dam, which is 60-m high and is founded on a thick (up to 80 m) alluvial deposit composed of sands and gravels. Concurrently, analyses of stresses and strains for the construction stage of these embankments were carried on making use of the finite element method and mechanical properties of the materials. Hence, a comparison between measured and computed values of deformations and pressures became available, which brought about a good *qualitative* picture of the complex phenomena involved during the construction of an earth and rockfill dam. A further step was taken in the design of recent projects built across the Grijalva River (La Angostura and Chicoasen dams, 145- and 264-m high respectively), which amounts to the application of what is usually known as the *observational approach*. The latter dams were designed with conventional methods of analyses (limit equilibrium and FEM), but changes in design were anticipated. It was agreed that these changes should be implemented with basis on the behavioral tendencies shown by field measurements during construction. This is the current procedure followed in earth and rockfill structures associated to important hydroelectric projects of Mexico, which will be illustrated further with some examples and which was thoroughly discussed in a contribution presented to the XII ICOLD held in Mexico City (Ref. 1).

Before describing typical observations related to the performance of some embankment-dams and their safety under operation, a brief review of the present state of the art on both the instrumentation and the stress-strain numerical analyses will be presented.

## INSTRUMENTATION

The type, number and distribution of instruments to be installed depend on the kind of problems associated to the construction of a dam, both in the earth structure itself and in the foundation. For instance, if a high earth and rockfill dam is to be built in a narrow canyon like in the Chicoasen Project (Ref. 2) where the foundation is a rock mass of low compressibility and high shear strength, the emphasis of the instrumentation is placed on monitoring displacements and pressures inside the embankment to observe cautiously zones of plastification and of tensile stresses, which can be anticipated by means of numerical analyses of the structure. On the other hand, if the case calls for an embankment founded on a compressible,

heterogeneous formation (e.g. Requena and Guadalupe dams, Ref. 3 and 4) or a very pervious alluvial deposit (e.g. La Villita and Tortolias dams, Ref. 5 and 6), the attention is mainly concentrated on measuring deformations or piezometric levels in the foundation to look for problems that may affect the overall stability of the earth structure being constructed. Note that the foundation of a dam notwithstanding a competent mass as in the first case mentioned above, will require a careful observation of the water seepage development upon the first filling of the reservoir and its evolution during subsequent operation.

From the above remarks one may conclude that in important hydraulic works or in cases where difficult foundation problems are involved, it is advisable to:

- 1) Perform detailed analyses of stresses and strains in the embankment and the foundation as well as of the flow of water through the abutments, using the models most suited to each case.
- 2) Select and locate the monitoring equipment based on the theoretical results of the preliminary studies mentioned before.
- 3) Set up the frequency and priority of the measurements, in order to resolve during construction on the required design changes suggested by the assessment of the monitored and predicted data.
- 4) Detect the most representative set of measurements to be followed through the life of the project, and establish their frequency and evaluation sequence, taking into account field observations performed during first filling and early stages of operation.

*Location of instruments.* As a general rule, it has been found convenient to locate the instruments preferable in two main planes: one parallel to the river direction and the other along the axis of the embankment; this arrangement greatly facilitates the comparison of measured and computed values. Recently, clusters of pressure cells and extensometers at certain points of the structure were installed with the purpose of correlating results derived from measurements with predicted stress-strain states within different zones of an earth and rockfill dam (Ref. 1 and 7). Although both field measurements and theoretical predictions are affected by errors and limitations commented upon below, they have contributed to improve our knowledge on the behavior of zoned embankments as well as the complex situations created by heterogeneous, soft foundations.

*Type of instruments.* In Mexico there has been a tendency to use rather simple and rugged monitoring devices, like the crossarms and piezometers used by the US Bureau of Reclamation (Ref. 8), the inclinometer developed by Slope Indicator Co (Ref. 9), the electrical extensometers, pressure cells and hydraulic leveling marks designed by the Comisión Federal de Electricidad (CFE) (Ref. 10), the open type piezometer (Ref. 11), strong motion accelerometers of different designs, and benchmarks with provisions for measuring settlements as well as horizontal and longitudinal

displacements on the surface of the embankment. The sensors of most of these instruments are of the mechanical, pneumatic or electrical resistance types; the vibrating wire and the self-inductance gadgets have seldom been applied in Mexico, although in other countries, particularly in Europe, they are considered the most dependable and accurate means of detecting deformation (Ref. 12). Among the performance failures of instruments employed in Mexican dams, the following should be mentioned (Ref. 7):

- 1) Difficulties in introducing the electric probe inside an open-type piezometer when the depth exceeds 50 m, due to friction against the walls of the standpipe; this raiser should be protected from skin friction by means of a telescoping tube to avoid buckling or collapse.
- 2) Malfunction of the pneumatic sensing device of cells and piezometers due to imperfections in the diaphragm or the check valve.
- 3) Loss of waterproofing with time, for external pressures in excess of 10 kg/cm<sup>2</sup> acting upon the electrical extensometers.
- 4) Obstructions due to deformations of the casing and couplings of inclinometers.
- 5) Collapse of the tubing of pneumatic piezometers, pressure cells, hydraulic leveling marks and electric conductors, due to differential settlement, in installations that are carried to galleries in the abutments.

*Installation of instruments.* The measuring devices mentioned in the previous paragraph are placed in trenches, pits or borings during construction, at selected locations of the embankment. Backfilling of these instrument excavations is made with the same material compacted with pneumatic tampers, so as to reproduce placement conditions in the given zone of the dam. In practice this is a difficult task; inevitable differences in compressibility between the material compacted with the regular equipment and the instrument backfill are created, thus measurements may not correctly reflect the deformations of the surrounding mass; this is particularly important in the case of vertical and inclined pressure cells and extensometers placed in trenches.

To improve the design of instruments and the techniques for their installation within the embankment, the Comisión Federal de Electricidad has built a new testing facility consisting of a steel cylinder 3.0 m in diameter and 3.2 m high, resting on the base of a loading frame with a capacity of 1 200 tons; the vertical load is transmitted to the compacted soil mass by means of two rubber bags placed at the top and bottom platens; they can operate under a maximum pressure of 10 kg/cm<sup>2</sup> (Ref. 7). With four pressure cells welded to the mid section of the cylinder and four electric extensometers, the lateral stress acting and the axial strain of the soil subjected to uniaxial compression, are measured. The instruments to be tested are mounted within the material, varying both placement procedures and type of soil. This testing facility is at present in its process of development and calibration.

## NUMERICAL ANALYSIS

As mentioned at the beginning of this note, field measurements were compared with deformations and pressures computed with the nonlinear elastic, finite element method. Numerical programs for two and three dimensional analyses were applied. The assumed stress-strain characteristics of the materials used in the embankment-dams are derived from triaxial-compression or plane-strain tests, performed at different stress levels on specimens prepared with the specified placement conditions. Since these stress-strain characteristics are plain approximations to the constitutive laws of the materials involved, difference between measured and predicted values of deformation and pressure should be expected. In addition, field measurements are affected by factors related to the performance of the instruments and the placement techniques, as indicated in a previous paragraph. Therefore, the results of both the numerical analyses and the monitoring equipment are essentially of a *qualitative value*.

Notwithstanding the above limitations, the effort to measure and evaluate deformations and pressures in embankment-dams has served the purpose of: 1) advancing our knowledge on the mechanisms which govern the behavior of earth and rockfill structures, and 2) detecting conditions at the foundation and/or the dam, unforeseen at the design stage. Both contributions have helped to improve the safety of embankment-dams. To substantiate the above statements, typical examples will be briefly discussed in the following section.

## EXAMPLES OF STRUCTURAL BEHAVIOR

*Incipient failure of an embankment foundation* (Ref. 3). Requena Dam (State of Mexico), built in 1919, showed signs of distress (embankment movements and seepage through the left abutment and foundation) from the first filling of the reservoir. Upon recognition of an incipient slide in the left abutment, it was rehabilitated and instrumented in 1966. The following comments are based on early observations and those registered by the monitoring equipment. Fig. 1 shows the geologic profile across the Tepeji Valley and the maximum cross-section of the dam, a structure composed of an upstream soil mass buttressed by a rockfill section having originally an outer slope of 1.25:1; a cellular masonry wall at the middle of the cross-section separates the soil and rockfill masses. The foundation of the embankment comprises several tuffs and clayey soil deposits, highly over-consolidated by a thick layer of lava that was subsequently eroded; it is estimated that the superimposed pressure was about 13 kg/cm<sup>2</sup>.

In 1926 a number of benchmarks were installed along the crest of the dam to observe displacements and settlements, in view of cracks and a partial failure detected in the left abutment, downstream. Fig. 2 shows the shape of the dam axis at different dates and the variation of maximum

horizontal displacement ( $\lambda_x$ ) compared with pool levels, for the observational period of 1933-1975.

Geotechnical investigations were undertaken in 1964 (Ref. 3). Based on vane tests performed in the foundation materials, it was found that below the base of the embankment, on the left bank, the maximum shear strength was close to the residual value, thus suggesting the existence of a zone that had undergone substantial slip movement; this was confirmed by visual observation in one of several test pits excavated downstream of the dam.

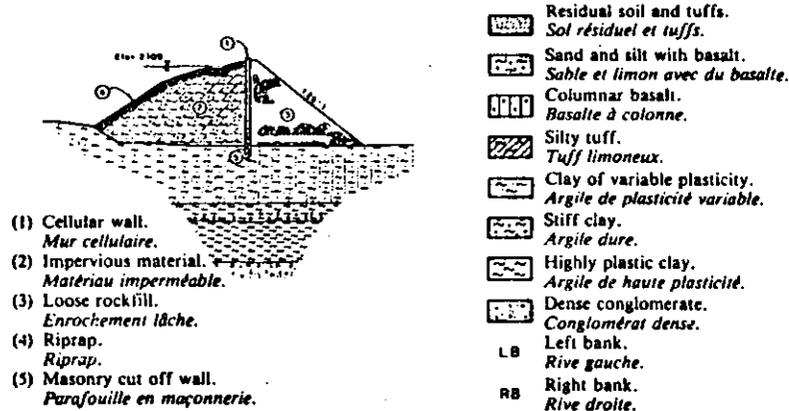
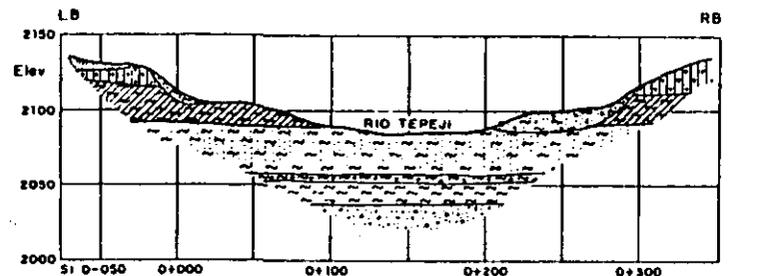
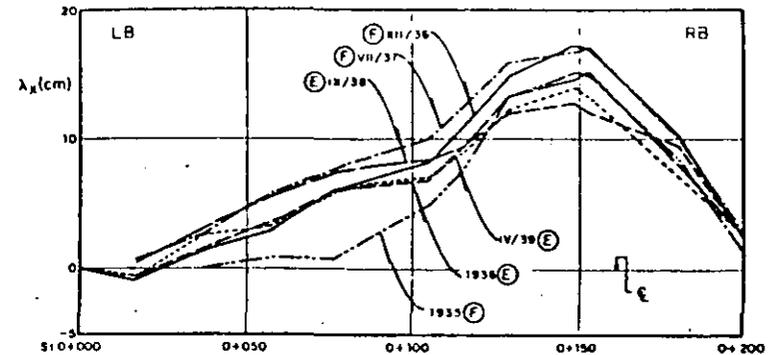


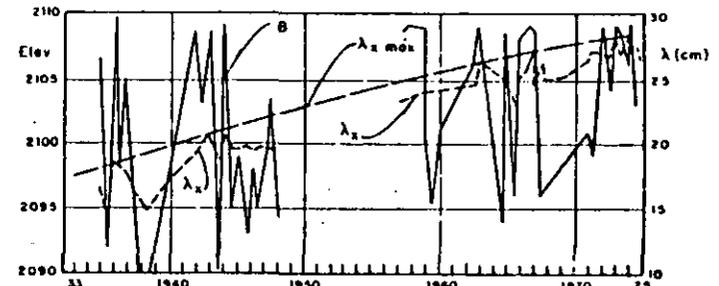
Fig. 1

Geological profile across the valley of Tepeji River and original cross-section of the embankment-dam

Coupe géologique transversale de la vallée du fleuve Tepeji et profil d'origine du barrage



- (E) Empty reservoir. (E) Réservoir vide.  
 (F) Full reservoir. (F) Réservoir plein.  
 ( $\lambda_x$ ) Horizontal displacements, in cm (positive towards downstream) ( $\lambda_x$ ) Déplacements horizontaux, en cm (positifs vers l'aval).  
 (L.B) Left bank. (L.B) Rive gauche.  
 (R.B) Right bank. (R.B) Rive droite.



- (Elev) Elevation, in m. (Elev) Cote, en m.  
 (B) Pool level, in m. (B) Niveau du réservoir, en m.  
 ( $\lambda_x$ ) Horizontal displacements of the crest, in cm. ( $\lambda_x$ ) Déplacements horizontaux de la crête, en cm.  
 ( $\lambda_x$ ) Maximum horizontal displacements, in cm. ( $\lambda_x$ ) Déplacements horizontaux maxima, en cm.  
 ( $\lambda_{x,max}$ ) Envelope of maximum horizontal displacements. ( $\lambda_{x,max}$ ) Enveloppe des déplacements horizontaux maxima.

Fig. 2

Horizontal displacements of the crest of Requena Dam

Déplacements horizontaux de la crête du barrage de Requena

Upon the above findings as well as data on seepage of water in the left abutment, corrective measures and instrumentation were implemented, basically guided by FEM numerical computations and the results of tests performed on physical models of the foundation and embankment (Ref. 3); in these tests, deformations caused by pool level fluctuations were observed. Fig. 3 illustrates the changes introduced to improve the sta-

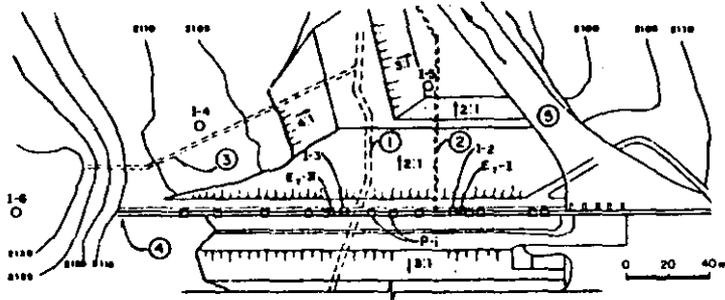


Fig. 3

Plan view and longitudinal cross-section of the rehabilitated Requena Dam and location of monitoring equipment

*Vue en plan et coupe longitudinale du barrage restauré de Requena réhabilité et emplacement des appareils d'auscultation*

- |   |  |
|---|--|
| (I-i) Inclinomètres.                        | (I-i) Inclinomètres.                                 |
| (E <sub>T</sub> ) Transverse extensometers. | (E <sub>T</sub> ) Extensomètres transversaux.        |
| (Elev) elevation, in m                      | (Elev) Cote, en m.                                   |
| (LB) Left bank.                             | (LB) Rive gauche.                                    |
| (RB) Right bank.                            | (RB) Rive droite.                                    |
| (P <sub>i</sub> ) Bench marks.              | (P <sub>i</sub> ) Repères altimétriques.             |
| (1) Intake conduit.                         | (1) Conduite de prise.                               |
| (2) Drain.                                  | (2) Drain.   |
| (3) Drainage gallery.                       | (3) Galerie de drainage.                             |
| (4) Axis of the dam.                        | (4) Axe du barrage.                                  |
| (5) Spillway.                               | (5) Déversoir.                                       |
| (6) Bottom of cellular wall.                | (6) Partie inférieure du mur cellulaire.             |
| (7) Bottom of masonry cut off wall.         | (7) Partie inférieure du parafoinille en maçonnerie. |

bility of the embankment, namely: 1) a substantial increase of the rock fill zone and a granular berm in the left bank, and 2) a drainage gallery to control seepage in the left bank; also Fig. 3 presents the instrumentation adopted to monitor further movements in both the foundation and the dam. Field measurements after reconstruction of this irrigation project have shown that displacements are within the accuracy of the monitoring devices.

**Hydraulic fracturing** (Ref. 4). The Guadalupe Dam (State of Mexico) was originally designed as a rockfill embankment with a concrete facing at the upstream slope. During the first filling (1947), excessive seepage ( $4 \text{ m}^3/\text{s}$ ) developed through the facing. The reservoir was emptied and the embankment reconstructed by converting it into a sloping core, earth and rockfill dam. When put into operation (1952), again substantial water losses were detected (about  $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ ), and the decision was taken to investigate carefully the mechanical characteristics of the foundation; this comprises heterogeneous and lenticular, alluvial deposits of silty and sandy materials covering hard volcanic tuffs. A general picture of the foundation at the damsite is shown in Fig. 4, which includes the profile of the dam as repaired in 1952.

Field investigations (Ref. 4) undertaken upon the second failure, disclosed that important cracks developed at the base of the sloping core, connecting the pool with the downstream granular mass (Fig. 5); rock fines placed behind the upstream riprap, although filling the cracks, were ineffective in providing a safe control of the water seepage. Stress-strain analyses by means of the finite element method (nonlinear elastic) indicated that

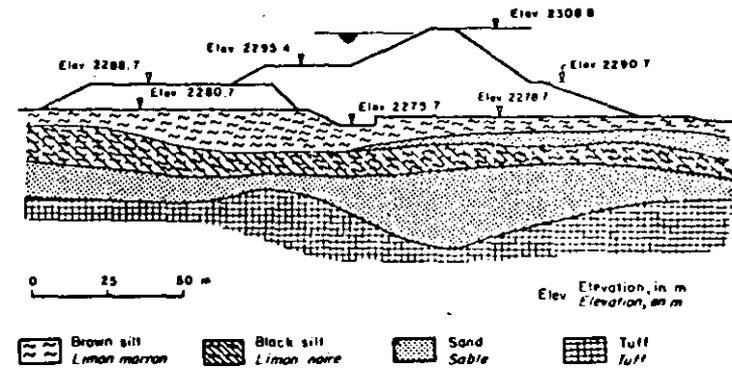


Fig. 4

Geological profile parallel to the river, Guadalupe Dam

*Profil géologique parallèlement au fleuve. Barrage de Guadalupe*

strain conditions at the core base were prone to the development of tensile cracks. Note in Fig. 5 that the concrete lining and the cutoff wall of the original design were left in place, and that the downstream filter did not cover the entire core-rockfill interface. With basis on the above theoretical computations, changes to the design were introduced with particular emphasis on the selection of materials and their placement specifications (Fig. 6); also, a redundant instrumentation on two planes normal to the dam axis was provided, consisting of pressure cells, pneumatic piezometers, electrical extensometers and inclinometers. It was agreed that the first filling would be controlled by field measurements, particularly by those monitored at the lower portion of the sloping core and blanket. All instrumental observations registered in this example are of great geotechnical interest and should be consulted in Ref. 4; herein, only some of the information disclosed by pressure cells and piezometers will be commented in connection with the predicted possibility of hydraulic fracturing.

In Fig. 7a the observations made with pressure cells and piezometers located in the upstream, lower portion of the core are presented; this data covers the period 1968-1974 and are complemented in Fig. 7b with the fluctuations of the pool level and corresponding changes in the effective principal stresses derived from the above mentioned pressure measurements.

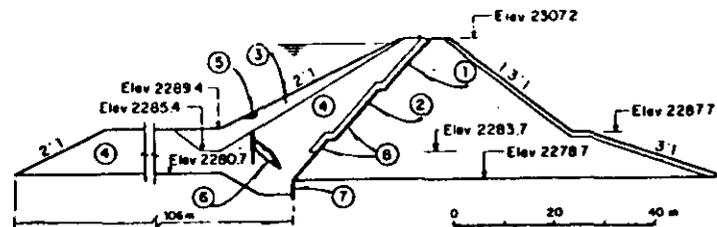


Fig. 5

Location of longitudinal crack and cavern; cross-section of the dam as repaired in 1952

*Emplacement de la fissure longitudinale et de la caverne;  
coupe transversale du barrage réparé en 1952*

(Elev) Elevation, in m.	(Elev) Cote, en m.
(1) Concrete slab.	(1) Dalle de béton.
(2) Filter.	(2) Filtre.
(3) Rockfill.	(3) Enrochement.
(4) Impervious core.	(4) Noyau imperméable.
(5) Berm produced by rockfill subsidence.	(5) Berme produite par les tassements de l'enrochement.
(6) Cave and crack discovered in April, 1953.	(6) Caverne et fissure découvertes en avril 1953.
(7) Cutoff wall.	(7) Parafouille.
(8) Concrete lining.	(8) Revêtement de béton.

These records reveal that tensile stresses are generated at the base of the core when the pool level is low (June 1971 and June 1972), and that a complete state of compression develops upon refilling the reservoir. The interpretation of the above facts follows. For low pool levels, pore pressures induced by the previous, maximum hydraulic load are not significantly dissipated, although total stresses diminish during water drawdown. At a certain plane and time, the pore pressure overcomes the total normal stress and a crack is produced (hydraulic fracturing). Data monitored by extensometers confirmed conclusively this statement (Ref. 4).

Based on data furnished by pressure cells, piezometers and extensometers, pool levels were restricted; full reservoir was attained with success in 1975, seven years after completion of the second rehabilitation of the Guadalupe Dam.

*Movements induced by the first filling* (Ref. 14). Upon the initial operation of the reservoir at El Infiernillo Dam (State of Michoacan), movements of the upstream slope and crest were remarkable. Although this process was at that time (1964) reported in the literature, it caused some concern because of the magnitude and distribution with depth of the movements monitored by inclinometers, crossarms and topographical

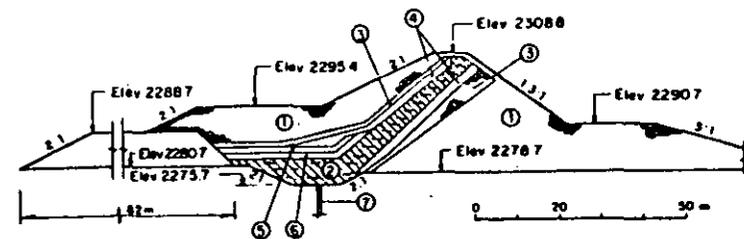


Fig. 6

Maximum cross section of the Guadalupe Dam, as rehabilitated in 1967

*Coupe transversale principale du barrage de Guadalupe, après réparation en 1967*

(Elev) Elevation, in m.	(Elev) Cote, en m.
(1) Rockfill.	(1) Enrochement.
(2) Impervious core.	(2) Noyau imperméable.
(3) Selected muck transition.	(3) Déblais sélectionnés pour la transition.
(4) Sand and gravel filter.	(4) Filtre de sable et gravier.
(5) Clean fine sand.	(5) Sable fin et propre.
(6) Highly plastic clay, lightly compacted.	(6) Argile de haute plasticité, légèrement compactée.
(7) Cutoff wall.	(7) Parafouille imperméable.

measurements. Fig. 8 shows the cross-section of the dam, the location of instruments of interest for this discussion, and the variation of pool levels during the first filling. This 145-m high embankment has a thin, central core protected by filters and supported by two massive rockfill shoulders; it was built in a narrow canyon, the ratio crest length-height being 2.4. The

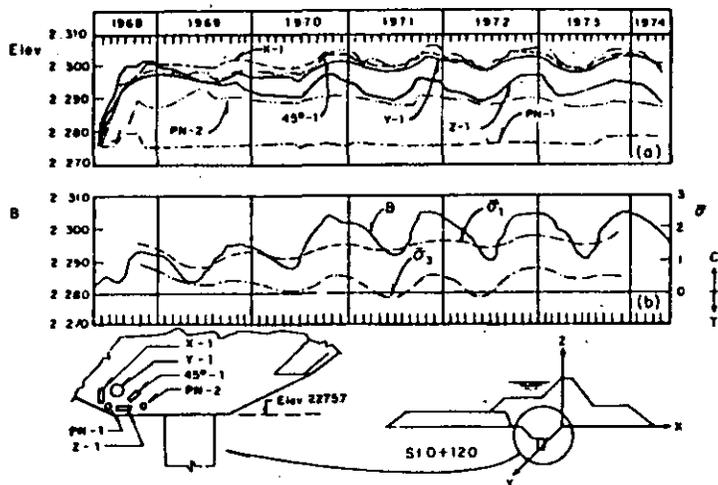


Fig. 7

Observed information from pressure cells and piezometers, Guadalupe Dam

Enregistrement des mesures des capsules de pression et des piézomètres, au barrage de Guadalupe

(Elev)	elevation, in m.	(Elev)	Cote, en m.
(X, Y, Z, 45°)	Pressure cells.	(X, Y, Z, 45°)	Capsules de pression.
(PN-i)	Pneumatic piezometers.	(PN-i)	Piézomètres pneumatiques.
(σ)	Effective principal stress, in kg/cm <sup>2</sup> .	(σ)	Contrainte principale effective, en kg/cm <sup>2</sup> .
(σ <sub>1</sub> )	Major principal stress.	(σ <sub>1</sub> )	Contrainte principale maximale.
(σ <sub>2</sub> )	Minor principal stress.	(σ <sub>2</sub> )	Contrainte principale minimale.
(T)	Tension.	(T)	Traction.
(C)	Compression.	(C)	Compression.
(B)	Pool level, in m.	(B)	Niveau du réservoir, en m.
(St)	Station, in m.	(St)	Station, en m.

Pressures registered by cells and piezometers were plotted in terms of elevations in Fig. 7a

Les pressions enregistrées par les capsules et les piézomètres figurent en 7a, en termes de cotes.

first filling of the reservoir up to about elev 160 was accomplished in less than three months, as illustrated by the graph attached to Fig. 8.

The horizontal displacements registered by inclinometers 1-1 and 3 located in the core and downstream shell, respectively, are presented in Fig. 9; in the corresponding graphs it is indicated both the dates of measurement and pool levels. Note that upon raising the water to elev 80, horizontal displacements ( $\lambda_x$ ) in the river direction started to increase towards upstream, and when the pool level reached elev 140 (see curve for 24/VI/64, Fig. 9) the inclinometer 1-1 detected  $\lambda_x$ -values of 14 cm at the

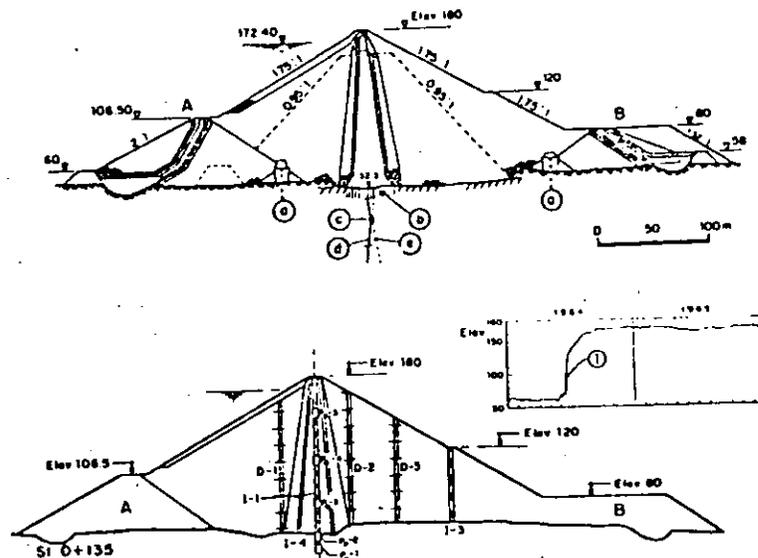


Fig. 8

Maximum cross-section of El Infiernillo Dam and location of instruments at St 0 + 135

Coupe transversale principale du barrage d'El Infiernillo et emplacement des instruments de mesure, Station 0 + 135

(a)	Cut off wall (secant piles).	(c)	Parafouille (pieux sécants).
(b)	Grout blanket.	(b)	Tapis d'injection.
(A)	Upstream cofferdam.	(A)	Batardeau amont.
(c)	Gallery G-4.	(c)	Galerie G-4.
(d)	Grout holes.	(d)	Trous d'injection.
(B)	Downstream cofferdam.	(B)	Batardeau aval.
(e)	Drainage holes.	(e)	Trous de drainage.
(Elev)	Elevation, in m.	(Elev)	Cote, en m.
(l)	Pool levels, in m.	(l)	Niveau du réservoir, en m.

22

dam-crest; displacements  $\lambda_x$  decreased with depth, being practically null from elev 90 down to the embankment base. Concurrently, the horizontal displacements monitored in inclinometer I-3 (downstream rockfill) at the slope surface (elev 120), were of about 4 cm and directed towards downstream. As shown by inclinometer I-1 (Fig. 9), while the pool level raised from elev 140 to 150 displacements  $\lambda_x$  at the middle of the core reversed its original direction, and by the end of 1964, the crest of the dam almost recovered its original position; the core showed an appreciable bending at a depth of 80 m, with a maximum  $\lambda_x = 17$  cm. Displacements  $\lambda_x$  in inclinometer I-3 were consistently directed downstream and values of  $\lambda_x$  were smaller than 6 cm at elev 120. Note that in both instruments I-1 and 3, the horizontal

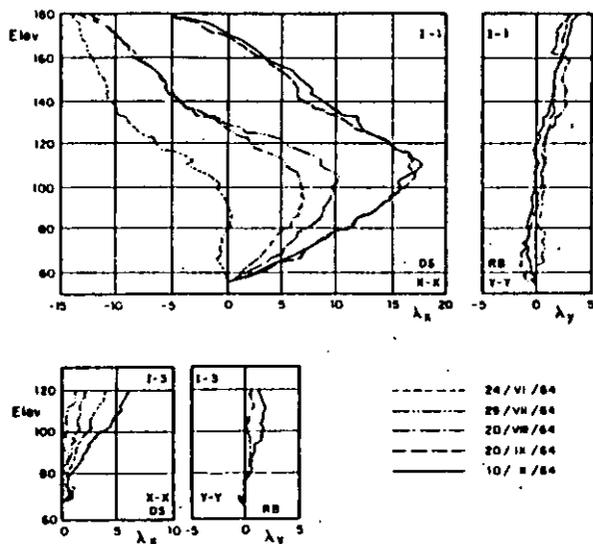


Fig. 9

Horizontal displacements during first filling of the reservoir of El Infernillo

Déplacements horizontaux lors du premier remplissage du réservoir d'El Infernillo

- |  |  |
|--|--|
| (I-i) Inclinometer.                              | (I-i) Inclinomètre.                              |
| (Elev) elevation, in m.                          | (Elev) Cote, en m.                               |
| ( $\lambda_x$ ) Horizontal displacements, in cm. | ( $\lambda_x$ ) Déplacements horizontaux, en cm. |
| (x-x) Direction parallel to the river axis.      | (x-x) Direction parallèle à l'axe du fleuve.     |
| (y-y) Direction parallel to the axis of dam.     | (y-y) Direction parallèle à l'axe du barrage.    |
| (DS) Downstream.                                 | (DS) Aval.                                       |
| (RB) Right bank.                                 | (RB) Rive droite.                                |
| (LB) Left bank.                                  | (LB) Rive gauche.                                |

components ( $\lambda_x$ ) normal to the river direction were in the range of 1 to 3 cm. towards the valley.

The settlements ( $\lambda_z$ ) measured in crossarm D-1 and inclinometers I-1 and 3 during the process of filling the reservoir for the first time, are shown in Fig. 10. It is worthwhile noting that the seat of compression extends from elev 80 to elev 120 in D-1 (upstream rockfill), whereas it is mainly concentrated between elevs 110 and 140 in inclinometer I-1 (core); settlements in I-3 (downstream shell) are evenly distributed.

Finally, in Fig. 11 the distribution of horizontal displacements ( $\lambda_x$ ) and settlements ( $\lambda_z$ ) measured along the dam-crest are presented. Curves

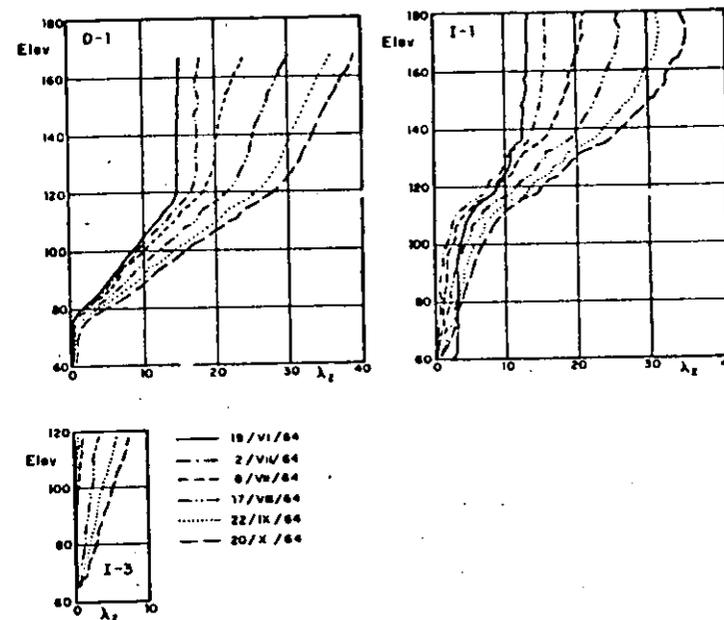


Fig. 10

Distribution of settlements with depth during first filling of El Infernillo Dam

Distribution des tassements en fonction de la profondeur lors du premier remplissage du réservoir d'El Infernillo

- |                                    |                                   |
|------------------------------------|-----------------------------------|
| (D-i) Crossarm.                    | (D-i) Tube « crossarm ».          |
| (I-i) Inclinometer.                | (I-i) Inclinomètre.               |
| (Elev) Elevation, in m.            | (Elev) Cote, en m.                |
| ( $\lambda_z$ ) Settlement, in cm. | ( $\lambda_z$ ) Tassement, en cm. |

52

for  $\lambda_x$  have a smooth pattern and show maximum settlements at the middle section of the embankment. Displacements  $\lambda_x$ , however, disclose sharp discontinuities near both abutments. While the portions adjacent to the banks tend to move upstream, the central part of the dam gradually displaces towards downstream from its initial deflection induced by the first filling. Also in Fig. 11, the variation of longitudinal displacements ( $\lambda_y$ ) along the crest of the dam are plotted, which reveals the existence of tensile strain zones near the abutments.

As a result of the movements reported above, transversal cracks at the top of the dam developed, which were repaired by means of slurry grouting. These deformations were not anticipated at the design stage, but both the research on rockfill properties (Ref. 13) and the FEM stress-strain

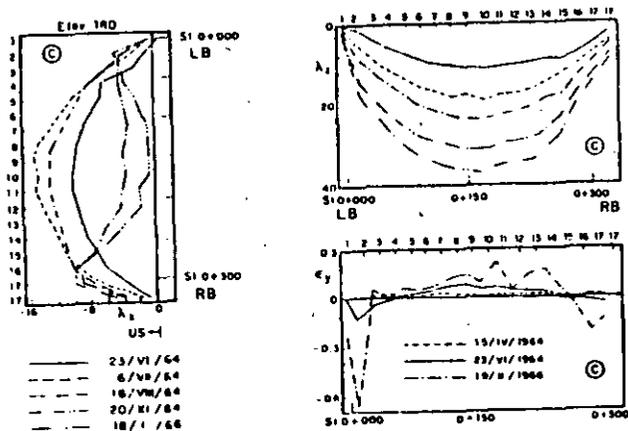


Fig. 11

Distribution of horizontal displacements, settlements and longitudinal strains at the dam-crest of El Infiernillo

Distribution des déplacements horizontaux, des tassements et des déformations longitudinales à la crête du barrage d'El Infiernillo

- |   |  |
|---|--|
| (LB) Left bank.   | (LB) Rive gauche.  |
| (RB) Right bank.  | (RB) Rive droite.  |
| (US) Upstream.  | (US) Amont.  |
| ( $\lambda_x$ ) Horizontal displacement, in cm.           | ( $\lambda_x$ ) Déplacement horizontal, en cm.                       |
| ( $\lambda_y$ ) Settlement, in cm.                        | ( $\lambda_y$ ) Tassement, en cm.                                    |
| ( $\epsilon_y$ ) Longitudinal strain at crest in percent. | ( $\epsilon_y$ ) Déformation longitudinale à la crête, en pour cent. |
| (+) Compression.  | (+) Compression.   |
| (-) Extension.  | (-) Extension.   |
| (St) Station, in m.                                       | (St) Station, en m.  |
| (Elev) Elevation, in m.                                   | (Elev) Cote en m.  |

analyses (Ref. 14) gave valuable information to assess the causes and consequences of the phenomena observed at El Infiernillo Dam. It has to be mentioned that in La Angostura and Chicoasen dams built on the Grijalva River (State of Chiapas), similar movements were monitored upon the first filling of the reservoir, although the mechanisms underlying these events were somewhat different (Ref. 15, 16 and 17).

**Arching against banks** (Ref. 2). The preliminary design of the Chicoasen Dam (State of Chiapas) was based on limit stability analyses of the maximum cross-section (two-dimensional case). Since the height-to-width ratio inside the canyon was about unity, it could be assumed that arching between abutments would be very significant; in addition, a strong interaction between the clay core and the pervious shells was anticipated. By means of the finite element method (three-dimensional analysis, Ref. 2) the proposed cross-section of the embankment was modified and soft strips 4-m wide were specified for the clay core adjacent to the abutments (Fig 12a). These strips were formed by the same type of soil used for the rest of the core, but compacted 3 to 4 per cent wet of optimum; this optimum condition was specified for the central portion of the core. Two strips of uniform rockfill (4U-material) at the outer boundary of the transition zones (Fig 12b) were also recommended. Pursuing a similar goal and starting at elev 310, wet strips were provided at the core-filter interface. Note that the soft strips placed against the rock banks were extended upwards to the crest as shown in Fig. 12a. The efficiency of the corrective measures can be appreciated in Fig. 13, which depicts total settlements monitored at the end of construction. From measurements made with hydraulic leveling marks and inclinometers, the maximum settlement recorded at midheight of the dam was 2.2 m and it developed within a thickness of about 2 m. This accomplishment, although qualitatively predicted by the numerical analyses, required precise verification to evaluate other phenomena being observed in this rather complex example of earth and rockfill dam.

**Embankment behavior upon seismic action** (Ref. 18). Long-term observations such as those obtained from surface reference points placed along the crest and on the slopes and from piezometers and strong motion recorders, are as relevant as measurements registered during construction and early stages of operation (see for instance the case of Requena Dam discussed in a previous paragraph). To discuss data of this type compiled in the cases of El Infiernillo Dam and La Villita Dam built on the Balsas River and located in a highly seismic region of Mexico, Figs 14 and 15 present settlements and displacements monitored from the initial filling up to 1979.

On March 14, 1979, an earthquake of magnitude 7.6 (Richter) originated in the Pacific coast at a distance from both sites of about 100 km and focal depth of 57 km. The maximum accelerations recorded at the central part of the crest were of 355 cm/s<sup>2</sup> at El Infiernillo and of 371 cm/s<sup>2</sup> at La Villita (Ref. 18). Note in Fig. 14a and 15a, that the two embankments had been subjected to several earthquakes before the strongest of March 1979.

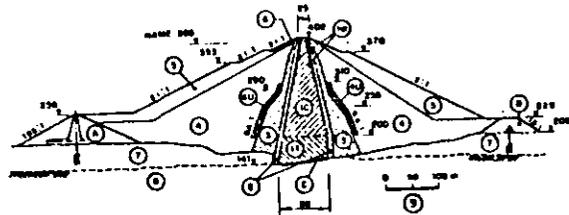
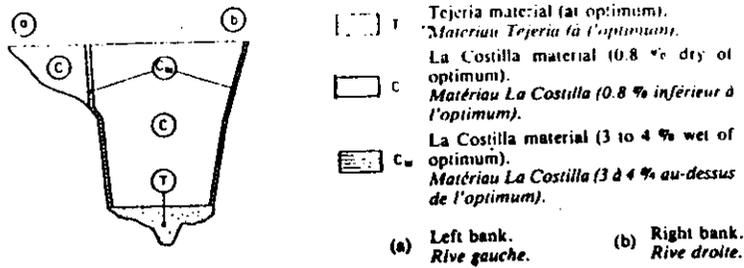


Fig. 12.

Longitudinal and maximum cross sections of the Chicoasen Dam

Coupes principales, transversale et longitudinale, du barrage de Chicoasen

- |  |  |
|--|--|
| (A) Upstream cofferdam.                    | (A) Butardeau amont.                               |
| (1) Impervious core.                       | (1) Noyau étanche.                                 |
| (2) Filter.                                | (2) Filtre.  |
| (3) Transition zone.                       | (3) Zone de transition.                            |
| (4) Compacted rockfill (well graded).      | (4) Enrochement compacté (bonne granulométrie).    |
| (4U) Uniform rockfill.                     | (4U) Enrochement uniforme.                         |
| (5) Dumped rockfill.                       | (5) Enrochement déversé.                           |
| (6) Selected rockfill.                     | (6) Enrochement sélectionné.                       |
| (7) Alluvium.                              | (7) Alluvion.                                      |
| (8) Limestone (U-3).                       | (8) Calcaire (U-3).                                |
| (9) Scale, in m.                           | (9) Échelle, en m.                                 |
| (B) Downstream cofferdam.                  | (B) Butardeau aval.                                |
| (IT) Tejeria material.                     | (IT) Matériau Tejeria.                             |
| (IW) La Costilla material, wet of optimum. | (IW) Matériau La Costilla, (W > Wopt).             |
| (NAME) Maximum extraordinary water level.  | (NAME) Niveau maximum extraordinaire du réservoir. |
| (C) Concrete.                              | (C) Béton.   |
| (IC) La Costilla material.                 | (IC) Matériau La Costilla.                         |

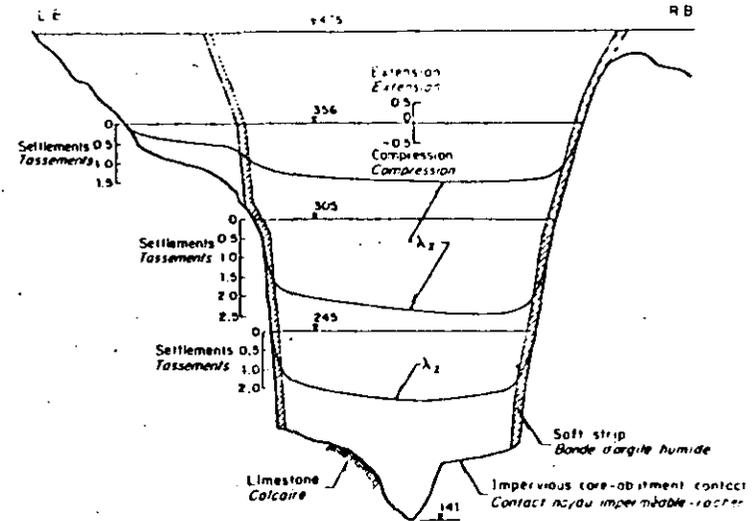


Fig. 13

Settlements along the impervious core axis of Chicoasen Dam

Tassements le long de l'axe du noyau imperméable du barrage de Chicoasen

- |                        |                       |
|------------------------|-----------------------|
| (λ) Settlements, in m. | (λ) Tassements, en m. |
| Elevations, in m.      | Cotes, en m.          |
| (LB) Left Bank.        | (LB) Rive gauche.     |
| (RB) Right bank.       | (RB) Rive droite.     |

The effects of the above seismic event at El Infiernillo are illustrated in Fig. 14a, b and c; the upper graph shows the settlements observed from the end of construction to 1979 at benchmark M-10 on the crest; the dates of earthquakes registered at the site are included. Most of these events did not cause significant settlement increase, while the earthquake of March 14, 1979 had a noticeable impact. Graphs drawn in part b of Fig. 14 reveal the effects of this dynamic action on the distribution of horizontal displacements parallel to the river and settlements measured along the dam-crest, denoted by the shaded area between curves that comprise the earthquake in question. The maximum settlement and horizontal displacement were of 13 and 5 cm, respectively. Cracks near the abutments open up again at the same location commented upon above (see *Movements induced by the first filling*), as well as new ones developed longitudinally on the crest with a varying width of 1 to 35 mm (Fig. 14c). There were also movements in the

25

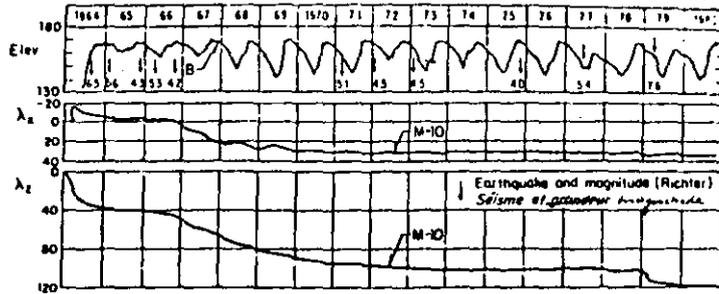


Fig. 14a

Operation of the reservoir (B), horizontal displacements parallel to river direction ( $\lambda_x$ ) and settlements ( $\lambda_z$ )

Exploitation du réservoir (B), déplacements horizontaux parallèles à la direction du fleuve ( $\lambda_x$ ) et tassements ( $\lambda_z$ )

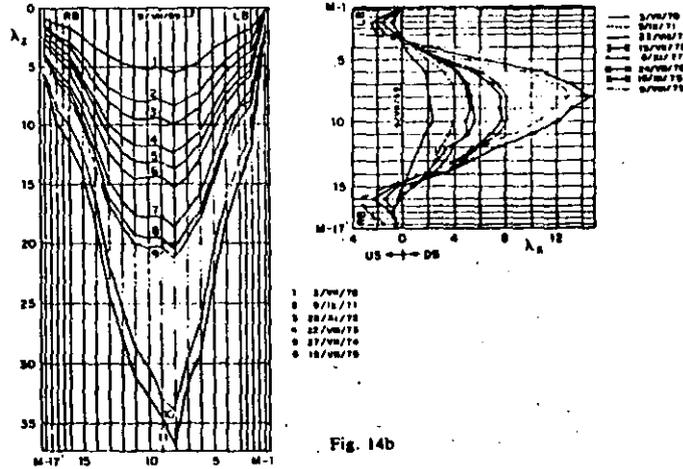


Fig. 14b

Settlements ( $\lambda_z$ ) and horizontal displacements ( $\lambda_x$ ) along the dam-crest  
Tassements ( $\lambda_z$ ) et déplacements horizontaux ( $\lambda_x$ ) le long de la crête du barrage

- |  |  |
|--|--|
| (M-i) Bench marks at crest.  | (M-i) Repères altimétriques en crête.  |
| (RB) Right bank.   | (RB) Rive droite.  |
| (LB) Left bank.  | (LB) Rive gauche.  |
| (US) Upstream direction.   | (US) Vers l'amont.   |
| (DS) Downstream direction.   | (DS) Vers l'aval.  |
| ( $\lambda_x$ ) Horizontal displacement of the crest (river direction), in cm. | ( $\lambda_x$ ) Déplacement horizontal de la crête (parallèle au fleuve), en cm. |
| ( $\lambda_z$ ) Settlement, in cm.   | ( $\lambda_z$ ) Tassement, en cm.  |
| (1, 2, 3) Sequence of readings.  | (1, 2, 3) Suite de lectures.   |
| (Elev) Elevation, in m.  | (Elev) Cote, en m.   |

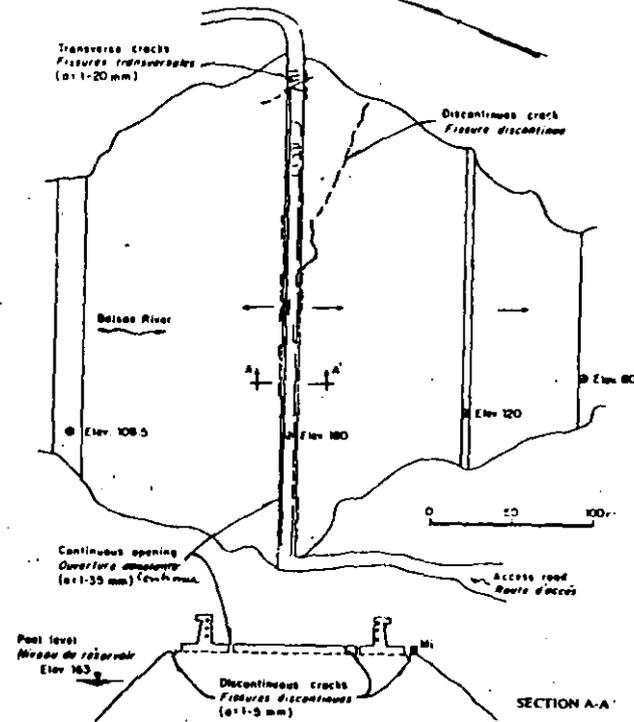


Fig. 14c

Location of cracks induced by the earthquake

Emplacement des fissures induites par le tremblement de terre

SECTION A-A'  
(not to scale)

SECTION A-A'  
(hors d'échelle)

- (Elev) elevation, in m.  
(St) Station, in m.  
(Mi) Bench marks.  
(a) Opening, in mm.

- (Elev) Cote, en m.  
(St) Station, en m.  
(Mi) Repères altimétriques.  
(a) Ouverture, en mm.

Fig. 14

Data on the damage caused by the earthquake of March 14, 1979 at EL Infiernillo Dam, State of Michoacán

Données sur les dommages causés par le séisme du 14 mars 1979 au barrage d'El Infiernillo, Michoacán

downstream shell reported as a "crack" running from the central upper part of the embankment down to the left abutment, as shown in Fig. 14c; this "crack" might be the result of adjustment of the upper coarse layer of the rockfill. No increment of water seepage through the rock abutments was detected, and the few piezometers still in operation did not show water level variation.

The information gathered at La Villita Dam is presented in Fig. 15a, b and c. Disturbances caused by the earthquake were similar to those recorded at El Infiernillo Dam, although less intense; maximum settlement was of 4.5 cm and corresponding horizontal displacement of 0.8 cm. It has to

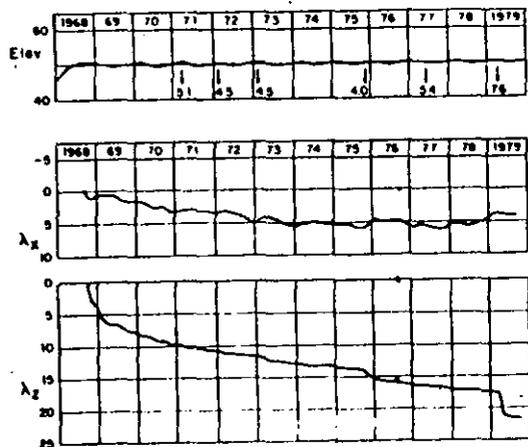


Fig. 15a

Operation of the reservoir (B), horizontal displacements parallel to river direction ( $\lambda_x$ ) and settlements ( $\lambda_z$ )

Exploitation du réservoir (B), déplacements horizontaux parallèles à la direction du fleuve ( $\lambda_x$ ) et tassements ( $\lambda_z$ )

(US)	Upstream direction.	(US)	Vers l'amont.
(DS)	Downstream direction.	(DS)	Vers l'aval.
( $\lambda_x$ )	Horizontal displacement of the crest (river direction), in cm.	( $\lambda_x$ )	déplacement horizontal de la crête (parallèle au fleuve), en cm.
( $\lambda_z$ )	Settlement, in cm.	( $\lambda_z$ )	Tassement, en cm.
(RB)	Right bank.	(RB)	Rive droite.
(LB)	Left bank.	(LB)	Rive gauche.
(I)	Earthquake.	(I)	Séisme et grandeur.
(1, 2, 3 ... 12)	Sequence of readings.	(1, 2, 3 ... 12)	suite de lectures.
(Elev)	Elevation, in m.	(Elev)	Cote, en m.

be mentioned that: 1) the crest at La Villita Dam is curved, whereas that of El Infiernillo is straight; 2) the maximum height measured from the bedrock is similar in both cases (140 to 150 m), and 3) La Villita Dam was previously subjected to two severe seismic events (11/IX/75 and 18/IV/77) which induced maximum accelerations at the crest of the order of 300 cm/s<sup>2</sup>.

The above data on the seismic behavior of El Infiernillo and La Villita dams complemented by other measurements with inclinometers, crossarms, extensometers, pressure cells, piezometers and accelerometers, appear to support conclusions reached upon theoretical analyses (Ref. 18).

FINAL COMMENT

The examples presented in the previous section of this note show the potentiality of the instrumentation in monitoring the behavior of embankment-dams during construction, first filling and subsequent operation of the reservoir. Measurements, although still affected by instrumental imperfections and improper installation, have broadened our insight of phenomena occurring in the structure through its life and have improved our tools to design such a type of earth works. More confidence has been gained on the nonlinear elastic models to compute stresses and strains; therefore it is feasible to anticipate problems and locate properly the monitoring devices in order to trace any malfunction of the embankment. No rules can be established regarding the type, number and distribution of instruments nor on the frequency of measurement. The characteristics of the monitoring equipment and its operation are dictated by the particular problem under consideration.

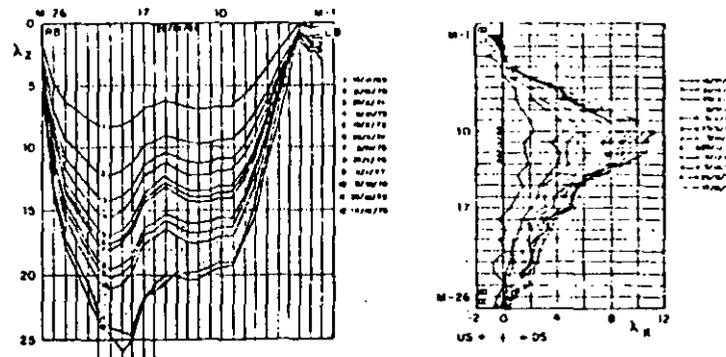
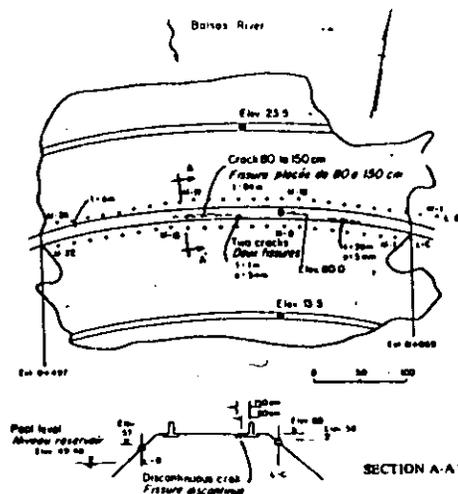


Fig 15b

Settlement ( $\lambda_z$ ) and horizontal displacements ( $\lambda_x$ ) along the dam-crest  
Tassements ( $\lambda_z$ ) et déplacements horizontaux ( $\lambda_x$ ) le long de la crête du barrage



SECTION A-A' (not to scale)

SECTION A-A' (hors d'échelle)

(L-B, L-C) Rows of surface reference points.

(L-B, L-C) Lignes de références topographiques.

(l) Crack length, in m.

(l) Longueur de la fissure, en m.

(M-i) Bench marks.

(M-i) Repères altimétriques.

(a) Crack opening, in mm.

(a) Ouverture de la fissure, en mm.

(Elev) Elevation in m.

(Elev) Côte, en m.

Fig. 15c

Location of cracks induced by the earthquake of March 14, 1979

Emplacement des fissures induites par le séisme du 14 mars 1979

Fig. 15

Information recorded at La Villita Dam relative to the earthquake of March 14, 1979

Information enregistrée au barrage de La Villita relative au séisme du 14 mars 1979

## ACKNOWLEDGEMENT

Information presented in this paper was selected from publications of the Comisión Federal de Electricidad (CFE) of Mexico, and mainly reflects its experience in monitoring the behavior of embankment-dams. The collaboration of Messrs Edmundo Moreno and Raúl Esquivel of the Department of Experimental Studies, CFE, are gratefully acknowledged.

## REFERENCES

- (1) Secretaría de Recursos Hidráulicos-Comisión Federal de Electricidad-Universidad Nacional Autónoma de México (SRH-CFE-UNAM) (1976), *Behavior of Dams Built in Mexico*, contribution to the XII International Congress on Large Dams, Mexico City.
- (2) Comisión Federal de Electricidad (CFE) (1979), *Investigations on the Design and Performance During Construction of Chicoasen Dam, Mexico*, contribution to the XIII International Congress on Large Dams, N Delhi (CFE publication No. 11).
- (3) ALBERRO A.J. et al. (1976), Chapter 2 of Ref. 1.
- (4) ALBERRO A.J. et al. (1976), Chapter 1 of Ref. 1.
- (5) ALBERRO A.J. et al. (1976), Chapter 5 of Ref. 1.
- (6) MARSAL R.J. et al. (1976), Chapter 4 of Ref. 1.
- (7) MARSAL R.J. (1980), *Reflections on the Design of Earth Structures*, Fifth Nabor Carrillo Lecture, Mexican Society for Soil Mechanics, Morelia, State of Michoacán.
- (8) U.S. Bureau of Reclamation (1960), *Earth Manual*, 1st edition, Washington D.C.
- (9) WILSON S.D. (1962), *The Use of the Slope Measuring Devices to Determine Movements in Earth Masses*, STP-322 Field Testing of Soils, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, U.S.A.
- (10) Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1969), *Notes upon Hydroelectric Works Undertaken in Mexico*, contribution to the VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City.
- (11) CASAGRANDE A. (1969), *Soil Mechanics in the Design and Construction of the Logan Airport*, Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Vol. 2, U.S.A.
- (12) LONDE P. (1981), *Evolution in Instrumentation for Civil Works*, Session on Rock Mechanics of Large Hydro Projects; ASCE International Convention, New York City.
- (13) MARSAL R.J. (1977), *Research on Granular Materials (Rockfill and Soil-Gravel Mixtures)*, publication of the Instituto de Ingeniería, UNAM, No. E-25, Mexico.
- (14) MARSAL R.J. et al. (1976), Chapter 7 of Ref. 1.
- (15) MARSAL R.J. et al. (1976), Chapter 8 of Ref. 1.
- (16) ALBERRO A.J. and MORENO G.E. (1981), *Interaction Phenomena in the Chicoasen Dam. Construction and First Filling*, paper presented to the XIV ICOLD, Brazil.

- (17) MORENO G.E. and ALBERRO A.J. (1981), *Behaviour of the Chicoasen Dam. Construction and First Filling*, paper presented to the XIV ICOLD, Brazil.
- (18) Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1980), *Performance of El Infiernillo and La Villita Dams, Including the Earthquake of March 14, 1979*, CFE publication No. 15, Mexico.

### SUMMARY

This paper examines the role of the instrumentation in detecting a structural condition of the dam unforeseen at the design stage, which may require action to prevent a major malfunction of the structure. It is also discussed the possibility of introducing changes in the design during construction based on the early tendencies of the monitored behavior of the embankment, as well as the improvement of design criteria through the comparison of field measurements and theoretical computations.

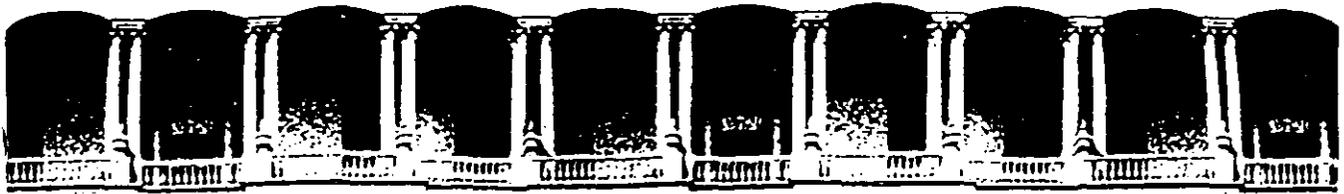
The main comment is that measurements, although still affected by instrumental imperfections and improper installation, have broadened our insight of phenomena occurring in the structure through its life and have improved our tools to design such a type of earth works. More confidence has been gained on the nonlinear elastic models to compute stresses and strains; therefore it is feasible to anticipate problems and locate properly the monitoring devices in order to trace any malfunction of the embankment. No rules can be established regarding the type, number and distribution of instruments nor on the frequency of measurement. The characteristics of the monitoring equipment and its operation are dictated by the particular problem under consideration.

### RÉSUMÉ

Ce rapport examine le rôle des appareils d'auscultation pour détecter dans un barrage des états non prévus au stade du projet et qui peuvent nécessiter une intervention pour éviter un incident important dans l'ouvrage. On discute aussi la possibilité d'introduire pendant la construction des modifications au projet basées sur les plus récents enseignements donnés par le comportement contrôlé du remblai en cours de construction : on discute aussi des améliorations à apporter aux hypothèses de calculs en comparant les mesures sur place aux calculs théoriques.

La principale conclusion est que les mesures, bien qu'affectées par l'imperfection des instruments ou une installation inadéquate ont élargi notre vue sur le comportement des barrages en remblai et amélioré nos outils pour projeter de tels ouvrages. On a d'avantage confiance aux

modèles élastiques non-linéaires pour calculer les contraintes et les déformations ; il est donc possible d'anticiper les problèmes et de placer convenablement les appareils d'auscultation pour détecter tout incident. Aucune règle ne peut être établie en ce qui concerne le type, le nombre et l'emplacement des appareils d'auscultation et la fréquence des mesures. Les caractéristiques d'un système d'auscultation et son exploitation sont déterminées par les problèmes propres à chaque ouvrage.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS  
DE TIERRAS**

**TRATAMIENTO DE CIMENTACIONES**

**ING. HECTOR LOPEZ CALDERON**

**OCTUBRE, 1992**

## GENERALIDADES.

La actividad previa a la colocación de los materiales que formarán una estructura hidráulica, ya sea ésta de concreto o de materiales graduados, la constituye el tratamiento de la cimentación sobre la que se apoyará la estructura.

La cimentación podrá estar formada por suelo o roca y en cada uno de estos casos el tratamiento de la misma podrá ser diferente, aunque el objetivo - que se persigue será esencialmente el mismo; ésto es, proporcionar una superficie adecuada para el desplante de la superestructura y mejorar, en caso de ser necesario, las propiedades mecánicas de la cimentación.

Los trabajos superficiales tales como la limpia de material orgánico, suelto o alterado hasta alcanzar los niveles donde los suelos o roca sean adecuados para el desplante y la rectificación de las laderas son actividades que se realizan sistemáticamente, independientemente de que sean requeridos trabajos adicionales.

### Objetivos del Tratamiento.

La variedad de suelos y rocas que se encuentran en las cimentaciones es muy grande; aún dentro de una misma clasificación y origen de roca se presentan problemas diferentes debido a su --

grado de alteración y fracturamiento. Lo anterior, aunado a las alteraciones que sufren los materiales expuestos a diversas condiciones físicas y mecánicas, hacen que el problema de tratamiento de una cimentación requiera de análisis y consideraciones particulares para cada caso en especial.

Debe tomarse en cuenta que toda presa que se construye descansa en formaciones geológicas estables antes de la construcción; pero que al realizar las excavaciones para alojar las estructuras y/o al iniciar el almacenamiento del agua en el vaso, la cimentación estará sujeta a un cambio en su estado original de esfuerzos y a los efectos de saturación. Estos factores podrán originar problemas en la estabilidad o comportamiento de la estructura, por lo que será necesario tomar las medidas necesarias para que, con un adecuado tratamiento de la cimentación, dicha estructura sea segura al cambiar las condiciones originales del suelo o roca.

De acuerdo con lo anterior y teniendo en cuenta las características topográficas y geológicas del sitio, así como las características físicas y mecánicas del material sobre el que se desarrollará la estructura, se definen los objetivos para el tratamiento de la cimentación, que en general son:

- \* Disminuir o controlar filtraciones.
- \* Consolidar los suelos o rocas fracturadas

- \* Rellenar cavernas o cavidades.
- \* Aumentar la resistencia y disminuir la deformabilidad de los suelos.

— La ejecución de los trabajos en el tratamiento, puede consistir simplemente en la eliminación de la capa vegetal, la roca alterada por intemperismo, el material de derrumbe y los suelos - - blandos no aptos para el desplante. En otros casos, será necesario descubrir la roca, remover los bloques sueltos, limpiar - - grietas y rellenarlas con mortero o inyectar la parte superior de la formación.

*débiles ó poco resistentes*  
En el caso de suelos blandos podrá ser necesario mejorar sus -- propiedades mecánicas, mediante alguno de los procedimientos -- que se discuten en el Capítulo 2, y en suelos aluviales, cuando el gasto a través de ellos excede al permisible o su espesor -- tiene una magnitud tal que económicamente no es conveniente su remoción, se forma una pantalla que reduzca a límites acepta -- bles el flujo de agua a través de ellos.

Con el fin de disminuir la posibilidad de que ocurran asenta -- mientos diferenciales en la cortina, ciertas boquillas requie -- ren la modificación de las pendientes en sus laderas; si éstas presentaran divergencias hacia aguas abajo se ejecutarán excava -- ciones en ellas, con el fin de evitar condiciones adversas en -- el contacto del núcleo impermeable.

La definición precisa de los trabajos y cantidades de obra por ejecutar es, sin duda, difícil en estos casos, ya que es regla casi sin excepción, que sólo al realizar la limpia superficial del sitio se conozca la extensión de los trabajos; siendo frecuente la introducción de cambios significativos para el programa de construcción y la economía de la obra.

— Limpia Superficial.

La remoción de la vegetación, suelo orgánico y depósitos de talud que sobreyacen a una superficie apta para el desplante de las estructuras, es indispensable en todo sitio de la presa. Si el desplante se realizara sobre roca, será necesario remover la que se encuentre muy fracturada, así como aquella que tenga un alto grado de intemperización o alteración química, para que, de esta manera, se asegure que el material impermeable quede en contacto directo con roca sana.

— La limpia gruesa se realizará con tractor o excavadoras y se complementará, en las zonas del corazón y filtros, con un trabajo de detalle hecho con pico o martillo neumático; posteriormente, deberá limpiarse la superficie expuesta, mediante el uso de agua y aire a presión, lo que permitirá localizar con mayor facilidad las fisuras, grietas y juntas de menor importancia para su debido tratamiento.

Al terminar los trabajos de limpia y tener descubierta la roca se procederá al tratamiento de las grietas u oquedades importantes y a la remoción de aquellos materiales débiles, inestables o permeables - tales como arcillas, arenas y gravas - que constituyen su relleno, con objeto de sustituirlo con concreto simple . En caso necesario, en cada una de -- las grietas u oquedades deberá efectuarse un inyectado de mezclas de agua-cemento-bentonita-arena en el contacto entre el --- concreto y la roca de cimentación.

En los casos de sistemas de fracturas de menor importancia, se debe intentar sellarlas mediante el uso de un mortero de cemento y arena. La relación agua-sólidos de estas mezclas podrá variar de acuerdo con la abertura de las fracturas por tratar.

En caso de encontrar superficies muy agrietadas o roca con alta susceptibilidad a la intemperización, podrá ser necesario recubrir las con mortero o con una losa de concreto hidráulico.

(                    ). El objetivo de este tratamiento, es evitar concentraciones de flujo de agua a través de las grietas y por la superficie de contacto entre la roca y el material impermeable,                    , así como de evitar la alteración progresiva de la roca de desplante.

Trabajos de Regularización.

---

6

Esta fase del tratamiento superficial de la cimentación tiene - por objeto corregir la divergencia de las laderas hacia aguas - abajo y el perfil transversal de la roca, eliminando desplomes y escalones.

Estas correcciones se realizan en el área de desplante del corazón impermeable y filtros; generalmente se hacen en la limpia - gruesa, eliminando bloques de roca inestables que puedan consti - tuir un peligro durante la construcción y retirando aquellos -- que pudieran producir concentración de esfuerzos y asentamien - tos diferenciales.

#### — Divergencia de Laderas.

— Cuando los empotramientos en el sitio de una presa se - abren hacia aguas abajo y la boquilla está ubicada en - un cañón estrecho, las condiciones de apoyo del corazón impermeable son desfavorables porque un desplazamiento en la dirección del río tiende a despegar la estructura de las laderas. En estos casos es recomendable:

- a) Buscar una localización más apropiada del eje.
- b) Cambiar la orientación del eje, cuando ello conduce a una mejor posición de la traza del núcleo en el em - potramiento.
- c) Realizar excavaciones en las laderas para evitar la condición inicialmente anotada.

En general, una combinación de las alternativas anteriores da los resultados más convenientes. La revisión en el diseño se deberá efectuar una vez terminada la limpieza de la cimentación y obtenida la topografía real del sitio.

— Corrección del Perfil Transversal.

Es frecuente que al término de la limpieza superficial se encuentren secciones transversales con cambios bruscos de pendiente o desplomes en la boquilla,

En ambos casos, si no se hace ningún tratamiento, es posible que se produzcan grietas por asentamientos diferenciales en el corazón impermeable.

Las soluciones más económicas a este problema consisten en excavaciones, rellenos de concreto o reposición de la roca por concreto para obtener una superficie de apoyo más regular en el corazón impermeable. A fin de minimizar el tiempo y costo de estos trabajos la topografía de las áreas que vayan a ser afectadas por la regularización deben ser cuidadosamente ejecutadas.

— Escalones y Depresiones.

La presencia de cambios bruscos de pendiente, aunque sean locales, pueden ser la causa de agrietamiento del

8

núcleo impermeable. Se aceptan escalones menores de --  
2.0 m de altura y 1.0 m de huella y, en tales casos, se  
especifica que el material adyacente al contacto núcleo-  
roca sea un suelo plástico compactado con pisonés neumá-  
ticos. Por otra parte, el ángulo máximo permisible entre  
los taludes de excavación y un plano horizontal es de --  
70°.

# INYECCIONES

## INTRODUCCION.-

Las operaciones de inyección en una obra de ingeniería consisten en rellenar grietas, fisuras, cavidades o huecos en general, introduciendo un producto líquido a presión a través de perforaciones, con el fin de rellenar esos vacíos con un material impermeable y con cierto grado de resistencia. El líquido inyectado se conoce con el nombre de mezcla o mortero de inyección.

Los morteros de inyección y los métodos utilizados son diferentes según sea la forma de los huecos a rellenar.

## MEDIOS INYECTABLES.-

### CLASIFICACION GENERAL.

- a) FISURAS
- b) GRIETAS Y CAVERNAS
- c) SUELOS GRANULARES O SUELTOS

## ROCAS FISURADAS.-

Están caracterizadas por tal abundancia de fisuras que una perforación ejecutada en cualquier punto es susceptible de absorber una cantidad de la mezcla inyectada más o menos importante.

Independientemente del número y de la magnitud de la abertura de las fisuras, hay que tener en consideración la calidad de la roca propiamente dicha, para elegir el método de inyección a emplear.

Las rocas porosas fisuradas, tales como conglomerado, brechas sedimentarias y areniscas de grano medio o grueso cementadas con carbonatos, no son tratadas de la misma forma que las rocas impermeables o que los suelos sueltos constituidos por arenas y gravas.

Mientras que una fisura puede considerarse de abertura sensiblemente constante, los huecos de suelos sueltos son muy desiguales y sucesivamente grandes y pequeños.

ROCAS KARSTICAS.- (1)

Son en general, rocas calizas en las que aguas subterráneas han creado como resultado de la disolución de zonas importantes sumideros y cavernas muy próximos entre si. Su nombre proviene de la región de Karst -- (Yugoeslavia).

Los sumideros y las cavernas indican la destrucción de un gran volumen de rocas carbonatadas.

La caliza (carbonato de calcio), la roca dolomítica (carbonato de calcio y magnesio) y el mármol (una roca metamórfica relacionada con las anteriores) constituyen un grupo de rocas carbonatadas que ocupan millones de kilómetros cuadrados bajo la superficie de la tierra. Estas rocas -- son particularmente susceptibles al ataque del agua subterránea.

Una gran cavidad abierta en cualquier clase de roca cubierta con un techo constituye una CAVERNA. (2)

En contraste con una caverna, una dolina o SUMIDERO es una -- gran cavidad "a cielo abierto". Algunas dolinas son cavernas cuyos techos -- se han desplomado. (3)

En la península de Yucatán, existen muchas de estas dolinas-- que se designan con el nombre local de "cenotes".

AGUA SUBTERRANEA.-

Se define sencillamente como el agua que se encuentra bajo la superficie sólida de la tierra.

Muchos conocimientos acerca del agua Subterránea se han adquirido lentamente mediante la experiencia de numerosas generaciones que han perforado millones de pozos.

Esta experiencia (Fig.4) nos enseña que una perforación del terreno generalmente atraviesa primero por una zona de aereación, que es la zona en la cual los espacios abiertos en la regolita o en la roca firme, se encuentran llenos principalmente de aire.

A continuación sigue la zona de saturación que es aquella en la cual todas las aberturas están llenas de agua. La superficie superior de la zona de saturación es el nivel freático, también llamado nivel piezométrico. (5)

Generalmente el nivel freático se encuentra a unos cuantos metros de la superficie, pero puede estar a mayor o menor profundidad.

Las velocidades de los ríos son lo bastante altas como para expresarse en metros por segundo o en kilómetros por hora; en cambio, el agua subterránea no fluye como un río, no es turbulenta. Se mueve tan lentamente que sus velocidades se expresan en centímetros por día y en algunos casos en metros por año. Para entender la causa de la lentitud del movimiento debemos estudiar la porosidad y permeabilidad de las rocas.

### POROSIDAD

La cantidad de agua que puede contener una roca depende de la porosidad de la misma; esto es, la proporción de espacios abiertos o poros con respecto al volumen total, generalmente los poros se conectan entre sí.

La porosidad de algunas rocas igneas es menor del uno por ciento, en tanto que la de algunas arenas y gravas es del 25 al 45 por ciento si no están muy compactas.

Quando un sedimento se transforma en roca por el depósito de material cementante entre sus granos, su porosidad puede reducirse a menos de la mitad.

### PERMEABILIDAD

La permeabilidad de un sedimento o roca, puede definirse como su capacidad de transmisión de fluidos. Cuando se perfora un pozo, esta propiedad es muy importante porque requiere horadar una roca que transmita el fluido deseado (agua, aceite o gas) dentro del pozo.

Una roca con alto grado de porosidad no es necesariamente permeable; como causa de la permeabilidad desempeña un papel importante la atracción molecular entre las superficies de la roca y las partículas de agua.

La atracción molecular hace que una delgada película de agua se adhiera a la superficie de la roca a pesar de la atracción de la gravedad; como sucede con la película que queda sobre un guijarro que ha sido sumergido en agua.

Ahora bien, si una roca está constituida por partículas o granos extremadamente pequeños, el espacio entre dos granos será tan pequeño que las películas de agua adheridas a dichos granos quedarán en contacto; en otras palabras, la fuerza de atracción molecular se extenderá justamente a través de las aberturas. (6)

Por lo tanto, en una roca de grano fino, a la presión ordinaria el agua se mantiene firmemente en su lugar y la roca resulta impermeable.

Esto es precisamente lo que sucede en las arcillas y los lutitas cuyos granos componentes tienen menos de 0.005 mm de diámetro.

Por el contrario, en una roca cuyos granos sean como los de arena, de 0.06 a 2.0 mm o mayores, los espacios abiertos son más anchos que las películas de agua adheridas a los granos, como la fuerza de atracción molecular no se extiende a través de ellos de manera efectiva, el agua que ocupa los centros de las aberturas se mueve libremente por efecto de gravedad y de otras fuerzas (Fig.2) . Por lo tanto, la roca es permeable.

La permeabilidad aumenta a medida que el diámetro de las aberturas es mayor. La grava, cuyas aberturas son muy grandes, es más permeable que la arena y permite el paso de un gran volumen de agua en los pozos

#### ACUIFERO.-

Se llama acuífero a un cuerpo de roca o de sedimento permeable a través del cual se mueve el agua subterránea. Los cuerpos de grava y arena son generalmente buenos acuíferos.

PRUEBAS DE PERMEABILIDAD.-

ENSAYOS DE AGUA.-

El método mas aceptable es el que se realiza con perforaciones rotatorias y en progresiones descendentes, pero se debe evitar la realización de los ensayos de agua sobre tramos muy largos, si se quiere medir la permeabilidad real del terreno. La longitud máxima conveniente para estos tramos puede ser de 5.0 m. con la condición de que se tomen siempre hasta el fondo de la perforación.

Se emplean dos tipos de ensayos, según la naturaleza del terreno y el método de perforación adoptado:

- 1) Los ensayos LEFRANC, en terrenos pulvúrentos en los que las perforaciones siempre se entuban ya que no se debe emplear lodo.
- 2) Los ensayos LUGEON en las rocas duras.

El principio de estos ensayos es idéntico.

Consisten en inyectar agua en el terreno a través de una porción conocida de la perforación llamado tramo o bolsa

CONSIDERACIONES TEORICAS

El análisis matemático demuestra que, si en una cavidad situada en un medio indefinido bañado por un manto acuífero, se crea una sobre presión o una depresión  $H$  respecto al nivel estático del manto, el caudal  $Q$  que fluye a esta cavidad está ligado con  $H$  por la relación:

$$Q = C K H \quad \text{-----1}$$

K es el coeficiente de permeabilidad del terreno y C otro coeficiente que depende de la forma de la cavidad.

Si la cavidad tiene forma cilíndrica con una base de radio r y una altura m, igual a la potencia de la capa permeable se tiene:

$$C = \frac{2 \pi M}{1 n \frac{R}{r}} \quad \text{----- 2}$$

Siendo la R una constante

Sustituyendo el valor de C de la ecuación 2 en la ecuación 1 y despejando K tenemos:

$$K = \frac{Q}{C H} ; K \frac{Q}{\frac{2 \pi m}{1 n \frac{R}{r}} \times H} = \frac{Q \ln \frac{R}{r}}{2 \pi m H}$$

$$K = \frac{2.3 Q \log \frac{R}{r}}{2 \pi m H}$$

$$R = \text{tramo de prueba} = 5 \text{ m} = 500 \text{ cm}$$

$$r = \text{radio de la perforación} = \frac{\varnothing}{2} = \frac{7.6}{2} \text{ cm}$$

$$= 3.8 \text{ cm.}$$

Para flujo laminar

$$K = \frac{2.3 Q \log \frac{R}{r}}{2 \pi m H} \quad \text{----- Darcy}$$

Hasta que el escurrimiento (flujo) sea turbulento y en el que seguramente no es aplicable la fórmula de Darcy.

La transición de uno a otro límite es paulatina y por lo tanto va siendo también paulatina la posibilidad de ampliar el uso de la fórmula de Darcy.

Para poder hacer comparables los datos que se obtengan en las pruebas de permeabilidad se llega a un equivalente del valor de K de la fórmula de Darcy al valor del Lugeón, es decir para que queden expresadas las permeabilidades en lugeones y también con sus valores equivalentes en coeficientes K de permeabilidad.

$$K = \frac{2.3 Q \log \frac{500}{3.8}}{2\pi m H} \quad \log \frac{500 \text{ cm}}{3.8 \text{ cm}} = \log 131.57 = 2.12$$

$$Q = 1 \text{ Lt/min} = 0.0000167 \text{ m}^3 / \text{seg} = 1.67 \times 10^{-5} \text{ m}^3 / \text{seg}.$$

Se admite como valor de R el de 500 cm y el de r como 3.8 cm

$$m = 1 \text{ m}$$

$$H = H_1 + H_2 - H_f = 10 \text{ Kg/cm}^2 = 100 \text{ m}$$

$$K = \frac{2.3 \times 0.0000167 \times 2.12 \times \frac{\text{m}^3 / \text{seg}}{\text{m}^2}}{6.28 \times 1 \times 100} = 1.3 \times 10^{-7} \text{ m/seg} \approx 1 \text{ U. L.}$$

$$= 1.3 \times 10^{-5} \text{ cm/seg} \approx 1 \text{ U. L.}$$

$$\text{U.L.} = \frac{Q \text{ (lt / min)}}{\text{long. tramo (m)}} \times \frac{1}{\frac{Pr \text{ kg/cm}^2}{10 \text{ m.}}} \quad \begin{array}{l} Q = \text{gasto de absorción (lt/min)} \\ b = \text{long. del tramo ensayado (m)} \\ p = \text{Kg/cm}^2 \end{array}$$

$$= \frac{Q}{b} \times \frac{10}{P}$$

Ejemplos:

Para un gasto de absorción de 15 Lt/min en prueba con tramo de 5 metros y presión de 6 kg/cm<sup>2</sup> se tendrán:

$$\frac{15}{5} \times \frac{10}{6} = 5 \text{ U.L.} \quad K = 6.5 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

Para un gasto de absorción de 30 litros/min en tramo de prueba de 15.0 m con presión de 10 kg/cm<sup>2</sup> se tendrá:

$$\frac{30}{15} \times \frac{10}{10} = 2 \text{ U.L.} \quad K = 2.6 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

Para un gasto de absorción de 60 litros/min. en prueba de un tramo de 5.0 m con presión de 12 Kg/cm<sup>2</sup>.

$$\frac{60}{5} \times \frac{10}{12} = 10 \text{ U.L.}$$

$$K = 1.3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

La unidad. Lugeón ( U.L.) es el gasto de un litro por minuto en 1.0 m de longitud en el tramo de prueba, bajo la presión de 10 kilogramos por centímetro cuadrado(kg/cm<sup>2</sup>), con una duración del ensayo de 10 min

Se admite que la perforación en el tramo de prueba no tiene ademe y que es de 7.6 cm(3") de diámetro aprox. Los tramos de prueba conviene que sean de 5.0 m y se deben hacer las pruebas conforme avanza la perforación (descendentes), para que el fondo de ella constituya el límite inferior de ese tramo, quedando como límite superior el empaque u obturador del tipo más conveniente.

## TRATAMIENTO DE CIMENTACIONES

Los trabajos de inyectado que generalmente se requieren para la construcción de una presa de almacenamiento son:

### I) PANTALLA IMPERMEABLE

### II) TAPETE DE CONSOLIDACION

I) Se realiza como prolongación del elemento impermeable de la cortina, formando un barrera impenetrable que impida el paso del agua.

II) Se forma con un conjunto de inyecciones para reforzar, dar mayor solidez y capacidad de soporte a cierta área en la parte superior de la roca de cimentación, al rellenar y sellar los huecos y grietas superficiales.

Para diseñar adecuadamente el tratamiento necesario en una cimentación, se requieren los siguientes datos:

ESTUDIO GEOLOGICO

EXTRACCION DE NUCLEOS DE LAS DIFERENTES FORMACIONES GEOLOGICAS.

CARACTERISTICAS DE LOS MANTOS FREATICOS

PRUEBAS DE PERMEABILIDAD A DIFERENTES PROFUNDIDADES.

## DIAMETRO Y PROFUNDIDAD DE LAS PERFORACIONES

En cualquier programa de inyectado se deben considerar dos aspectos importantes:

a) EFICIENCIA DEL TRATAMIENTO  $\Rightarrow$  Obra funcional, resistente y durable.

b) ECONOMIA  $\Rightarrow$  bajo costo.

Como la finalidad del inyectado es rellenar grietas, huecos-- y fisuras de desconocida magnitud, es lógico suponer que mientras menor sea el espaciamiento de los pozos, mayor será la probabilidad de que se haga -- eficazmente ese relleno, independientemente del diámetro de la perforación. La cantidad de lechada que se puede inyectar, depende más de las estructu-- ras de la roca que cruza , que del diámetro del barrenado, por eso es prefe-- rible seleccionar el diámetro que permita hacer la perforación lo más econó-- micamente posible, siempre que deje introducir la lechada sin taparse.

La profundidad a que deben llevarse las perforaciones varia - según las características de la cimentación y con la carga hidrostática a - que va a estar sujeta. (7)

En una cimentación de roca sana y compacta con pocas grietas,- la profundidad de la pantalla puede variar entre el 30 y el 40 por ciento- de la carga hidrostática.

En una cimentación de pobre calidad, la profundidad tendrá que ser mayor, pudiendo llegar hasta el 70% de la carga hidrostática.

Las exploraciones geológicas de la boquilla pueden señalar al- guna zona permeable a gran profundidad, por lo que la pantalla debe prolon- garse para interceptar dicha zona.

La profundidad de los barrenos para una consolidación no puede ser determinada de antemano. No existen reglas precisas para determinar la- dimensión del volumen a consolidar, está en función de la naturaleza del te- rreno. Generalmente se evita emplazar una obra en terrenos insuficientemente resistentes (8)

## PROCEDIMIENTOS DE INYECCION

Los métodos de inyección mas usuales son:

a) Progresiones descendentes

b) Progresiones ascendentes.

a).- Como su nombre lo indica, la inyección se realiza de arriba abajo, - después de la perforación de cada tramo o progresión. Una vez terminada - la inyección, se reperfora el tramo inyectado y se perfora el tramo de la siguiente progresión y se procede a inyectar.

Este método se utiliza principalmente en rocas muy fracturadas en las que no sea posible efectuar la perforación total del barreno. Tiene la ventaja de que las primeras inyecciones sirven de "techo" en el que se apoyan las inyecciones siguientes para poder ejecutarlas a presiones mas elevadas, disminuyendo el riesgo de dislocar la formación.

b).- La inyección por progresiones ascendentes se emplea cuando las condiciones del terreno permiten efectuar la perforación del barreno en toda - su longitud. Este procedimiento presenta una gran ventaja económica, permite realizar el barreno con el máximo rendimiento y después desplazar la máquina de perforación a otro emplazamiento durante la inyección. Con éste método se separan los trabajos de perforación e inyección reduciendo - al mínimo el tiempo muerto. Además, se evita la reperforación.

En los dos casos antes mencionados, la inyección se realiza generalmente en tramos de 5 metros de longitud. Cada tramo está limitado en su parte superior por un obturador o empaque y en su parte inferior -- por el fondo de la perforación, que puede ser el terreno natural o el mortero de inyección endurecido, según el sistema de inyección adoptado.

### PROCEDIMIENTO DE INYECTADO POR PROGRESIONES DESCENDENTES.-

1).- Perforar el pozo hasta la profundidad de la 1a. progresión y proceder al lavado de la misma para remover las esquirlas y materiales finos - producto de la perforación.

2).- Colocar el empaque en el extremo superior de la progresión y efectuar la prueba de presión, inyectando agua para definir la permeabilidad del tramo y seleccionar el tipo de mezcla con la cual deba iniciarse el tratamiento.

3).- Proceder al inyectado de la progresión con la mezcla definida a partir de la prueba de presión con agua. La mezcla podrá variarse conforme progrese el inyectado de acuerdo a la velocidad de toma y el volumen inyectado, hasta alcanzar la presión definida para la progresión que se está tratando.

4).- Remover el empaque y efectuar un lavado cuidadoso del pozo para extraer la lechada que haya quedado dentro del mismo. Es posible que haya necesidad de reperforar total o parcialmente el tramo inyectado, a continuación se perforará hasta la profundidad correspondiente a la siguiente progresión.

5).- Colocar el empaque de inyección en el extremo superior de la 2a. progresión y continuar con las operaciones descritas en los puntos 2, 3 y 4 hasta terminar con la inyección de la última progresión. Finalmente, se procederá a rellenar el barreno con una mezcla espesa.

#### PROCEDIMIENTO DE INYECTADO POR PROGRESIONES ASCENDENTES

1).- Perforar la longitud total del barreno. Terminada ésta operación, se procederá al lavado del pozo con la finalidad de remover las esquirlas producto de la perforación.

2).- Colocar el empaque en el extremo superior de la progresión más profunda, inyectando agua a presión para definir la permeabilidad del tramo. A continuación se procede a inyectar.

3).- Levantar el empaque hasta el extremo superior de la siguiente progresión, efectuar la prueba de presión y proceder con la inyección. Continuar con el criterio señalado hasta concluir con el inyectado de la última progresión.

4).- Sellar el barreno con una mezcla espesa.

## PRESION

Uno de los problemas más importantes y difíciles que se presentan en una operación de inyectado, es el establecer un criterio para definir la presión con que debe inyectarse la lechada.

Si se pone muy alta puede dislocarse la roca y si se usa muy baja resultará un inyectado deficiente.

## FACTORES DE PRESION

Para seleccionar la presión máxima admisible se deben considerar los siguientes factores:

- a) PESO DE LA ROCA ARRIBA DEL PLANO QUE SE INYECTA
- b) CARACTERISTICAS FISICAS Y GEOLOGICAS DE LA ROCA
- c) RELACION AGUA-CEMENTO DE LA LECHADA
- d) INYECTADOS ANTERIORES HECHOS EN LA ZONA DE INFLUENCIA.

Una regla elemental ampliamente aceptada para fijar en forma aproximada la presión máxima de inyectado que debe usarse, es que dicha presión en libras por pulgada cuadrada ( P.S.I.) no deberá ser mayor que tres veces la profundidad en metros del punto mas alto del tramo que por primera vez se inyecta. Es decir, que si se va a inyectar una tercera progresión de 15 a 20 metros la presión máxima admisible es de 45 P.S.I.

Por supuesto , lo anterior no es aplicable al inyectado del primer tramo de perforación porque resultaría una presión nula. Para este tramo, se aplicarán presiones muy reducidas, 10 a 15 P.S.I.

$$( 1 \text{ lb/pulg}^2 = 0.070454686 \text{ kg/cm}^2 )$$

- a) PESO DE LA ROCA.-

Donde se supone que la roca pesa  $2.3 \text{ Tcn/m}^3$  se podrá aplicar la regla anterior, es decir que será admisible una presión máxima de - - 3 P.S.I. por cada metro de profundidad contada desde la boca del pozo hasta el empaque. Donde se tiene una roca con un peso volumétrico mayor, podrá usarse una presión un poco mas alta.

- 14 -

b) TIPO DE ROCA.-

En una formación estratificada horizontalmente se puede - - usar el criterio anterior, pero debe tenerse en cuenta que éste tipo de formación, cuando la presión actúa sobre un área considerable, se puede provocar una dislocación si se da una alta presión. Con una estratificación inclinada o en una formación de bloques, el peligro de dislocaciones menor porque se presentan las fugas superficiales que alivian la presión aplicada antes de que se produzca algún daño.

Las presiones que son peligrosas en una roca estratificada horizontalmente o laminada, serán muy conservadoras en una formación masiva como el granito donde pueden usarse seguramente 6 o mas P.S.I. por cada metro de profundidad.

c) RELACION AGUA-CEMENTO.-

Las lechadas delgadas o de una relación A/C alta tienen mejor penetración que una mezcla espesa, o sea que las primeras actúan en una área más extensa y pueden llegar mas lejos de lo que realmente se necesita en cada perforación y por lo tanto presentan mayor peligro de - causar daño a la cimentación. Como ejemplo podemos citar que en una formación dada se puede inyectar seguramente con una presión de 100 P.S.I - una lechada con relación A/C de 0.8 , en tanto que con la misma presión se provocaría una dislocación si se inyecta lechada con relación A/C de 2.0. Por ésta razón pueden causar trastornos las inyecciones que llegan al manto freático o que se aplican a grietas llenas de agua.

d) INYECTADO ANTERIOR.-

El procedimiento ideal del inyectado de la roca es llenar - toda grieta, fisura o plano de estratificación con una lechada que teniendo la más baja relación agua cemento, puede forzárselo a penetrar en los vacíos con una presión permisible. Esto se consigue mejor con un tratamiento gradual de la formación, lo cual constituye el criterio básico del inyectado por etapas y por progresiones.

## FACTORES DE PRESION

Como una ayuda para seleccionar la presión máxima admisible - en la lechada que se inyecta, se dan los factores siguientes:

### FOR LA ROCA

Roca estratificada horizontalmente , 3 P.S.I., por metro de profundidad.

Roca firme sana y compacta, 6 P.S.I., por metro de profundidad.

### POR RELACION AGUA-CEMENTO

Para lechada aguada multiplíquese por 1.0 el factor roca'.

Para lechada espesa multiplíquese por 1.5 el factor roca.

### FOR ETAPA

Para la primera etapa, multiplíquese por 1.0 el factor roca

Para la segunda etapa, multiplíquese por 1.5 el factor roca

Para la tercera etapa, multiplíquese por 2.0 el factor roca

## TIPOS DE MEZCLAS

Mezclas Estables, son aquellas que presentan un volumen final de sólidos sedimentados superior al 90% y Mezclas Inestables, las que tienen volumen de sólidos finales menor a dicha cantidad. Estas últimas se sedimentan rápidamente dejando bastante agua libre.

## MATERIALES DE INYECCION

En los trabajos de inyección convencionales, se utiliza principalmente lechadas a base de agua y cemento, con adiciones de bentonita como agente estabilizador para obtener un mayor volumen de sólidos finales

Para el tratamiento de rocas fisuradas, tanto para formación de pantalla impermeables como para tapetes de consolidación, se puede decir que con mezclas A-C-B con proporcionamientos que tengan Relaciones A/C de 0.8 a 4 y adiciones de bentonita de 1 a 4% según la relación a/C que se este empleando, se puede cubrir la mayoría de los tratamientos de inyectado más comunes en las presas de almacenamiento.

Para tratamientos especiales, como el inyectado de empaque en túneles revestidos de concreto, o para el relleno de grietas o fracturas amplias, cavernas o cualquier otro tipo de oquedad importante se utilizan morteros agua-cemento-bentonita-arena ó mezclas agua-cemento-arcilla

PROPIEDADES FISICAS Y CONTROL DE CAMPO

VISCOSIDAD.-

Se define como la resistencia, que opone un líquido a fluir. La determinación se realiza con viscosímetros de rotación y se mide en centipoises.

En forma práctica se puede determinar de una manera simple y aproximada utilizando los conos de fluidez, MARSH, MECASOL Y PREPAKT.

DENSIDAD.-

Se define como el peso por unidad de volumen y se determina con una balanza de lodos que consiste en una barra horizontal con un recipiente para la mezcla en un extremo y en el otro un contrapeso. La barra esta graduada en unidades de peso volumétrico. (lb/pie<sup>3</sup>, lb/gal).

MEDIDA DE SEDIMENTACION (O DE LA DECANTACION O AGUA LIBRE)

Se designa por "decantación" a la ascensión de agua que se produce en la superficie de una lechada o mezcla, después de la sedimentación de sus partículas sólidas.

El ensayo se efectúa en probetas graduadas por ejemplo de -- 1.0 litro y se anota la cantidad de agua libre en un tiempo determinado.

Se toman lecturas cada 15 min. y la medición se suspende -- cuando tres lecturas sucesivas son sensiblemente iguales.

Se determina el tiempo que tarde la mezcla en estabilizarse, el % de Sólidos Finales y el % de Agua Libre.

RESISTENCIA AL EXPRIMIDO

El conocimiento de las propiedades de filtración o exprimido de una mezcla permite estimar la habilidad de la misma para formar la costra y el espesor que puede alcanzar. La determinación de esta propiedad se hace con un filtro prensa.

CALIDAD DE LA ROCA

R Q D (%)	CALIDAD
0-25	MUY MALA
25-50	MALA
50-75	BUENA (regular)
75-90	MUY BUENA
90-100	EXCELENTE.

FISURACION DE LA ROCA

Separación entre fisuras	mm	Fisuración
<	5	MUY PROXIMA
	5-30	PROXIMA
	30-100	MODERADAMENTE PROXIMAS
	100 -300	SEPARADAS
>	300	MUY SEPARADAS.

$$\text{Rec}(\%) = \frac{R}{P} \cdot 100 = \frac{\text{long.muestra recuperada}}{\text{long. de muestreo o perforación}} \times 100$$

$$\text{RQD} = \frac{\sum L_{10}}{P} \cdot 100 = \frac{\text{suma de las longitudes de los tramos de muestras mayores de 10 cm.}}{\text{long. de muestreo o perforación}} \times 100$$

$\sum L_{10}$  = Longitud acumulada de los tramos de 10 a más cm.

BARRILES MUESTREADORES.-

BW NW

Se identifican según su diámetro como EX,AX,BX y NX y las muestras que se recuperan varían de 22 mm a 54 mm de Ø . En la exploración Geotécnica se deben obtener muestras NX de 54 mm de Ø , ya que a mayor Ø - se incrementa la calidad del muestreo, particularmente en rocas fracturadas.

CRITERIO DEERE

CONSUMO DE CEMENTO

( Kg cemento / metro perf.e inyectado)

CLASIFICACION

0- 12.5	MUY BAJO
12.5- 25.0	BAJO
25 - 50	MODERADAMENTE BAJO
50 -100	MODERADO
100 -200	MODERADAMENTE ALTO
200 -400	ALTO
MAS DE 400	MUY ALTO

## COEFICIENTE DE FORMA

Relación L/D	Forma de la cavidad	Permeabilidad local	Coficiente C
0	disco	vertical	$C = 2 D$
0 $\frac{L}{D}$ 1	esfera	promedio	$C = 2 \pi D \left( \frac{L}{D} + \frac{1}{4} \right)$
1 $\frac{L}{D}$ 4	elipsoide	horizontal	$C = \frac{2 \pi L}{\ln \frac{L}{D} + \frac{L^2}{D^2} + 1}^{\frac{1}{2}}$
4	cilindro		$C = \frac{2 \pi L}{\ln \frac{2L}{D}}$

$L = M$  en la eq. DARCY

La relación L/D define la forma aproximada de la cavidad en que se genera el flujo y con ello el valor del coeficiente C, también define - si la permeabilidad calculada corresponde a la vertical, horizontal o promedio.

## LA UNIDAD LUGEON Y LA PERMEABILIDAD

La unidad Lugeón es una medida de la permeabilidad obtenida de pruebas de agua inyectada. La definición básica es: una unidad Lugeón es la toma de agua de 1 litro por metro de barreno por minuto a una presión de aproximadamente  $10 \text{ Kg/cm}^2$  (10 bar).

Sin embargo, esta presión de  $10 \text{ Kg/cm}^2$ , ó bien de 150 psi, generalmente es demasiado elevada para el trabajo de inyectado de rutina y por lo tanto se emplean presiones mucho más bajas. Se hace una corrección para relacionar las presiones menores con la de la definición y se aplica como sigue:

$$\text{Consumo de agua (litro/metro/min.)} \times \frac{10 \text{ Kg/cm}^2}{\text{presión real Kg/cm}^2} = \text{Valor en Lugeones}$$

ó en las unidades usuales.

$$\text{Consumo de agua (ft}^3\text{/ft/min.)} \times 0.0107 \frac{150 \text{ p.s.i.}}{\text{presión real p.s.i.}} = \text{Valor en Lugeones}$$

Para tener un sentido de proporción de la unidad Lugeón puede hacerse notar que:

$$1 \text{ Lugeón} = 1.3 \times 10^{-5} \text{ cm/seg.}$$

ó bien 10 ft/año en forma aproximada.

Una unidad Lugeón es el grado de permeabilidad encontrado en ---- aquellas formaciones impermeables que casi no requieren ningún inyectado.

10 Lugeones justifican el inyectado para la mayoría de los tipos de cortina.

100 Lugeones se encuentran en sitios muy fracturados con juntas relativamente abiertas. También se encuentran en cimentaciones poco fracturadas pero en donde las juntas se encuentran muy abiertas.

La escala Lugeón disminuye en sensibilidad conforme aumentan los valores. La mayor sensibilidad e importancia se tiene en valores, -- 1-5. Cuando se alcanzan valores tales como 50, se justifica una precisión de aproximadamente  $\pm 10$  unidades, y cuando se alcanzan 100 -- unidades un rango de  $\pm 30$  unidades es la mejor precisión que se requiere. Aunque la escala no tiene ningún límite superior, los valores superiores a 100 unidades no tienen sentido y para fines del trabajo de inyectado pueden designarse como "mayores de 100 Lugeones" -- sin ninguna otra explicación mayor.

Los Lugeones se registran con el número entero más cercano cuando se trata de valores menores de 30 Lugeones (el empleo de decimales implica una precisión ilusoria que no tiene relación con la realidad). Arriba de este valor es suficiente registrar las unidades a los 5 Lugeones más cercanos.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

**METODO DE ANALISIS**

**OCTUBRE, 1992**

MANUAL DE MECANICA DE SUELOS  
TOMO V DISEÑO DE ESTRUCTURAS TERREAS

CAPITULO 3 METODOS DE ANALISIS

- 3.1 ESTABILIDAD DE TALUDES
- 3.2 ESFUERZOS Y DEFORMACIONES
- 3.3 LICUACION
- 3.4 APLICABILIDAD DE LOS METODOS DE ANALISIS

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS  
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA  
DIRECCION GENERAL DE IRRIGACION Y DRENAJE  
DIRECCION DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

### 3. METODOS DE ANALISIS.

#### 3.1 Estabilidad de Taludes.

Las estructuras térreas se construyen con varios propósitos: terraplenes para caminos y ferrocarriles, presas, diques marinos, terraplenes como soporte de líneas de conducción de agua, canales e inclusive taludes naturales formados por cortes.

En todo caso, el proyectista debe verificar que la estructura, tenga un factor de seguridad que permita evitar fallas por estabilidad; las cuales ocurren cuando una porción exterior de la estructura térrea, se desliza hacia abajo y hacia afuera con respecto a la porción restante, hasta que se alcanza una nueva posición de equilibrio, lo que generalmente ocurre a lo largo de una determinada superficie de deslizamiento.

La primera señal del inminente deslizamiento de un talud, suele ser en términos generales, un abombamiento en las proximidades del pie del mismo y el desarrollo de grietas en su parte alta, o coronación.

Se ha observado que en el mayor número de los ca

sos, la forma de la superficie de deslizamiento es más o menos circular; aunque en algunos casos, la posición de la superficie de deslizamiento y la forma de la masa deslizante, están influenciadas por la presencia de estratos blandos donde se apoya la estructura.

En el desarrollo de los siguientes incisos, se explican detalladamente, métodos prácticos para un estudio de dos formas comunes de deslizamiento:

- Un deslizamiento según una superficie circular.
- Una masa deslizante en forma de cuña.

La aplicación de estos métodos, en la mayoría de los casos, será suficiente para la evaluación de la seguridad de las estructuras terreas contra deslizamiento.

Se hará considerando a las presas o estructuras terreas que sirvan para retener agua, ya que estas estructuras están sujetas a un amplio rango de condiciones de carga; aunque también, podrán ser aplicados a las estructuras mencionadas en un principio, para las condiciones de carga que se desarrollen en ellas.

### 3.1.1 Diferentes Condiciones de Análisis en Presas.

Como se mencionó anteriormente, solo se comentarán en este capítulo las condiciones de carga de las presas, ya que estas están sujetas a un amplio rango de solicitaciones, que son extensivas a otras estructuras térreas en condiciones similares.

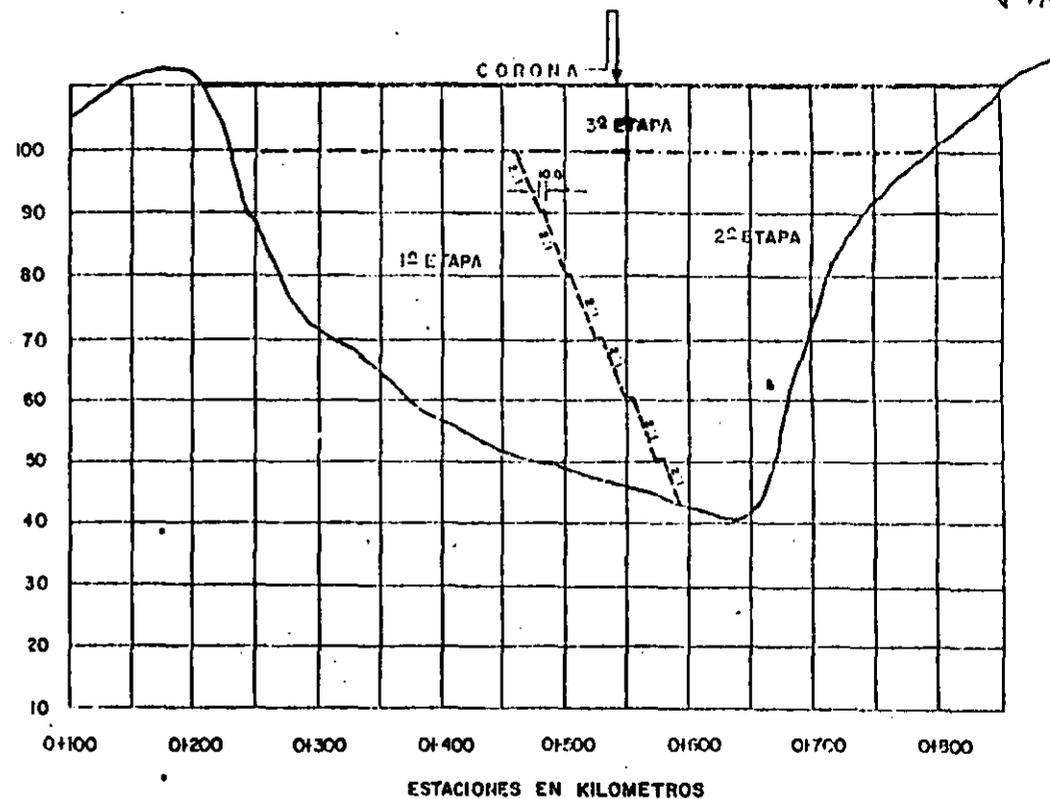
Las condiciones críticas de estabilidad que se pueden presentar en una presa son: -condiciones iniciales; durante la construcción, al término de ella y en el primer llenado. -condiciones finales; de flujo establecido en presa llena y vaciado rápido.

A estas pueden involucrarse además, el efecto provocado por sismos.

#### 3.1.1.1 Durante la Construcción y al Término de Ella.

La experiencia ha demostrado, que durante el período de construcción, la probabilidad de falla es menor que con la presa construída totalmente.

Como es frecuente la construcción de una presa por etapas Fig. V.3.1.1.1-1 es necesaria la revisión de la estabilidad del talud formado en la primera etapa.



PERFIL POR EL EJE DE LA PRESA

ETAPAS DE CONSTRUCCION DE UNA PRESA

FIG. V - 3. 1. 1. 1 - 1

En este caso, considerando que se trata de un talud temporal, podrá ser aceptado un factor de seguridad menor que el aceptable para la estructura definitiva.

Al terminar la construcción de una presa, los materiales que la integran se encuentran sujetos a compresión después de haber sido colocados con una determinada relación de vacíos y un grado de saturación inferior al 100%. Sin embargo, en el caso del corazón impermeable, puede suceder, para el material colocado en la parte más baja de la presa, que debido al peso de las capas superiores, el volumen que ocupa el aire se reduzca a un punto tal, que el grado de saturación por este efecto, aumente a valores cercanos al 100%. Si se desea analizar el comportamiento del material impermeable ante una falla, esas condiciones de esfuerzos se reproducen, aproximadamente, en el laboratorio, realizando pruebas triaxiales tipo "no consolidada no drenada" en especímenes preparados con el peso específico y contenido de agua correspondientes a los valores determinados mediante la prueba de compactación proctor S.A.R.H. o saturándolos, si se estima que ésto pueda ocurrir por la razón mencionada anteriormente.

El análisis de estabilidad puede hacerse empleando la expresión de resistencia al esfuerzo cortante, en los términos de los esfuerzos totales; de esta manera, los efectos de la presión de poro, difíciles de estimar, que se desarrollan durante la compactación y la falla, son incorporados automáticamente en el análisis.

En los materiales permeables, las presiones de poro son nulas, tanto durante la etapa de construcción como al término de ella; ya que la saturación de estos materiales, ocurre en forma rápida al término de la construcción por el llenado de la presa, debido a su alta permeabilidad, debe considerarse, que las condiciones de trabajo de estos materiales pueden reproducirse en el laboratorio, mediante una prueba triaxial tipo "consolidada, drenada", en especímenes 100% saturados, cuya compacidad relativa corresponda al 100% de la determinada mediante la prueba del mismo nombre.

Ya que el llenado de la presa ocurre una vez que se ha terminado ésta, deberá considerarse la condición de carga dentro de

los análisis de estabilidad en las llamadas "condiciones iniciales".

Aunque es difícil suponer que poco tiempo después de haberse construido y llenado la presa, -antes de que se haya establecido flujo a través del corazón impermeable-, suceda un vaciado rápido del embalse, deberá analizarse la estabilidad para esta condición.

### 3.1.1.2 Flujo establecido para Presa Llena.

A través del tiempo, el grado de saturación de los materiales del talud de aguas arriba, así como el del corazón impermeable, alcanzan valores del 100%; al mismo tiempo, éste último se va consolidando -bajo la acción de los esfuerzos impuestos por el peso del material y por las fuerzas de filtración, hasta quedar totalmente consolidado y saturado bajo estas nuevas condiciones de esfuerzos. - Puede considerarse entonces, que estas condiciones de trabajo pueden reproducirse en el laboratorio por medio de una prueba triaxial tipo "consolidada, no drenada", en especímenes saturados, con el peso específico correspondiente al --

determinado mediante la prueba de compactación próctor S.A.R.H.

Para los materiales permeables, el criterio adoptado para las condiciones iniciales, prevalece.

Es importante comentar el caso de los materiales con permeabilidad intermedia, ya que resulta difícil evaluar su comportamiento, -por ejemplo el de una grava arcillosa-; asimismo, se requiere estudiar cuidadosamente qué tipo de prueba reproducirá ~~sus~~ condiciones de trabajo, ya que -dependiendo de esto, podrá definirse qué resistencia tendrá en determinada condición.

No hay antecedentes de fallas presentadas en el talud de aguas arriba de una presa llena, por lo que, los análisis de estabilidad en esta condición, deberán aplicarse de manera especial al talud de aguas abajo.

### 3.1.1.3 Con flujo establecido para Vaciado Rápido.

En época de sequía, generalmente las --

extracciones de agua en una presa, son mayores que las entradas, produciéndose un descenso del nivel del embalse; al -- descender este nivel, las zonas impermeables que tenían un flujo establecido, quedan saturadas y se inicia, dentro de ellas, un flujo descendente del agua, -- lo que origina nuevas condiciones de esfuerzos que deben también ser analizadas.

Es preciso entender que el vaciado rápido no necesariamente ocurre en unos minutos; el estado de esfuerzos correspondiente a esta condición, puede presentarse si el nivel del embalse baja considerablemente en el término de unas semanas o pocos meses; en realidad, para tener una condición de vaciado rápido, bastará que el nivel del embalse descienda más aprisa a -- que ocurra una disipación de los excesos de presión neutral en los materiales relativamente impermeables.

El criterio empleado en la determinación de los parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad, es el mismo que para el caso de presa llena con flujo establecido.

Para un análisis de estabilidad en esta condición, deberán tomarse en cuenta los siguientes hechos. Ref. (V-3-11).

- 1) Exceptuando los deslizamientos ocurridos en el período de construcción, todos los deslizamientos que se han registrado en el talud de aguas arriba de una presa de tierra, han ocurrido después de un vaciado rápido.
- 2) La mayoría de los deslizamientos ocurrieron en los primeros años de operación de la presa, y todos parecen corresponder a vaciados sin precedente, o bien en velocidad o en magnitud, -- del abatimiento del nivel del embalse.
- 3) La mayoría de los deslizamientos ocurrieron en presas mal compactadas y -- constituidas con suelos muy finos, altamente permeables.
- 4) Los deslizamientos de mayor importancia, ocurrieron con vaciados que abarcaron desde el máximo nivel de agua, hasta una altura del orden de la mitad de la presa y que tuvieron velocidades de descenso del agua del orden de 20 ó

30 cms. por día.

- 5) Los deslizamientos del talud de aguas arriba, durante el vaciado rápido, -- nunca han causado el colapso total de una presa.

Bajo estas circunstancias, los análisis de estabilidad en esta condición, deberán aplicarse con mayor énfasis en el talud de aguas arriba.

### 3.1.2 Método Sueco.

Se conoce como método sueco aquel en que las superficies de falla supuestas son cilíndricas; aunque existen varios procedimientos de este método, aquí se tratará el de Dovelas, ya que es el que con mayor frecuencia se emplea; de este método se describirán con amplio detalle los procedimientos: Estandar, Diferenciales, el que considera la Interacción entre Dovelas, y el Tridimensional.

Es conveniente aclarar que aunque el método fué -- realizado para analizar superficies de falla circulares, también es posible (Ref. V-3-2) emplear superficies combinadas, usando exactamente los -- mismos procedimientos de cálculo y los resultados tendrán la misma validez.

La mayoría de los procedimientos expuestos a continuación son de aplicación rutinaria en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, por lo cual se han desarrollado programas para computadora para facilitar su empleo y reducir el tiempo horas-hombre en estos análisis.

Por ejemplo, en la aplicación "manual" de un procedimiento, es común el empleo de 2 Hrs. para el análisis de un círculo en condiciones muy elaboradas, y con la computadora se analizan del orden -- de 15,000 círculos en 1 hora en las mismas condiciones.

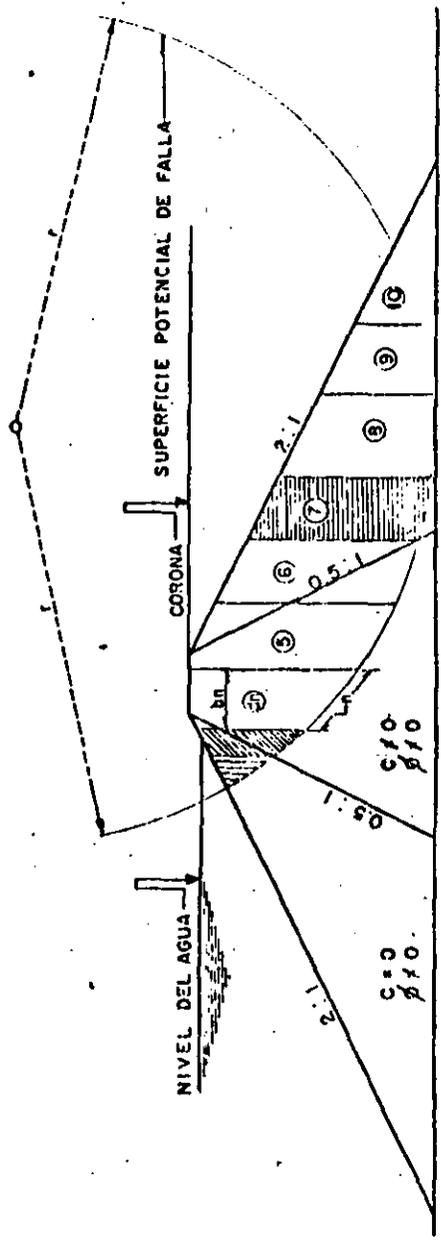
Conviene aclarar que se tiene establecido el comprobar siempre, en forma manual, los círculos críticos que el análisis con la computadora reporte.

3.1.2.1 Procedimiento Estandar.

Consiste en dividir la superficie de falla elegida, en Dovelas o rebanadas verticales, no necesariamente del mismo espesor Fig. V-3.1.2.1-1 y analizar para cada una de ellas su equilibrio. Las fuerzas típicas en una dovela se muestran en la Fig. V-3.1.2.1-2.

Como puede observarse en dicha figura, en este método se considera que las fuerzas de interacción que se producen entre las dovelas, no modifican la resistencia al esfuerzo cortante que se desarrolla en la base de cada una de ellas, como se menciona en la (Ref. V-3-31). "Esta simplificación fue propuesta por Krey e introducida en la literatura técnica inglesa en 1929 por Terzaghi".

Para las condiciones sin flujo que se muestran en las Fig. V-3.1.2.1-1 y 2, las fuerzas del agua que se muestran son hidrostáticas; en el cálculo del peso W de la dovela, es común considerar del nivel estático del agua hacia abajo, la condición de sumergencia y tomar en cuenta, de esta ma

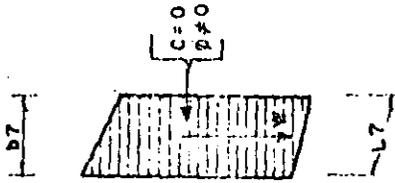


CLAVE DE SIMBOLOS	
—	ANCHO DE LA DOVELA "b"
⊙	DOVELA "n"
—	LONGITUD DE LA BASE DE LA DOVELA "L"
—	COHESION DEL MATERIAL "c"
α	ANGULO DE FRICCION INTERNA DEL MATERIAL "phi"
r	RADIO DEL CIRCULO DE FALLA

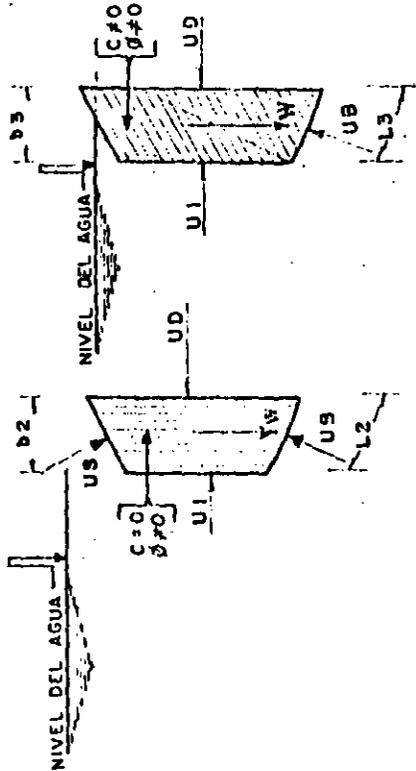
DIVISION DE LA SUPERFICIE POTENCIAL DE FALLA EN DOVELAS

FIG. V-3.1.2.1-1

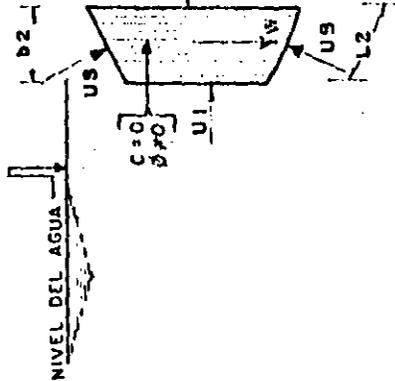
V-3-13F2



(c)



(b)



(a)

CLAVE DE SIMBOLOS

- W --- PESO DE LA DOVELA
- U5 --- FUERZA HIDROSTATICA DEL AGUA EN LA PARTE SUPERIOR DE LA DOVELA
- U1 --- FUERZA HIDROSTATICA EN LA CARA IZQUIERDA DE LA DOVELA
- U2 --- FUERZA HIDROSTATICA EN LA CARA DERECHA DE LA DOVELA
- U3 --- FUERZA HIDROSTATICA EN LA BASE DE LA DOVELA
- b n --- ANCHO DE LA DOVELA (b2, b3 y b7).
- L n --- LONGITUD DE LA BASE DE LA DOVELA (L2, L3 y L7).

FUERZAS TIPICAS EN DOVELAS

FIG. V-3.1.2.1-2

nera, las fuerzas hidrostáticas U debidas al agua.

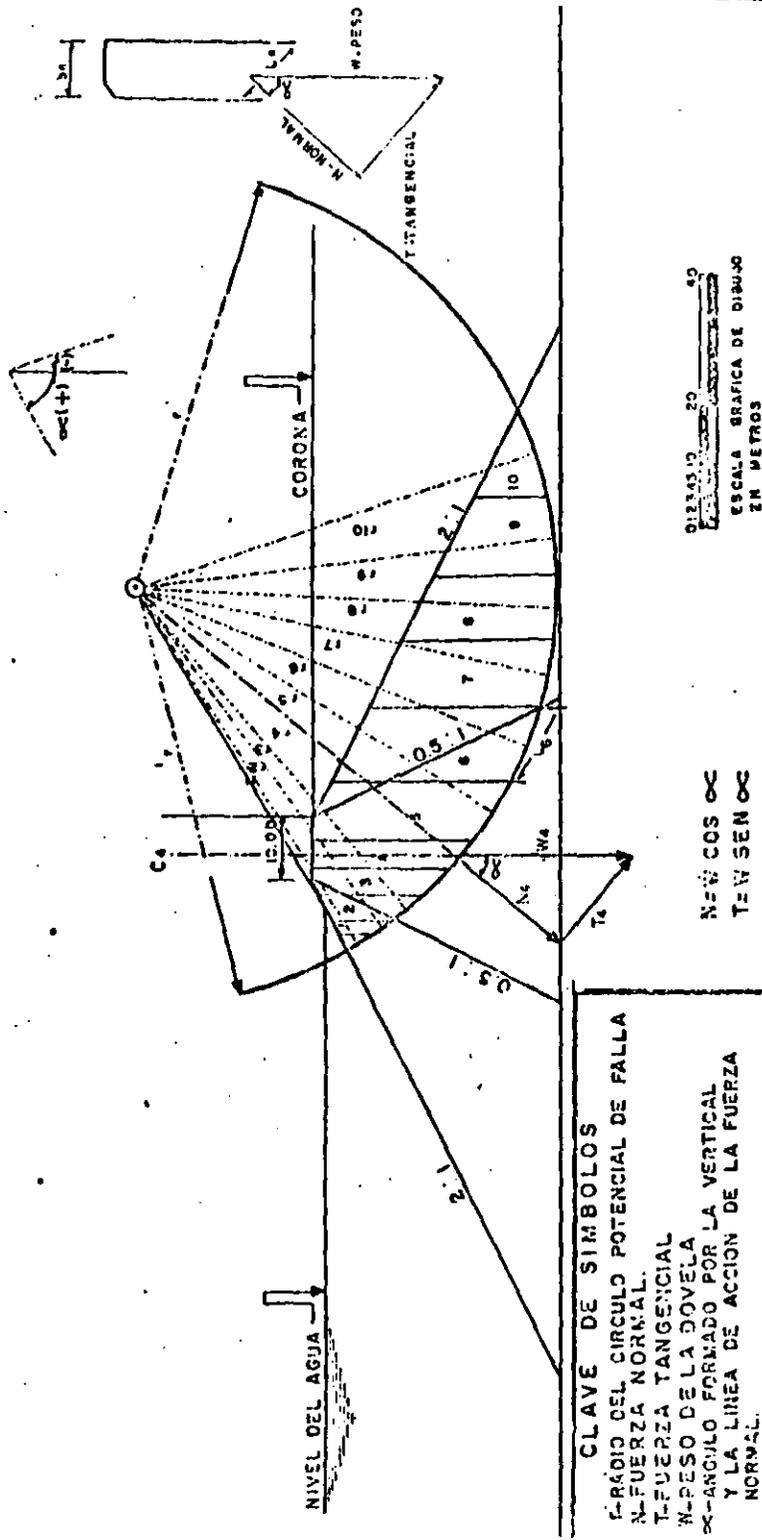
Bajo estas circunstancias, se calcula el peso de cada dovela, el cual es igual al área, considerando un espesor unitario, por el peso específico del material en la condición encontrada (seco, húmedo, saturado o sumergido); este peso se considera actuando en el punto medio de la base de la dovela, y en este punto se descompone en dos fuerzas, en una normal al círculo y en otra tangencial al mismo, N y T respectivamente, como se muestra en la Fig. V-3.1.2.1-3; si llamamos α al ángulo formado entre la vertical y la línea de acción de la fuerza normal, siendo positivo si es medido en el sentido de las manecillas del reloj, los valores de N y T valen:

$$N = W \cos \alpha$$

$$T = W \sin \alpha$$

Si la dovela analizada es la (a) de la figura V-3.1.2.1-2, C=0 y φ ≠ 0, entonces la fuerza normal N, proporciona una resistencia al esfuerzo cortante, la cual se está generando en la base de la dovela; es decir, se supone que la presión en la base de la dovela es uniformemente distribuida e igual a:

$$\sigma_n = \frac{N}{L \times 1} ; N = \sigma_n \times L \times 1$$



## DESCOMPOSICION DEL PESO EN FUERZA NORMAL Y TANGENCIAL

V-3-15

Donde:

$\bar{\sigma}_n$  - Esfuerzo o presión normal generada en la base de la dovela.

$$\left[ \frac{F}{L^2} \right]$$

N - Fuerza normal, componente del peso. [F].

L x 1 - Area de la base de la dovela donde actúa la fuerza normal; se considera un espesor unitario.

$$[L^2].$$

$$L = \frac{B}{\cos \alpha}$$

Donde:

L - Longitud de la base de la dovela [L]

B - Ancho de la dovela [L]

Este valor  $\bar{\sigma}_n$ , sustituido en la ley de resistencia al esfuerzo cortante  $S = C + \bar{\sigma}_n \tan \phi$ , y dado que en esta dovela  $C = 0$ , proporciona la fuerza tangente resistente en la base de la dovela.

Si la dovela analizada es la (b) de la Fig. V-3.1.2.1-2,  $C \neq 0$ ;  $\phi \neq 0$ , entonces la fuerza tangente resistente desarrollada en la base de la dovela es la producida por el esfuerzo normal y la debida a la cohesión, la cual simplemente se calcula como la multiplicación de la cohesión por la longitud de la base de la dovela. Resumiendo, la fuerza total tangente resistente,

desarrollada en la base de la dovela (b) de la Fig. V-3.1.2.1-2 es:

$$S_R = C + \sigma \tan \phi$$

$$F_R = (C + \sigma \tan \phi) L \times 1$$

$$F_R = CL + \frac{L \times 1 \times N}{L \times 1} \tan \phi$$

$$F_R = CL + N \tan \phi$$

$$F_R = CL + W \cos \alpha \tan \phi$$

Donde:

$$S_R = \text{Resistencia al esfuerzo cortante} \left[ \frac{F}{L^2} \right]$$

$$F_R = \text{Fuerza de resistencia al cortante} [F]$$

Por otra parte, la fuerza tangencial T, genera un esfuerzo actuante que tenderá a que la masa de suelo en estudio deslice.

$$\sigma_T = \frac{T}{L \times 1}; \quad T = \sigma_T \times L \times 1$$

$$\sigma_T = \text{Esfuerzo tangencial generado en la base de la dovela} \left[ \frac{F}{L^2} \right]$$

$$\sigma_T = \text{Fuerza tangencial, componente del peso.} [F]$$

Si se toman momentos alrededor del punto "O", centro del círculo, de las fuerzas resistentes y actuantes en la dovela y se

comparan estos valores, se obtendrá un valor, al cual se le denomina factor de seguridad, -FS- de la dovela, es decir:

$$M_F \text{ resistentes} = F_R r$$

$$M_F \text{ actuantes} = F_A r$$

$$\text{Donde: } F.S. = \frac{F_R r}{F_A r}$$

r - radio del círculo en estudio [L]

El factor de seguridad de toda la masa -- deslizante se puede escribir entonces

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^n F_R}{\sum_{i=1}^n F_A}$$

Donde:

n - número de dovelas en que se divide la masa deslizante.

Ya que las fuerzas resistentes y actuantes están expresadas por

$$F_R = CL + W \cos \alpha \tan \phi \quad \text{y} \quad F_A = W \sin \alpha$$

El factor de seguridad quedará expresado como

$$F.A. = \frac{\sum (W_i \cos \alpha_i \tan \phi + CL_i)}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

$$F.S. = \frac{W(N_i \text{ TAN } \phi + CL_i W)}{MT_i}$$

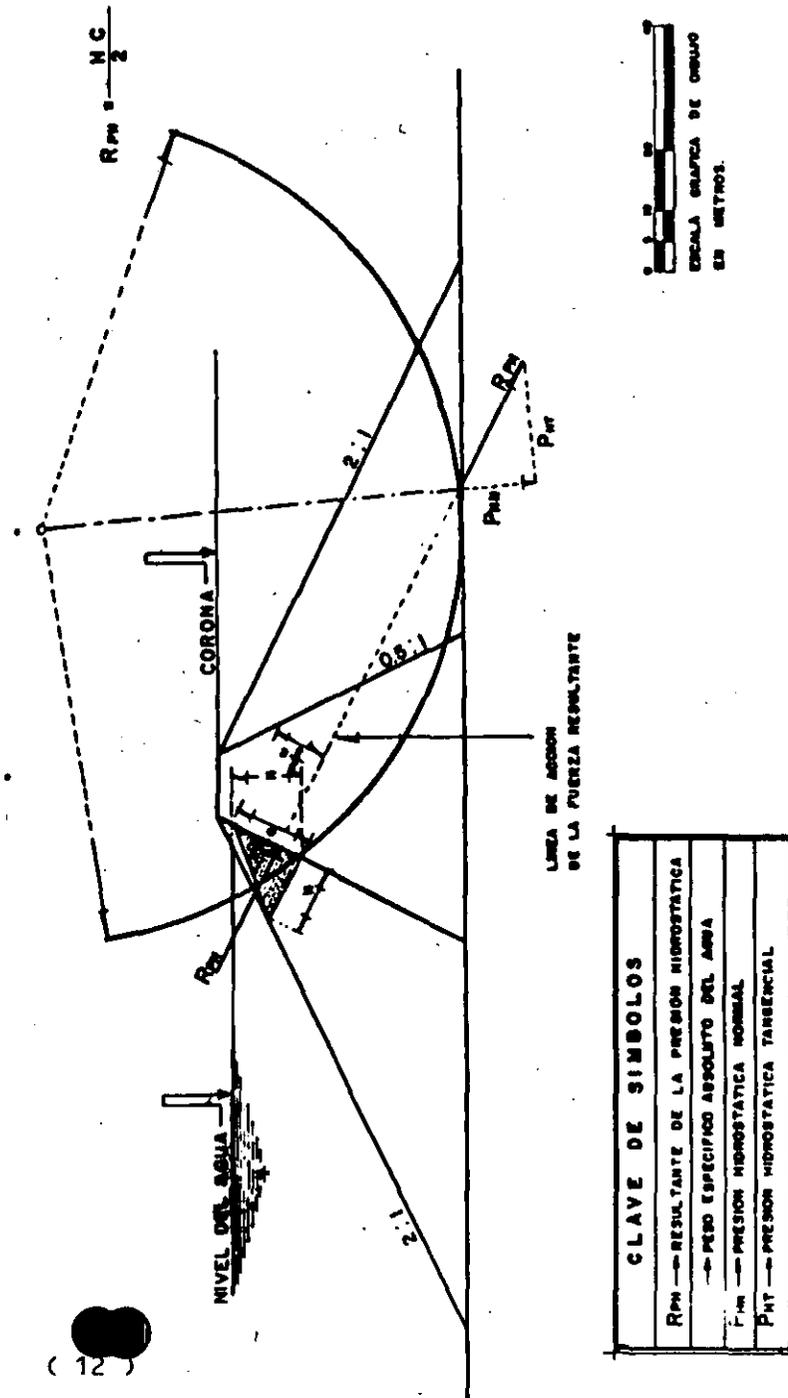
Conviene aclarar que en esta expresión -- no se ha incluido el efecto de la presión hidrostática que actúa sobre el corazón impermeable.

La forma de cálculo es similar al de las fuerzas N y T, según puede observarse en la Fig. V-3.1.2.1-4; la presión hidrostática  $P_H$  se traslada a la superficie de falla y se descompone en dos fuerzas, una normal  $P_{HN}$  y otra tangencial  $P_{HT}$ ; esta última tiene momento respecto al centro del círculo, y ya que su efecto en este caso, contribuye a provocar el deslizamiento, su valor modifica el factor de seguridad de la siguiente manera:

$$F.S. = \frac{W(N_i \text{ TAN } \phi + CL_i W)}{MT_i + P_{HT}}$$

En el caso en que la presión hidrostática tangencial,  $P_{HT}$  actúe en sentido contrario al deslizamiento, el factor de seguridad, quedará definido por:

$$F.S. = \frac{W(N_i \text{ TAN } \phi + CL_i W)}{MT_i - P_{HT}}$$



CONSIDERACION DE LA PRESION HIDROSTATICA

Los efectos provocados por un sismo, - - pueden considerarse en los análisis, suponiendo que el sentido en el que actúa el sismo es favorable para producir el deslizamiento de la superficie de falla considerada. Los cálculos pueden hacerse en una forma relativamente simple, haciendo intervenir en el equilibrio de cada dovela, una fuerza horizontal actuando en el centro de gravedad de la misma y cuya magnitud es

$$C_s W$$

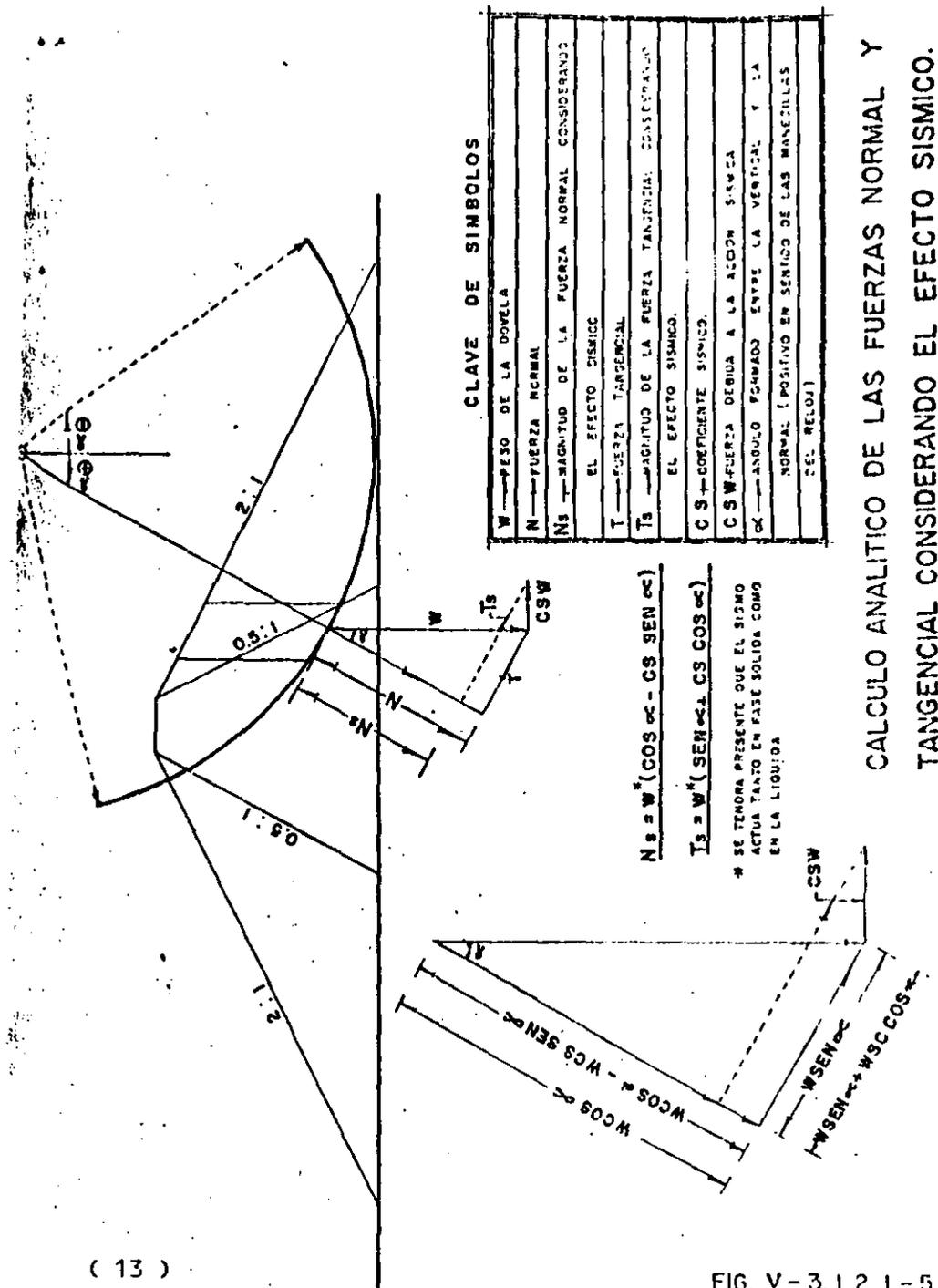
Donde:

$C_s$  - Coeficiente sísmico correspondiente a la zona en que se encuentre localizada la estructura en estudio.

$W$  - Peso de la dovela. [ F ]

La introducción del efecto sísmico modifica los valores de las fuerzas  $N$  y  $T$ ; en la Fig. V-3.1.2.1-5 se muestra la forma de cálculo de éstas, considerando la acción sísmica, dando por resultado:

$$N_B = W (\cos \alpha - C_s \text{ sen } \alpha) \parallel$$



CALCULO ANALITICO DE LAS FUERZAS NORMAL Y TANGENCIAL CONSIDERANDO EL EFECTO SISMICO.

$$T_s = W (\sin \alpha + C_s \cos \alpha)$$

Donde:

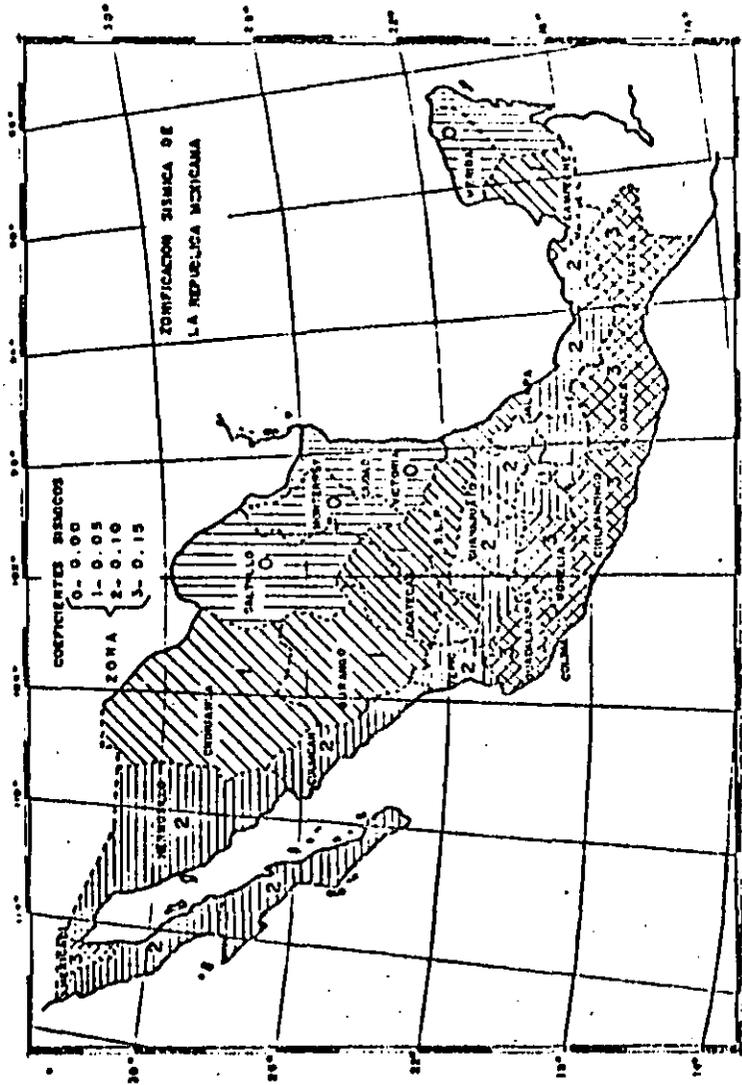
Ns - fuerza normal componente del peso y del sismo [F]

Ts - fuerza tangencial componente del peso y del sismo [F]

$\alpha$  - Angulo formado por la vertical y la normal; es positivo si se mide en el sentido de las manecillas del reloj.

Conviene tener presente, que un sismo actúa tanto sobre la fase sólida como sobre la líquida de un suelo, por lo que en los análisis deberá tenerse presente esta consideración, y que en las ecuaciones anteriores W expresa el peso de la dovela, -- por lo que sólo tendrán validéz cuando W sea obtenido a partir de un peso específico seco, húmedo o saturado.

En la Fig.- V-3.1.2.1-6 puede observarse una carta de regionalización sísmica de la República Mexicana, en la que se indican los valores del coeficiente sísmico, Cs, determinados con base en los tiempos de recurrencia de temblores en la República; los coeficientes sísmicos aquí anotados son los que comunmente se emplean en los cálculos de estabilidad.



TEMPOS DE RECURRENCIA EN AÑOS, DE TEMBLORES EN VARIAS ZONAS DE LA REPUBLICA MEXICANA.

INTENSIDAD ESCALA DE MERKAL	ZONAS		
	1	2	3
4	2	3	11
5	25	3	11
6	75	20	3
7	200	75	20
8	—	200	75
9	—	—	200

V-3-21

Es importante mencionar que la aplicación de la fuerza  $C_g W$  en la base de la dovela, para efectos de cálculo, induce un error, ya que como se mencionó, un sismo actúa en el centro de gravedad de un cuerpo. Ya que este error no modifica en forma significativa los cálculos, por facilidad se admitirá, pero se comentará con algún detalle en el método de las dovelas diferenciales.

Las fuerzas producidas por agua en movimiento dentro de un talud, modifican la estabilidad del mismo. El agua en movimiento ejerce una fuerza hidrodinámica sobre la fase sólida del suelo. (Ref. V-3-4).

El rozamiento entre el agua y el suelo origina una pérdida de carga a lo largo de una línea de corriente; a las fuerzas producidas por este efecto se les conoce como fuerzas de filtración y su presencia implica diferencias de carga o potencial, y en un suelo isótropo, actúan en la dirección del movimiento del agua.

La fuerza de filtración  $J$  que actúa sobre una área  $A$ , a lo largo de una longitud  $L$ , en la que se produce una pérdida de carga  $\Delta H$ , vale:

$$J = \Delta H \cdot A \cdot \gamma_w$$

Donde:

- $J$  - Fuerza de filtración [F]  
 $\Delta H$  - Pérdida de carga o de potencial;  
 $\Delta H = \frac{H}{N^2 C}$  [L]  
 $\gamma_w$  - Peso específico absoluto del agua  
 $[\frac{F}{L^3}]$   
 $H$  - Carga total de agua [L]  
 $N^2 C$  - Número de caídas de potencial en las que se divide a la región de flujo.

Sin embargo, (Ref. V-3-5) una expresión adecuada de una fuerza, calculada como fuerza por unidad de volumen del suelo, en la forma:

$$j = \frac{J}{V_s} \quad \begin{array}{l} J - \text{Fuerza de filtración [F]} \\ V_s - \text{Volumen del suelo [L}^3\text{]} \end{array}$$

$$j = \frac{\Delta H \cdot A}{L \cdot A} \gamma_w \quad \begin{array}{l} j - \text{Fuerza de filtración} \\ \text{por unidad de volumen} \\ [\frac{F}{L^3}] \end{array}$$

$$j = \frac{\Delta H}{L} \gamma_w \cdot \frac{\Delta H}{L} = i \text{ Gradiente hidráulico}$$

$$j = i \gamma_w$$

Si se deseara conocer la magnitud de la fuerza de filtración de un tubo o aún de un cuadro, de una red de flujo, resulta -

simple, tal y como se menciona en la (Ref. V-3-6) "con la red de flujo ya trazada, es fácil calcular cuadro a cuadro las componentes de la fuerza de filtración total de la zona abarcada por el círculo de falla, pues considerando que la fuerza por unidad de volumen es igual al peso volumétrico -- del agua multiplicado por el gradiente, que el volumen de un cuadro es igual al cuadro del lado promedio y que el gradiente es -- igual a la caída de potencial entre el mismo lado promedio, resulta que la fuerza de filtración de un cuadro, expresada en toneladas, es igual al producto de la caída de potencial,  $\Delta H$ , en metros, multiplicada por el lado promedio, también expresado en metros. Para fracciones de cuadro, basta estimar a ojo, la proporción de área parcial respecto al cuadro completo".

Para introducir el efecto del flujo en un suelo existen dos caminos que dan idénticos resultados, como se demuestra en la (Ref. V-3-7).

- 1) Emplear las fuerzas de filtración y el peso sumergido del suelo, o
- 2) Emplear las presiones periféricas o de contorno provocadas por el agua y el peso total del suelo. Como su nom-

bre lo indica, estas presiones de agua actúan en la periferia del elemento de suelo que se está analizando.

La diferencia entre las presiones periféricas y las de empuje ascensional (Arquímides), es la presión de filtración; esta presión multiplicada por el área de la sección transversal donde actúa, nos da la fuerza de filtración.

En el caso que nos ocupa, evaluaremos el factor de seguridad tomando en cuenta el primer camino; posteriormente se hará una descripción breve para calcularlo por el segundo camino mencionado.

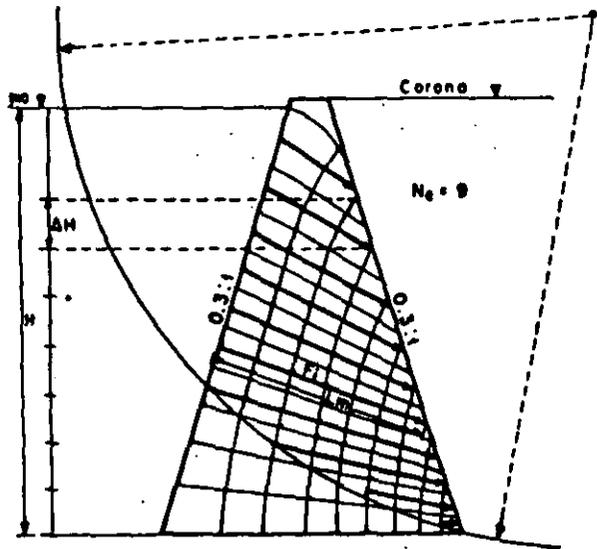
En la figura V-3.1.2.1-7 se muestran las redes de flujo para las condiciones de presa llena y de vaciado rápido total.

Como se observa, se han trazado las fuerzas de cada tubo de la red de flujo; posteriormente, y para simplificar el problema, se suman vectorialmente éstas, constituyéndose un polígono de fuerzas llamado polígono funicular, el cual servirá para conocer la fuerza resultante y su punto de aplicación. (Ref. V-3-8). El procedimiento para trazarlo puede verse en la Fig. V-3.1.2.1-8, la cual corresponde para

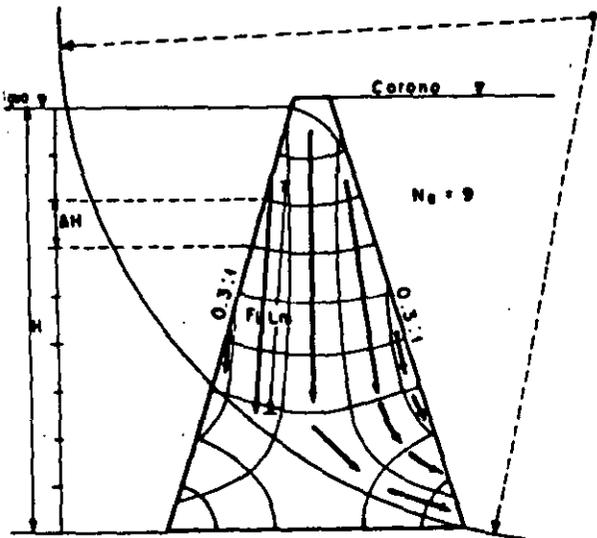
Ref. (V-3-6) Jehová Guerrero y Torres I.C.  
Revista de Ingeniería Hidráulica en México  
Fuerzas de Filtración en Presas de Tierra  
Abril-Mayo-Junio 1960. México, D.F.

Ref. (V-3-7) T. William Lambe y Robert V. Whitman  
Mecánica de Suelos  
Edit. Limusa pp. 277  
1976, México, D.F.

Ref. (V-3-8) Rudolph Saliger  
Estática aplicada  
Edit. Labor, S.A. pp. 14-16  
1932, Madrid, España.



LA FUERZA DE FILTRACION (F<sub>i</sub>) EN TONELADAS DE CADA TUBO DE CORRIENTE, ES IGUAL A SU LONGITUD MEDIA (L<sub>m</sub>) EN METROS, POR LA CAIDA DE POTENCIAL DE CADA ESCALON (ΔH) EN METROS.

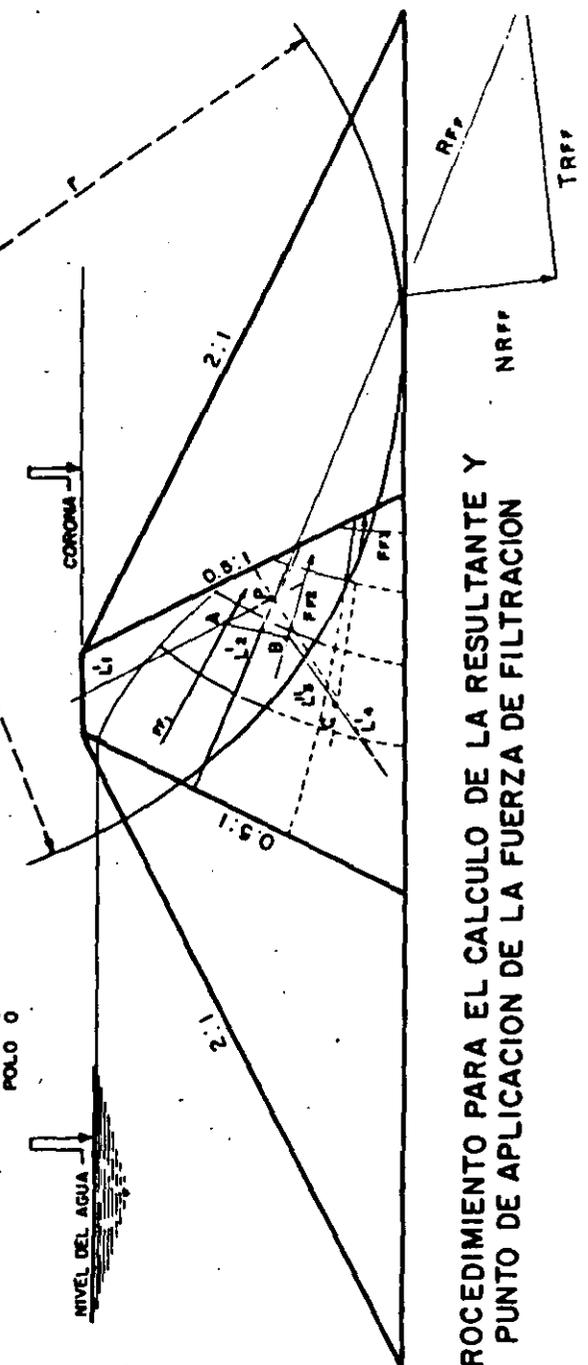
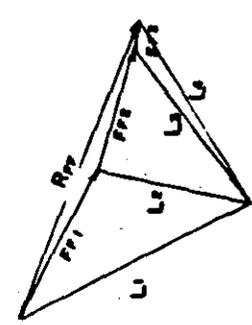


LA CAIDA DE POTENCIAL (ΔH) ES IGUAL A LA CARGA TOTAL (H) EN METROS, ENTRE EL NUMERO DE CAIDAS DE POTENCIAL (N<sub>e</sub>)

$$\Delta H = \frac{H}{N_e}$$

GLAVE DE SIMBOLOS

FF <sub>i</sub>	FUERZA DE FILTRACION
R <sub>PP</sub>	RESULTANTE DE LAS FUERZAS DE FILTRACION
L <sub>r</sub>	RAYO DEL POLARONO PURCULAR
N <sub>PP</sub>	NORMAL DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS DE FILTRACION
T <sub>PP</sub>	TANGENCIAL DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS DE FILTRACION



PROCEDIMIENTO PARA EL CALCULO DE LA RESULTANTE Y PUNTO DE APLICACION DE LA FUERZA DE FILTRACION



REDES DE FLUJO PARA PRESA LLENA Y VACIADO RAPIDO

la condición de presa llena.

Las fuerzas de filtración  $FF_1$ ,  $FF_2$ , etc. trazadas, son las actuantes en el círculo de falla en estudio; la figura V-3.1.2.1-8, muestra el cálculo gráfico de la resultante, colocando simplemente una fuerza a continuación de otra; uniendo el punto -- inicial de la primera con el extremo de la última, quedará definida la resultante  $R_{FF}$ .

Para calcular un punto de la línea de acción, punto p, de la resultante, se elige arbitrariamente, en el polígono de fuerzas un polo O, y se trazan los rayos  $L_1$ ,  $L_2$ , etc. como se muestra en la Fig. V-3.1.2.1-8.

A continuación y sobre la red de flujo se traza el rayo  $L'_1$ , paralelo al rayo  $L_1$ , - hasta cortar a la fuerza  $FF_1$  en cualquier punto de su línea de acción, definiendo -- así el punto A; a partir de este punto se traza el rayo  $L'_2$ , paralelo al rayo  $L_2$ , - hasta cortar la línea de acción de la -- fuerza  $FF_2$ , definiendo de esta manera el punto B; se procede en forma análoga para obtener el punto C; paralelo al rayo  $L_4$  y cortando el  $L'_3$  se traza el  $L'_4$ ; por último, se prolongan los rayos  $L'_1$  y  $L'_4$ , por cuya intersección, punto P, pasará la línea de acción de la resultante  $R_{FF}$ .

Hasta este momento, se ha considerado a -- la fuerza de filtración como tal, sin embargo, para que se produzca de acuerdo con lo descrito, deben existir diferencias de carga o de potencial, y tomando en cuenta la definición de la fuerza de filtración, se deberá afectar, a la fuerza calculada hasta el momento, por la pérdida de carga  $\Delta H$ . Es decir, se multiplica la magnitud calculada por  $\Delta H$ .

Una vez calculada la magnitud y el punto de aplicación de la fuerza, se traslada -- al círculo de falla y se descompone en -- una fuerza normal y en otra tangente al -- mismo, tal como se observa en la Fig. V-3.1.2.1-8.

La fuerza normal no tiene momento respecto al centro del círculo; sin embargo, la fuerza tangencial sí lo tiene y su efecto en este caso contribuye a provocar el deslizamiento; su valor modifica la expresión del factor de seguridad de la siguiente manera.

$$F. S. = \frac{\sum (N_i \text{ TAN } \phi + C L_i)}{\sum T_i + FF_T}$$

En el caso de que la fuerza de filtración

V-3-27

tangencial  $FF_T$ , actúe en sentido opuesto al deslizamiento, el factor de seguridad quedará expresado como:

$$F.S. = \frac{\sum (N_i \text{ TAN } \theta + C L_i)}{\sum T_i - FF_T}$$

Es importante reafirmar que, ya que se están empleando las fuerzas de filtración y el peso sumergido del suelo, no se deberá considerar en estas condiciones de carga, la presión hidrostática.

El otro camino para introducir el efecto del flujo en un análisis, es emplear las presiones periféricas con el peso total del suelo (suelo y agua); a continuación se hace una breve descripción del método:

El análisis realizado hasta el momento, - para cuando existe un flujo a través del talud, ha considerado a las fuerzas resistentes como una función de los esfuerzos totales. Sin embargo, es frecuente calcular las fuerzas resistentes en función de los esfuerzos normales efectivos o intergranulares. Se puede establecer la siguiente ecuación de resistencia con una precisión suficiente para propósitos prácticos:

$$S = C + (\bar{\sigma}_n - u) \text{ TAN } \theta \quad (19)$$

Donde:

$$\bar{\sigma}_n - \text{Esfuerzo normal total} \left[ \frac{F}{L^2} \right]$$

$$u - \text{Presión de poro} \left[ \frac{F}{L^2} \right]$$

De acuerdo a ello se puede decir que para las condiciones en que exista flujo a través del talud, o cuando se apliquen incrementos de carga que generen presiones en los fluidos de los poros, el factor de seguridad será:

$$F.S. = \frac{\sum (N_i - U_i) \text{ TAN } \theta + C L_i}{\sum T_i}$$

El valor  $U_i$  para cada dovela, se obtiene trazando la red de flujo correspondiente y calculando con ella el valor de la presión de poro  $u$ , en el punto de su base; si se toma este valor como el valor medio de la presión que actúa en la base de la dovela, la fuerza total de subpresión  $U_i$  vale:

$$U_i = u_i L_i$$

Donde:

$L_i$  - Longitud de la base de la dovela. [L]

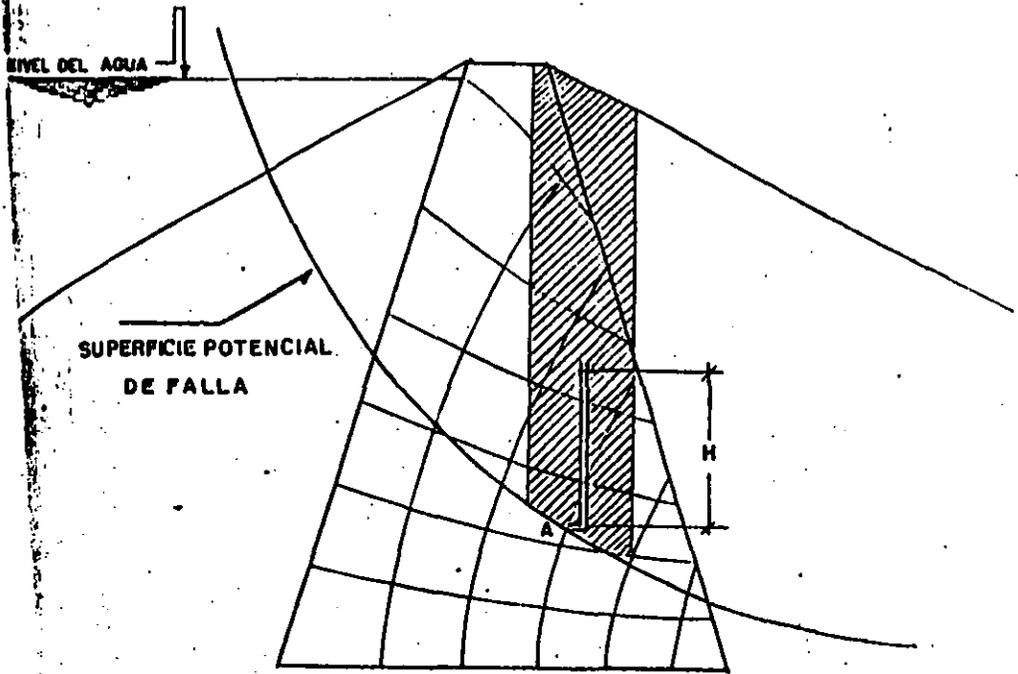
La Figura V-3.1.2.1-9 corresponde a una red de flujo para prosa llena. El punto A, que está en el fondo de una dovela, tendrá una presión de agua,  $u$  equivalente al nivel piezométrico de la equipotencial a la que pertenece.

Por último, conviene aclarar que, ya que se está usando el método de análisis de esfuerzos efectivos en el cálculo del peso  $W$ , en la condición de flujo establecido deberá tomarse en cuenta el peso del suelo más el agua y no considerarse el peso sumergido, como en el método de esfuerzos totales.

3.1.2.2 Procedimiento de las Dovelas Diferenciales.

Un procedimiento gráfico para estimar los valores de las fuerzas normales y tangenciales puede ser aplicado, Ref. (V-3-9). En este método se eligen dovelas de ancho diferencial, como se ilustra en la Figura V-3.1.2.2-1.

"Considerando una dovela de ancho  $dx$ , cuyo peso es  $dw$ , al descomponer éste en una normal y otra tangencial a la superficie de falla, se obtienen las fuerzas  $dN$  y  $dT$ , las cuales son las fuerzas actuantes nor-



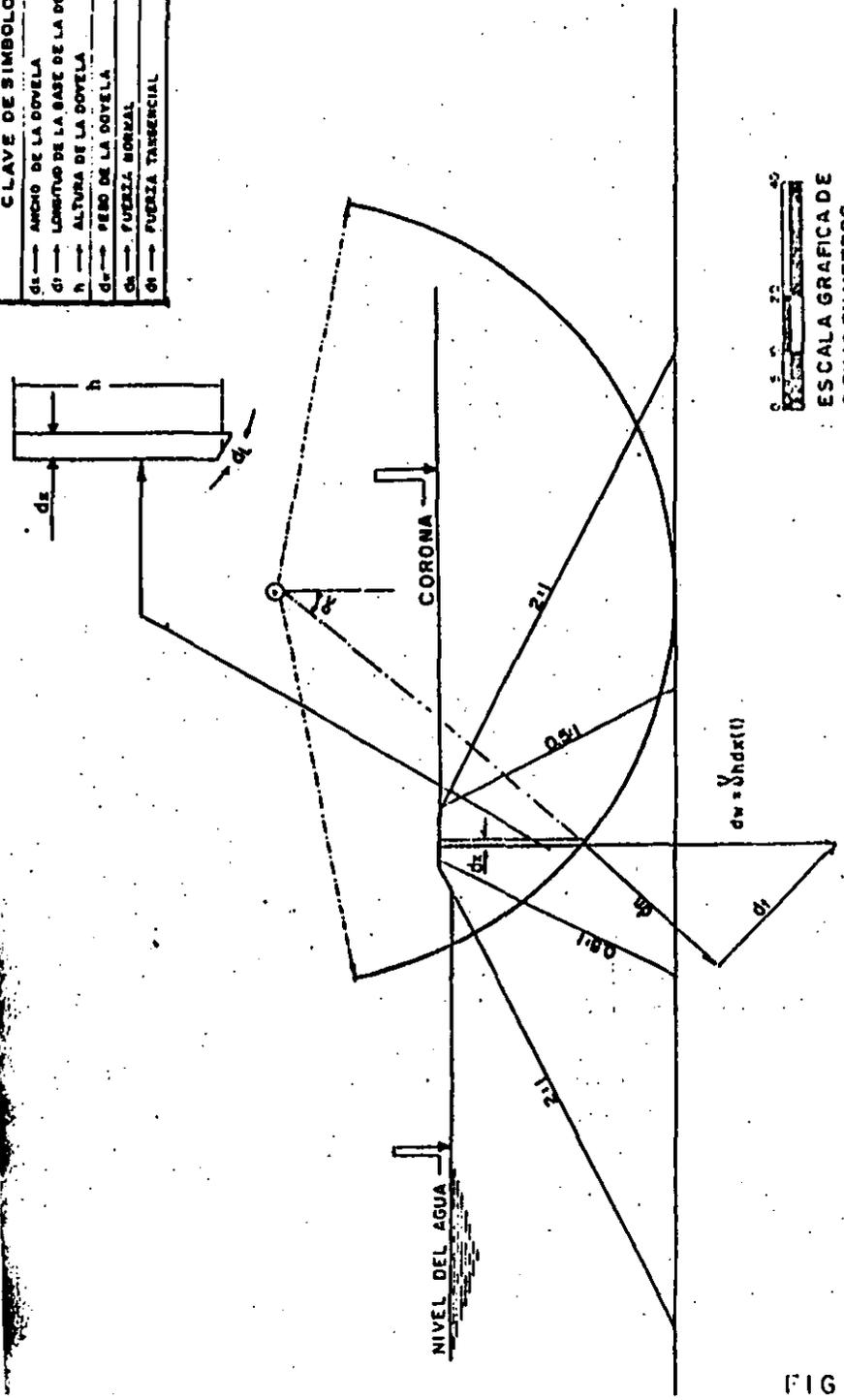
PRESION DE PORO  $U$  EN EL PUNTO A  
 $U=H$

CALCULO DE LA PRESION DE PORO  $U$

(V-3-9) Ing. Enrique Jámez González. Revista de Ingeniería Hidráulica en México. Primeros Principios Generales de Diseño y Construcción de Presas de Tierra. págs. 57 y 58 México, 1965.

CLAVE DE SIMBOLOS	
$d_1$	ANCHO DE LA DOVELA
$d_1'$	LONGITUD DE LA BASE DE LA DOVELA
$h$	ALTURA DE LA DOVELA
$d_2$	PEDE DE LA DOVELA
$d_3$	FUERZA NORMAL
$d_4$	FUERZA TANGENCIAL

( 21 )



ESCALA GRAFICA DE DIBUJO EN METROS

DOVELA DE ANCHO DIFERENCIAL

FIG V. 312.2-1

mal y tangencial respectivamente, en la base de la dovela; el factor de seguridad de esta dovela puede expresarse:

$$P.S. = \frac{\overline{UN} \, dl \, \text{TAN } \theta + C \, dl}{\overline{UT} \, dl}$$

Donde:

$$\overline{UN} = \frac{dN}{dl} = \frac{\delta h \, dx \, \cos \alpha}{dl}$$

$$\overline{UT} = \frac{dT}{dl} = \frac{\delta h \, dx \, \sin \alpha}{dl}$$

Entonces, el factor de seguridad de la dovela es:

$$P.S. = \frac{\int \delta h \, dx \, \cos \alpha \, \text{TAN } \theta + c \, dl}{\int \delta h \, dx \, \sin \alpha}$$

El factor de seguridad para toda la masa potencialmente inestable será:

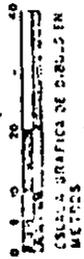
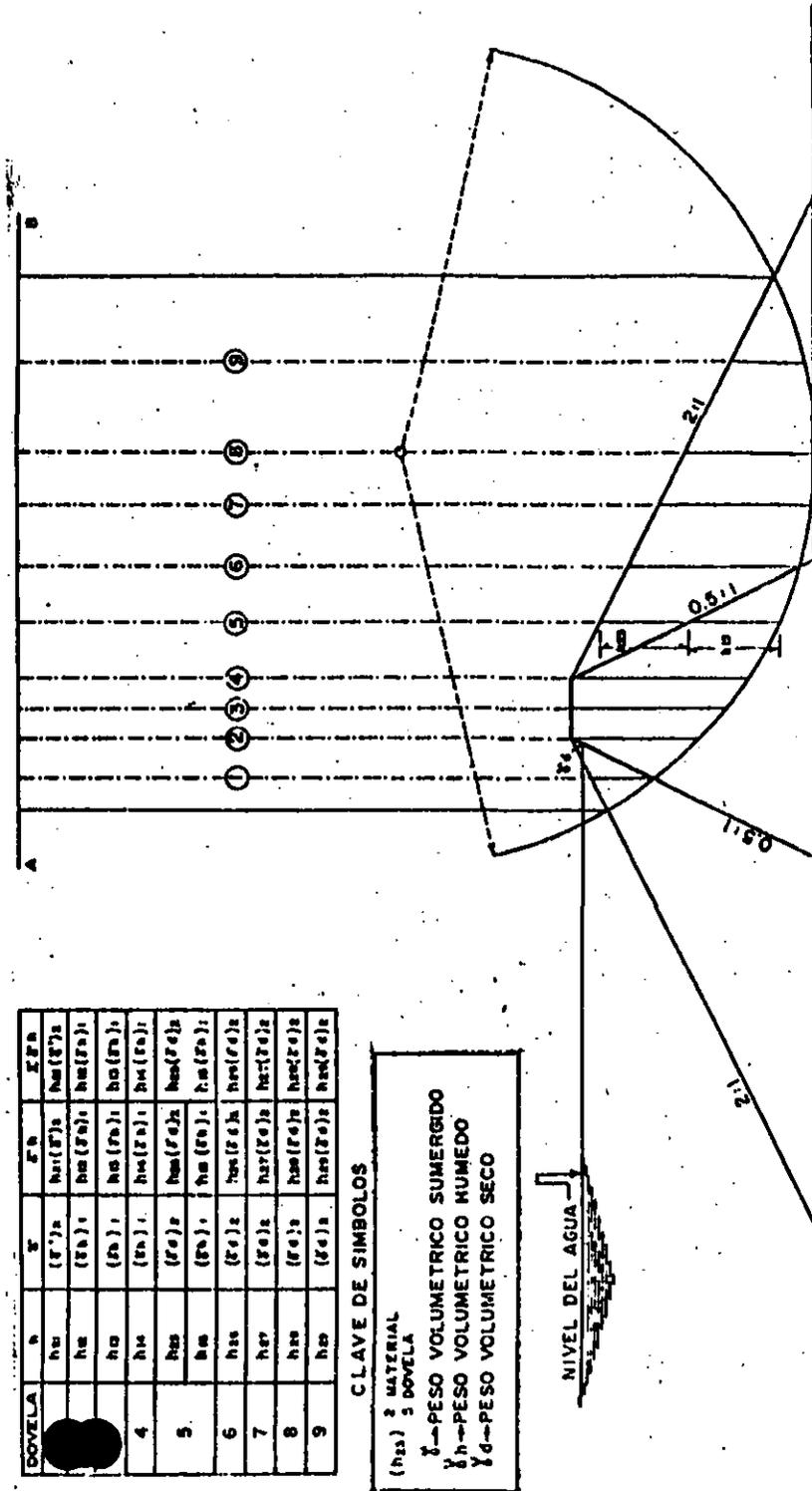
$$P.S. = \frac{\text{TAN } \theta \int_0^x \delta h \, \cos \alpha \, dx + c \, l}{\int_0^x \delta h \, \sin \alpha \, dx}$$

"Cada una de las integrales de esta ecuación puede representarse gráficamente por una área, la cual puede medirse mediante un planímetro, o bien puede calcularse por medio de incrementos finitos; es por esta causa que a este método gráfico se lo ha llamado "Método del Planímetro".

Para resolver gráfico la expresión anterior, se procede de la siguiente manera:

1) "Elíjase un número arbitrario de puntos a lo largo de la superficie de falla cuya vertical pase por los puntos de cambio de pendiente en el talud o por los puntos donde cambia el material. Por cada uno de los puntos elegidos - trázese una vertical que intercepte al talud y al círculo, prolongándola hasta interceptar a una línea horizontal AB, Figura V-3.1.2.2-2.

2) "A escala determínese la altura h de material comprendido entre el talud y el círculo de falla; para cada punto multiplíquese por el peso volumétrico, en la condición encontrada, seco, húmedo, saturado o sumergido, para obtener el valor  $\hat{h}$ . El valor  $\hat{h}$  podrá estar formado por varias partes -- cuando se interceptan diferentes materiales con distinto peso volumétrico. El valor final de  $\hat{h}$  será la suma de los valores individuales de cada uno



LINEA DE REFERENCIA AB

V-3-32

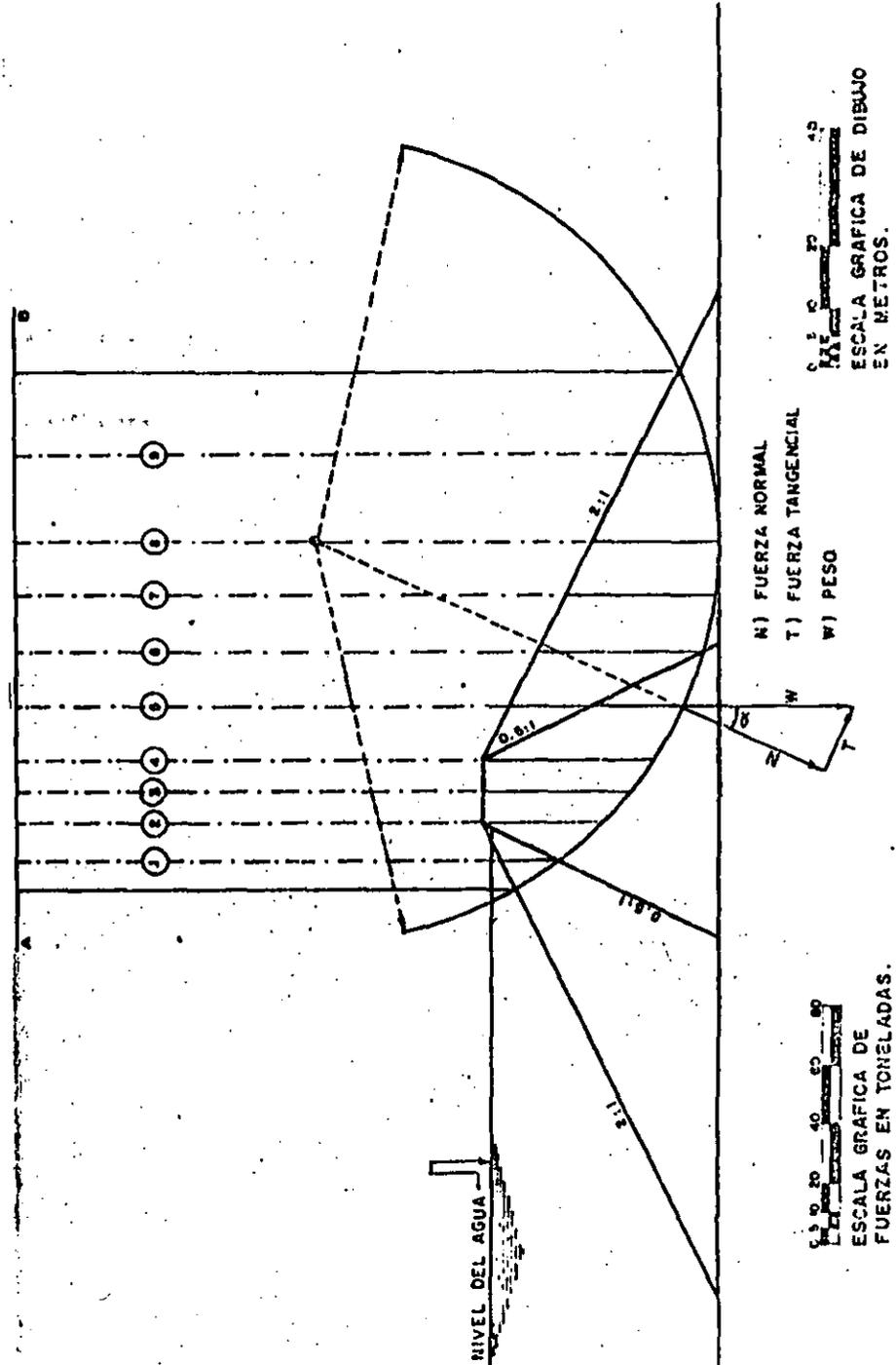
de los materiales interceptados en la línea vertical que pasa por el punto en cuestión. Llévose en cada punto del círculo, a una escala arbitrariamente elegida, el valor  $\delta h$  correspondiente y descompóngase cada uno de estos vectores en una componente normal y otra tangencial al círculo, utilizando como guía el radio del círculo".  
Figura V-3.2.2.2-3.

- 3) "Teniendo a escala los valores  $\delta h \cos \alpha$  y  $\delta h \sin \alpha$ , represéntese gráficamente y a la misma escala sobre la línea horizontal AB, en la proyección del punto correspondiente. Uniendo todos los puntos así obtenidos con una curva, se tendrán las integrales buscadas". Fig. V-3.1.2.2-4.

$$\int_0^x \delta h \cos \alpha \, dx \quad \text{e} \quad \int_0^x \delta h \sin \alpha \, dx.$$

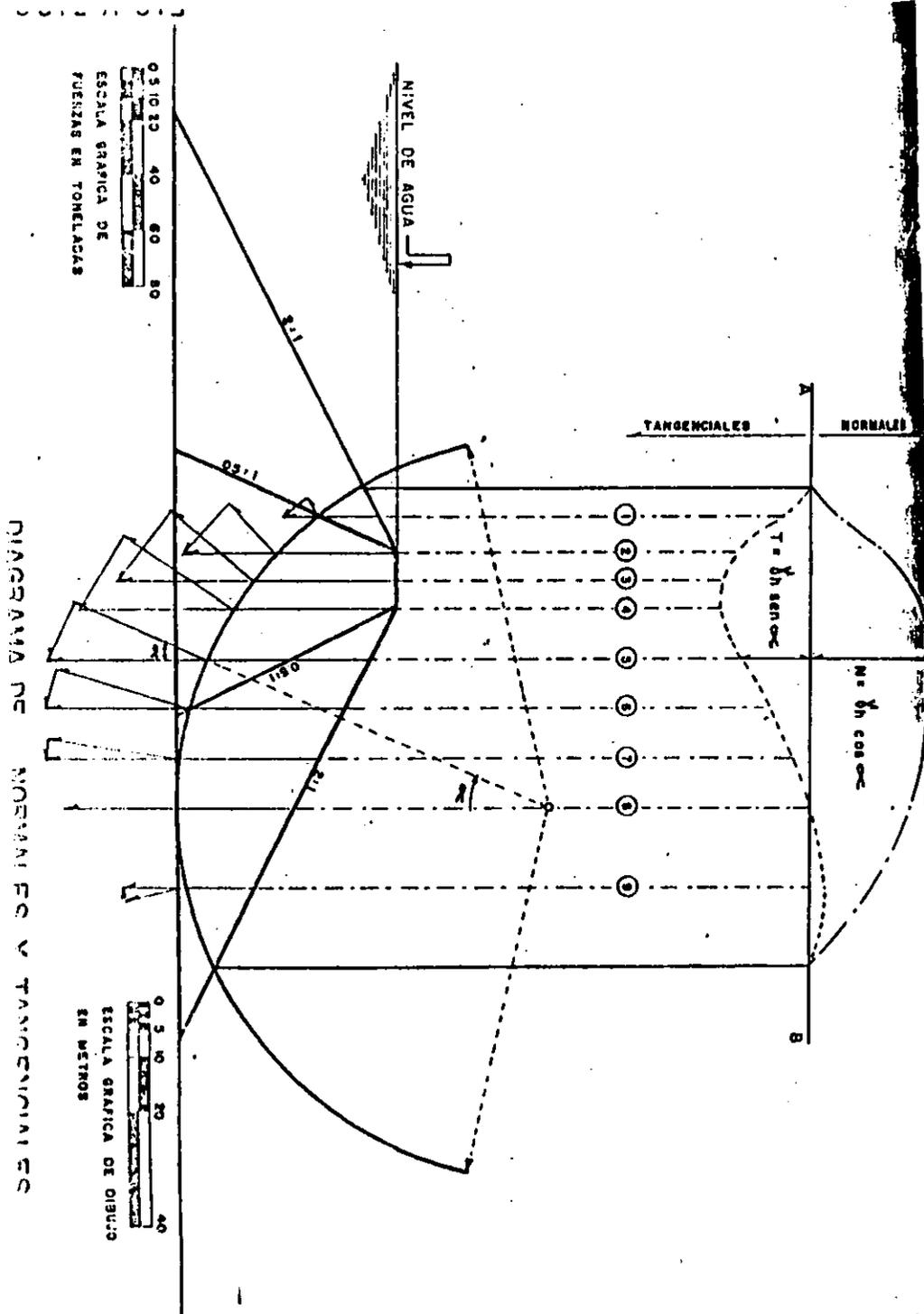
- 4) "Mídase con un planímetro, las áreas bajo cada curva y se obtendrán de esta manera los valores de las integrales".

- 5) "El término  $c_l$  es el producto de la cohesión por la longitud total del arco del círculo que pasa por material



DESCOMPOSICION  $\delta h$  EN NORMAL Y TANGENCIAL.

FIG. V 3.12.2-3



con  $C \neq 0$ ; la medición de la longitud  $L$ , se realiza también en forma gráfica.

- 6) Finalmente, sustituyendo los valores en la ecuación del factor de seguridad, según la condición analizada, se habrá concluido el problema.

La consideración de los efectos sísmicos, empleando este procedimiento, resulta de mayor facilidad que en el estándar, ya que el procedimiento es gráfico; esta consideración reduce las fuerzas normales  $N$ , e incrementa las tangenciales  $T$ , como se muestra en la Figura V-3.1.2.2-5.

La representación gráfica de las fuerzas, se hará con estos nuevos valores  $N$  y  $T$ , y se proseguirá con el análisis en la misma forma ya explicada anteriormente.

Como se mencionó en el procedimiento Estándar de Dovelas, el sismo actúa en el centro de gravedad de un cuerpo; pero ya que en nuestro caso nos interesa conocer el efecto de esta fuerza en la superficie de deslizamiento, la transportaremos a la base de la dovela considerada, mediante la aplicación de un par, cuya magnitud es

Cs Wd, observando, en la Fig. V-3.1.2.3-6 que se trata de un momento que se opone al deslizamiento. Este momento, a su vez, puede descomponerse en un par formado por una fuerza tangencial  $T_c$  al círculo de falla y otra fuerza igual que obre en el -- centro del círculo. Puesto que la fuerza tangencial  $T_c$  que actúa en la base de la dovela se opone al deslizamiento, deberá restarse de las tangenciales que actúan - a favor del mismo. (Ref. V-3-10).

### 3.1.2.3 Procedimiento que considera la Interac- - ción entre Dovelas.

El procedimiento está tomado de las Referencias (V-3-11 y V-3-12).

Se basa en el estandar de Dovelas; su diferencia fundamental es la de considerar el efecto de las fuerzas de interacción - entre las dovelas.

El problema se hace estáticamente determinado, suponiendo:

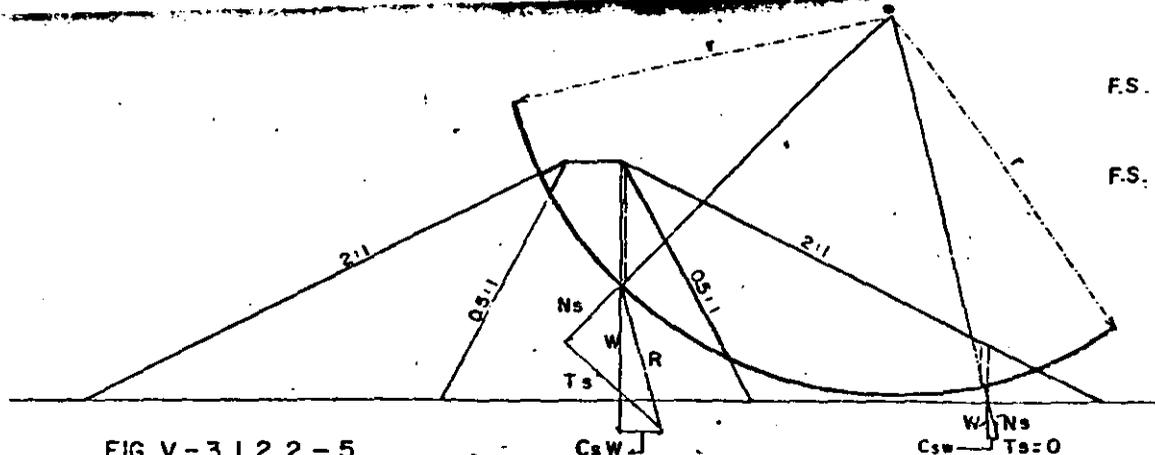
- 1) La dirección de las fuerzas de interacción que actúan en los lados de las dovelas, y

---

Ref. (V-3-10) Abraham Díaz Rodríguez. Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería, UNAM. Págs. 44 y 45. México, D.F.

Ref. (V-3-11) Earth and Earth-Rock Dams  
Edit. John Wiley and Sons, inc. 1963, New York E.U.A. pp. 346-350.

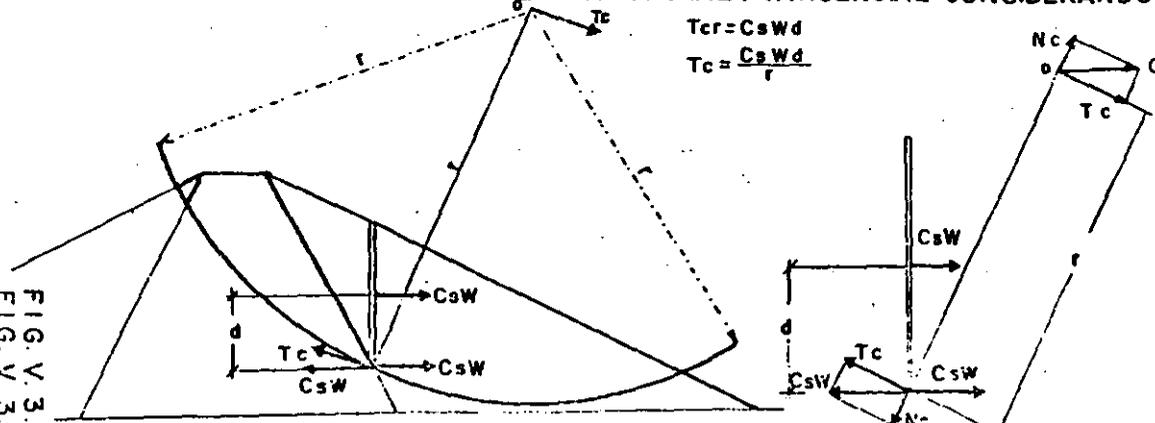
Ref. (V-3-12) John Lowe III.  
Stability Analysis of Embankments  
Journal of soil mechanics and foundation division, A.S.C.E. Vol 93 No. SM-4  
pp. 1-33 1967, E.U.A.



$$F.S. = \frac{\text{TAN. } d \int_0^{\theta} h \text{ COS } \alpha dx + CL}{\int_0^{\theta} h \text{ SEN } \alpha dx - \sum Tc}$$

$$F.S. = \frac{\sum (N \text{ TAN } \beta + CL_i)}{\sum (\pi - Tc_i)}$$

FIG. V-3.1.2.2-5  
CALCULO GRAFICO DE LAS FUERZAS NORMAL Y TANGENCIAL CONSIDERANDO EL EFECTO SISMICO



$$Tcr = CsWd$$

$$Tc = \frac{CsWd}{r}$$

CLAVE DE SIMBOLOS

W	PESO DE LA DOVELA
N	FUERZA NORMAL CONSIDERANDO LA ACCION SISMICA
T	FUERZA TANGENCIAL CONSIDERANDO LA ACCION SISMICA
CsW	FUERZA DEBIDA A LA ACCION SISMICA
R	COMPONENTE DE W y CsW
O	CENTRO DEL CIRCULO
r	RADIO DEL CIRCULO
d	DISTANCIA DE LA BASE DE LA DOVELA AL CENTRO DE LA MISMA
Nc	FUERZA NORMAL DE CsW
Tc	FUERZA TANGENCIAL DE CsW

FIG. V-3.1.2.2-6  
CORRECCION POR LA APLICACION DEL EFECTO SISMICO EN LA BASE DE LA DOVELA

FIG. V. 3.1.2.2-5  
FIG. V. 3.1.2.2-6

V-3-531

- 2) Que una proporción igual de resistencia al esfuerzo cortante, se desarrolla en la base de todas las dovelas; esta resistencia es igual a:

$$S_D = C_D + N \cdot \text{TAN } \theta_D$$

Donde:

$S_D$  - Resistencia al esfuerzo cortante desarrollada en la base de las dovelas. [F]

$$C_D = \frac{CL_i}{F.S.} \left[ \frac{F}{L^2} \right]$$

$$\text{TAN } \theta = \frac{\text{TAN } \theta}{F.S.}$$

$C$  y  $\theta$  - Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante.

$L_i$  - Longitud de la base de la dovela  $i$ . [L]

F.S. - Factor de Seguridad.

Al igual que en el método estandar de dovelas, se elige una superficie de falla; se divide en dovelas, no necesariamente del mismo ancho, pero procurando que en la base de cada dovela se tenga solamente un tipo de material. Fig. V-3.1.2.3-1.

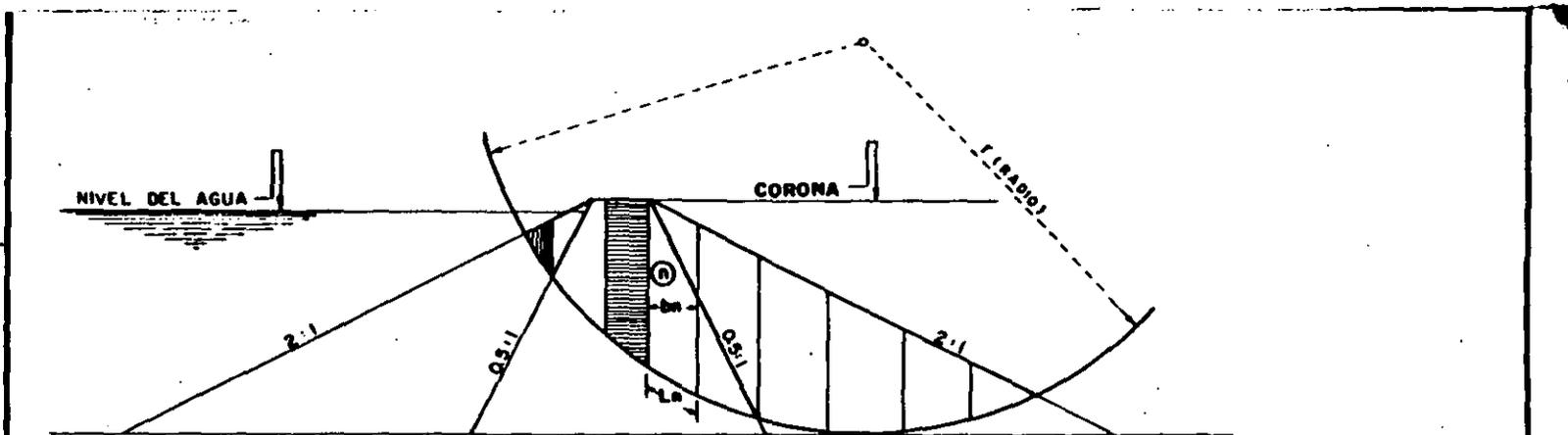


FIG. V-3. 1. 2. 3 - 1 DIVISION DE LA SUPERFICIE POTENCIAL DE FALLA EN DOVELAS

CLAVE DE SIMBOLOS

$\alpha$	DOVELA ENTERA
$b$	ANCHO DE LA DOVELA
$L$	LONGITUD DE LA BASE DE LA DOVELA
$U_D$	FUERZA DEBIDA AL AGUA EN LA CARA DERECHA DE LA DOVELA
$U_B$	FUERZA DEBIDA AL AGUA EN LA BASE DE LA DOVELA
$U_T$	FUERZA DEBIDA AL AGUA EN LA PARTE SUPERIOR DE LA DOVELA
$W$	PESO DE LA DOVELA
$E_I$	FUERZA DE INTERACCION EN LA CARA IZQ. DE LA DOVELA
$E_D$	FUERZA DE INTERACCION EN LA CARA DER. DE LA DOVELA
$P$	RESULTANTE DE LA NORMAL Y DE LAS FUERZAS RESISTENTES DESARROLLADAS EN LA BASE DE LA DOVELA

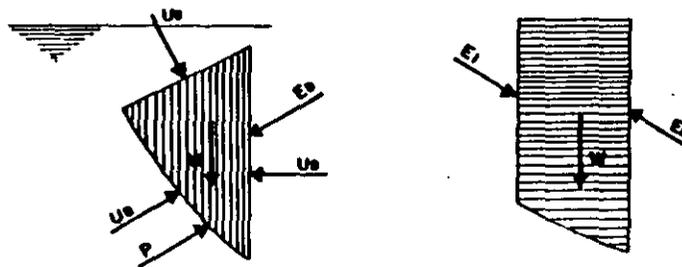


FIG. V-3. 1. 2. 3 - 2 FUERZAS TIPICAS EN UNA DOVELA

FIG. V. 3.1.2.3-1  
FIG. V. 3.1.2.3-2

V-3-35F

Las fuerzas típicas que actúan en una dovela, pueden observarse en la Figura V-3.1.2.3-2.

Para las condiciones sin flujo mostradas en esta figura, las fuerzas del agua resultan ser hidrostáticas; al igual que en el procedimiento estandar, para considerar este efecto, se toma en cuenta la condición de sumergencia a partir del nivel estático del agua hacia abajo.

Las fuerzas de interacción, tienen variaciones en dirección y magnitud de una dovela a otra, Figura V-3.1.2.3-3. Como se menciona en la (Ref. V-3-13); "La dirección de las dovelas, se considera comunmente como constante y paralela al promedio de la pendiente del talud exterior"; también dice: "algunos ingenieros consideran que la pendiente de la fuerza intergranular varía de una dovela a otra y es aproximadamente igual al promedio de las pendientes superior e inferior de la dovela".

Como puede apreciarse en la Figura V-3.1.2.3-3, en la dovela superior sólo existe -

---

Ref. (V-3-13) Earth and Earth-Rock Dams  
Edit. John Wiley and Sons, inc. 1963, New York E.U.A. pp. 346-350

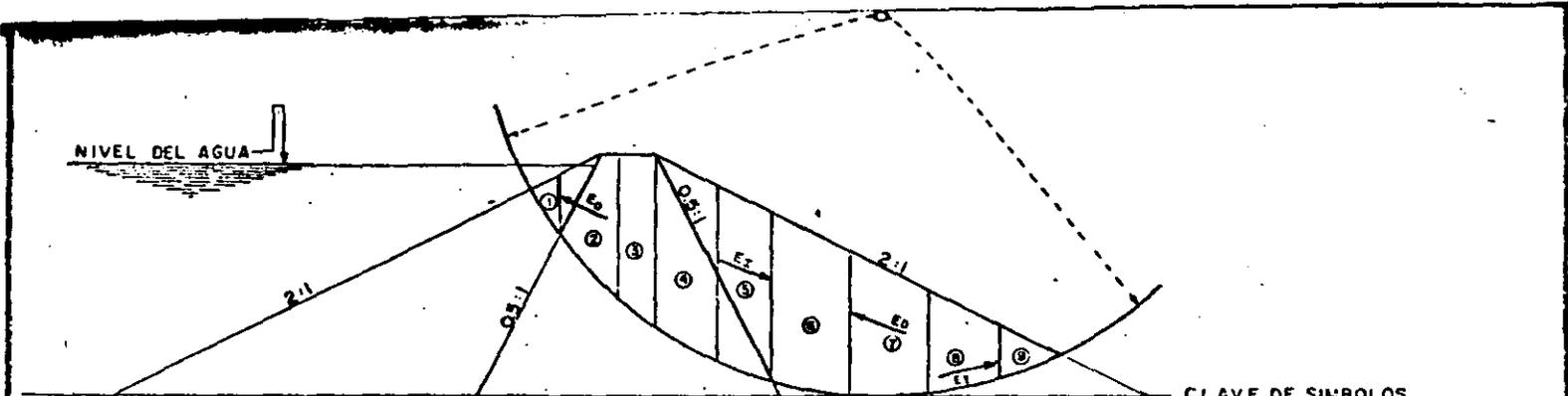


FIG.V-3.1.2.3-3 VARIACION DE LA DIRECCION DE LA FUERZA DE INTERACCION

CLAVE DE SIMBOLOS

$E_1$	FUERZA DE INTERACCION EN LA CARA IZQUIERDA DE LA DOVELA
$E_2$	FUERZA DE INTERACCION EN LA CARA DERECHA DE LA DOVELA
$N$	FUERZA NORMAL
$C_0$	FUERZA DE COHESION DESARROLLADA EN LA BASE DE LA DOVELA
$N \tan \phi_0$	FUERZA DE FRICCION DESARROLLADA EN LA BASE DE LA DOVELA
$P_1$	COMPONENTE DE $N$ Y $N \tan \phi_0$
$P$	RESULTANTE DE LAS FUERZAS $C_0, N$ Y $N \tan \phi_0$
$W$	PESO DE LA DOVELA
$S_0$	RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE
$S_0 = C_0 + N \tan \phi_0$	

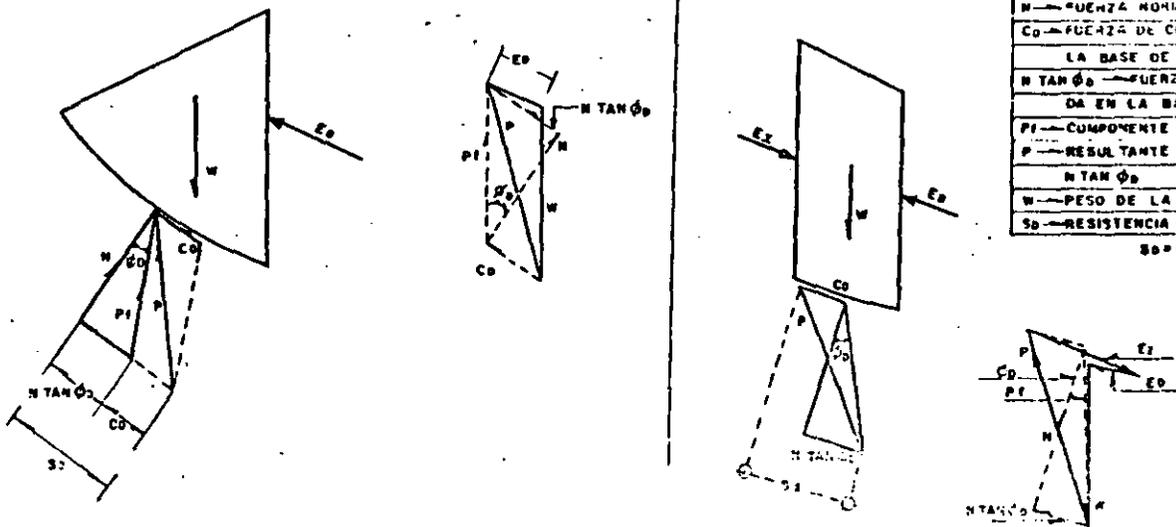


FIG.V-3.1.2.3-4

FIGV-3.1.2.3-4 POLIGONO DE FUERZAS PARA LA DOVELA SUPERIOR Y UNA INTERMEDIA

( 30 )

V-5-30-F

la fuerza de interacción  $E_D$  y en la dovela inferior la  $E_I$ ; de esto puede establecerse que la fuerza  $E_D$  tendrá un valor mayor en la dovela superior -- que en las dovelas subsecuentes hasta el punto medio; para dovelas inferiores a este punto, las fuerzas laterales  $E_I$ , serán usualmente mayores -- que las  $E_D$ .

Dicho en otros términos, las fuerzas motoras de las dovelas superiores de la masa en estudio, son parcialmente resistidas por la resistencia al esfuerzo cortante que se desarrolla en la base de las dovelas; el resto de la resistencia, lo proporciona la porción inferior de la masa deslizante; esta resistencia es transmitida de las dovelas inferiores a las superiores por -- las fuerzas de interacción en las caras de las dovelas.

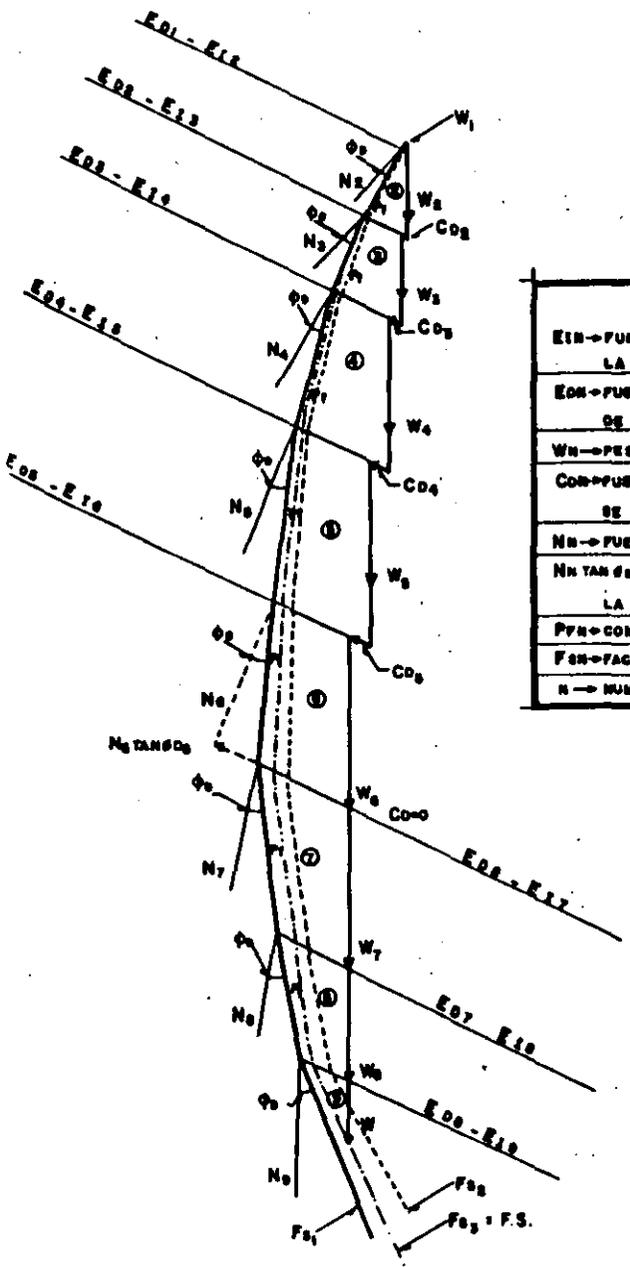
Se pueden estimar razonablemente las fuerzas laterales en las dovelas por un procedimiento gráfico de tanteos; el polígono de fuerzas para la dovela superior y una intermedia, se muestra

en la figura V-3.1.2.3-4.

El procedimiento para dibujar el polígono de fuerzas, para todas las dovelas de la masa -- en estudio, se describe a continuación y queda ilustrado por la Figura V-3.1.2.3-5.

Empezando con la dovela del extremo superior existe únicamente una fuerza lateral  $E_D$  de la que se supondrá su dirección como se indicó anteriormente. Se trazará esta dirección para ir formando el polígono; se calcula el peso  $W$ , la fuerza de cohesión  $C_D$ , si existe, y con una escala adecuada se trazan estos valores uno a continuación del otro, haciendo pasar la línea que indica la dirección de la fuerza lateral  $E_D$  por el comienzo del polígono. Posteriormente, se calcula la dirección de la fuerza  $P_f$ , proporcionada por la normal  $N$  y el ángulo  $\theta_D$ ; para cerrar el polígono de fuerzas de esta primera dovela, se prolongan las direcciones de las fuerzas  $P_f$  y  $E_D$  hasta interceptarse, quedando de esta manera definidas en magnitud dirección y sentido. La fuerza  $E_D$  para la dovela del extremo superior, determina en magnitud, dirección y sentido la fuerza  $E_I$  para la segunda dovela, ya que  $E_I$  es la reacción de  $E_D$ .

Cuando se alcanza la última dovela, la fuerza  $E_I$  ha sido determinada en la dovela anterior; si el factor de seguridad supuesto es el correcto, el polígono de fuerzas para la dovela final cerrará perfectamente empleando esta  $E_I$ .



CLAVE DE SIMBOLOS

E1N	→ FUERZA DE INTERACCION EN LA CARA IZQUIERDA DE LA DOVELA N
E1D	→ FUERZA DE INTERACCION EN LA CARA DERECHA DE LA DOVELA N
W <sub>N</sub>	→ PESO DE LA DOVELA N
C <sub>0</sub>	→ FUERZA DE COHESION DESARROLLADA EN LA BASE DE LA DOVELA N
N <sub>N</sub>	→ FUERZA NORMAL DE LA DOVELA N
N <sub>N</sub> TANφ <sub>0</sub>	→ FUERZA DE FRICCION DESARROLLADA EN LA BASE DE LA DOVELA N
P <sub>YN</sub>	→ COMPONENTE DE N Y N <sub>N</sub> TANφ <sub>0</sub>
F <sub>0</sub>	→ FACTOR DE SEGURIDAD OBTENIDO EN EL TANTEO N
N	→ NUMERO DE DOVELA

EL FACTOR DE SEGURIDAD QUEDA DEFINIDO POR EL CIERRE DEL POLIGONO.

POLIGONO DE FUERZAS PARA TODAS LAS DOVELAS Y CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

Si el poligono no cierra, situación común en estos casos, se selecciona otro factor de seguridad y se hace otro tanteo hasta que se alcanza, de esta manera, el cierre del poligono en la última dovela.

La estimación del factor de seguridad, podrá hacerse, aplicando una triada de factores de seguridad y evaluándolo por interpolación, como se muestra en la Figura V-3.1.2.3-5.

El efecto producido por un sismo, puede introducirse de la misma forma que en el procedimiento de las dovelas diferenciales.

Para considerar, si es el caso, el efecto de la presión hidrostática actuante en el talud del corazón impermeable, en las dovelas en las que actúa, se determinará esta fuerza, como se indica en la Figura V-3.1.2.3-6.

En la Figura V-3.1.2.3-7, se ha construido un poligono de fuerzas, haciendo intervenir las provocadas por sismo y presión hidrostática, además de las mostradas en la Figura V-3.1.2.3-5.

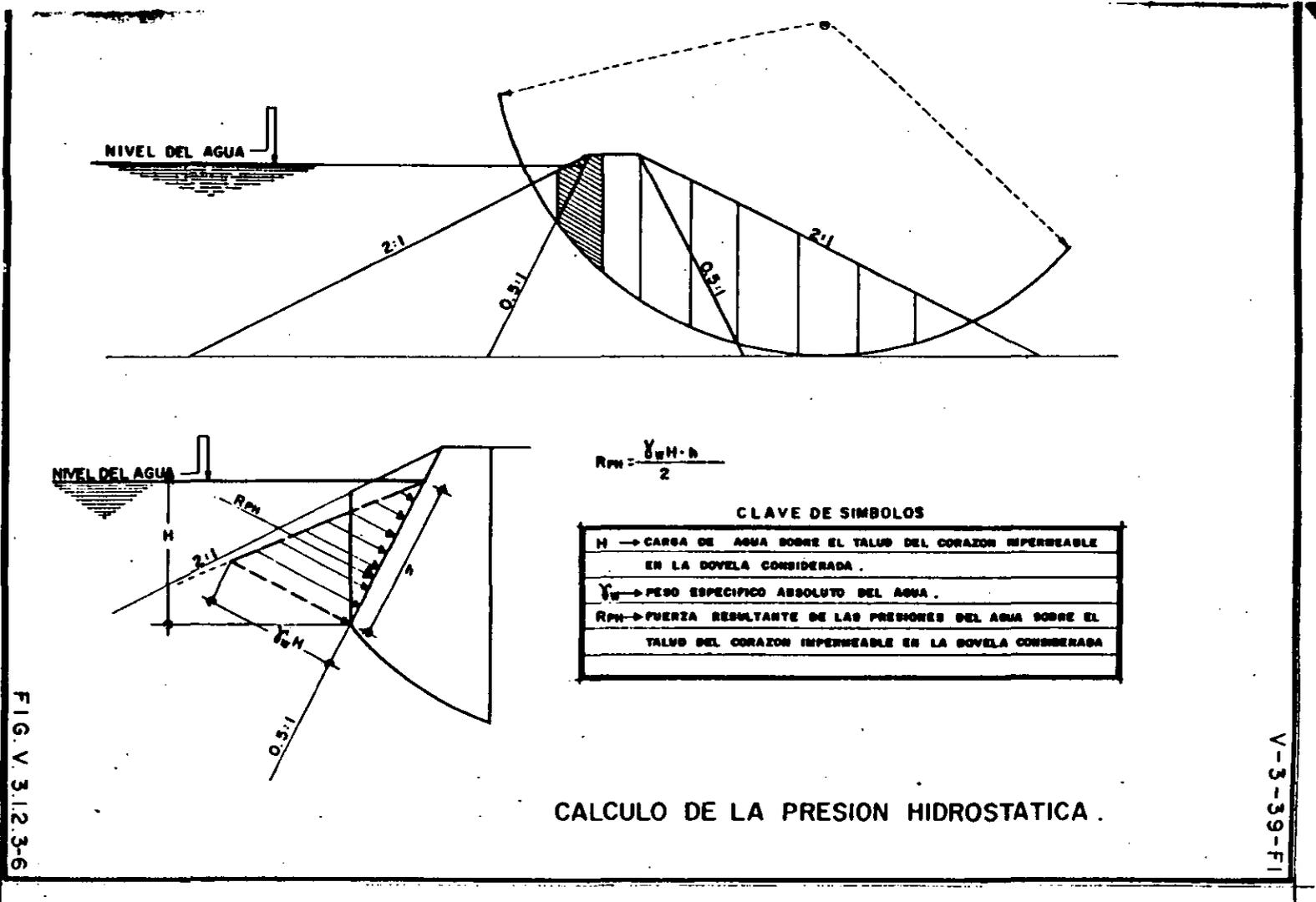
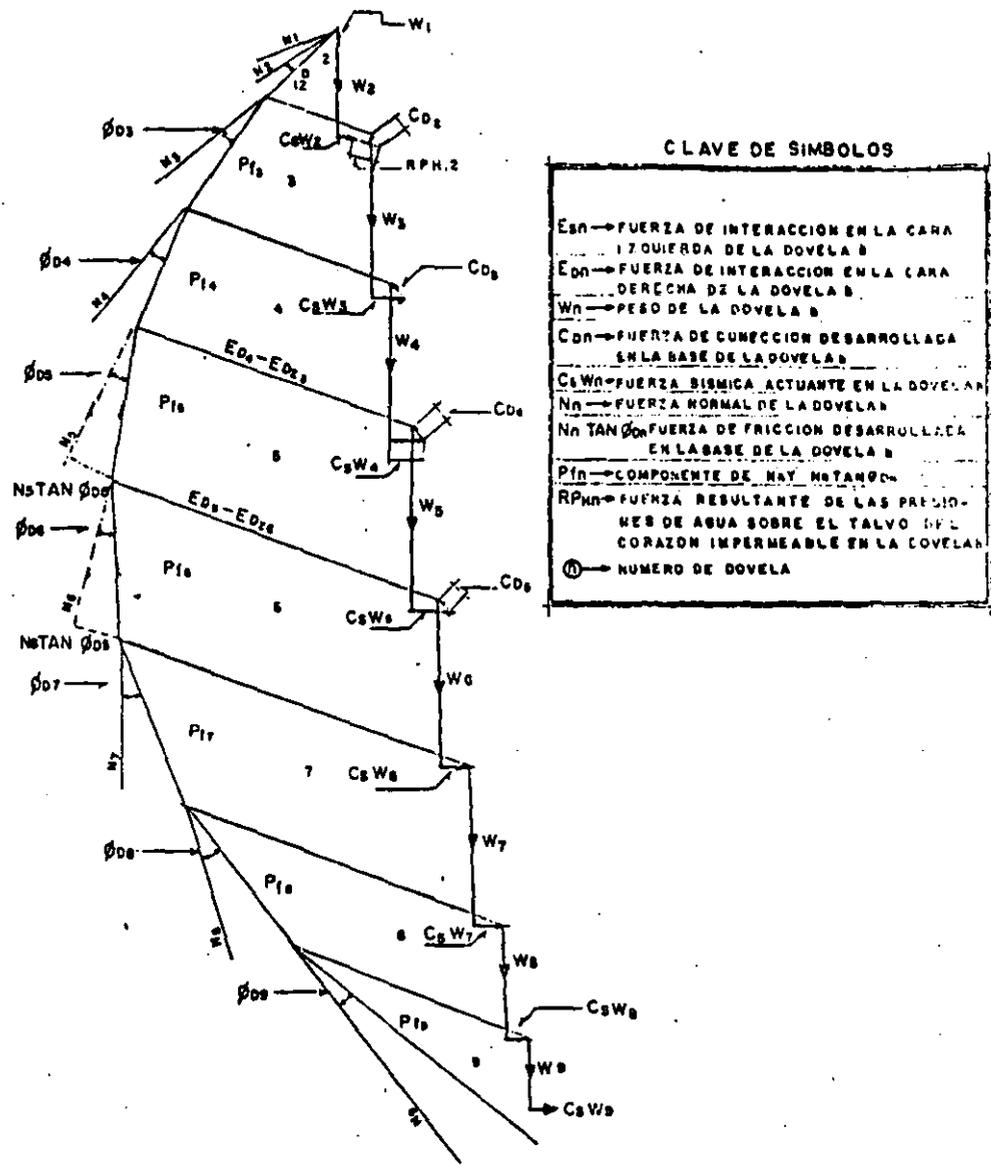


FIG. V. 3.1.2.3-6

V-3-39-FI

CALCULO DE LA PRESION HIDROSTATICA.



CLAVE DE SIMBOLOS

$E_{1n}$	→ FUERZA DE INTERACCION EN LA CARA IZQUIERDA DE LA DOVELA 1
$E_{2n}$	→ FUERZA DE INTERACCION EN LA CARA DERECHA DE LA DOVELA 1
$W_n$	→ PESO DE LA DOVELA n
$C_{dn}$	→ FUERZA DE CONEXION DESARROLLADA EN LA BASE DE LA DOVELA n
$C_s W_n$	→ FUERZA SISMICA ACTUANTE EN LA DOVELA n
$N_n$	→ FUERZA NORMAL DE LA DOVELA n
$N_n \tan \phi_{0n}$	→ FUERZA DE FRICCION DESARROLLADA EN LA BASE DE LA DOVELA n
$P_{1n}$	→ COMPONENTE DE HAY $N_n \tan \phi_{0n}$
$RPH_n$	→ FUERZA RESULTANTE DE LAS PRESIONES DE AGUA SOBRE EL TALVO DEL CORAZON IMPERMEABLE EN LA DOVELA n
(n)	→ NUMERO DE DOVELA

POLIGONO DE FUERZAS CONSIDERANDO PRESION HIDROSTATICA Y SISMO

FIG. V. 3.12.3-7

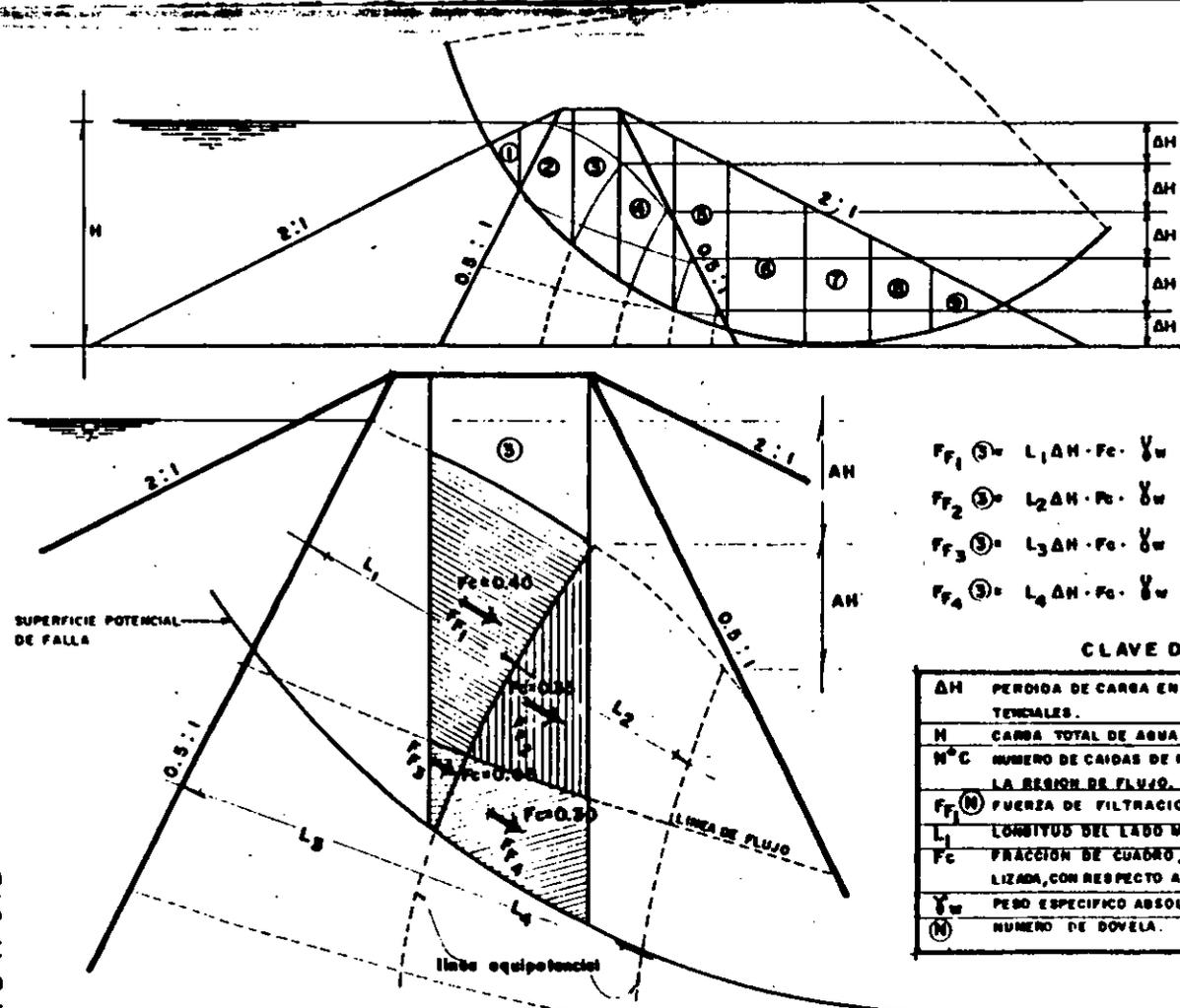
En el caso de tener que considerar las fuerzas de filtración, se procederá en forma semejante al procedimiento estándar; ya que el análisis se efectúa por dovela, entonces se evaluará la fuerza de filtración por dovela, como se muestra en la Figura V-3.1.2.3-8; en este caso, la red de flujo corresponde a -- presa llena.

Un polígono de fuerzas considerando el análisis con flujo establecido se muestra en la Figura V-3.1.2.3-9.

#### 3.1.2.4 Procedimiento Tridimensional.

En los análisis de estabilidad comunes, se toma al problema como bidimensional, es decir, la longitud de la masa deslizante se considera tan grande, que los efectos en la zona en que la presa se une a los empotramientos, se consideran despreciables.

En realidad, la masa potencialmente - deslizante tiene una longitud definida, y las fuerzas producidas por efecto de los empotramientos, aumentan la resistencia contra el deslizamiento. Resulta conservador el ignorar estos efectos, que para presas de gran - - - -



$$\Delta H = \frac{H}{N^{\circ}C}$$

**NOTA:**

LA DIRECCION DE LAS FUERZAS, DE FILTRACION ES LA MISMA QUE LA DE CORRIENTE; EL PUNTO DE APLICACION ESTA EN EL CENTROIDE DE LA TRACCION DE CUADRO ANALIZADA.

- $F_{F1} \textcircled{N} = L_1 \Delta H \cdot F_c \cdot \gamma_w$
- $F_{F2} \textcircled{N} = L_2 \Delta H \cdot F_c \cdot \gamma_w$
- $F_{F3} \textcircled{N} = L_3 \Delta H \cdot F_c \cdot \gamma_w$
- $F_{F4} \textcircled{N} = L_4 \Delta H \cdot F_c \cdot \gamma_w$

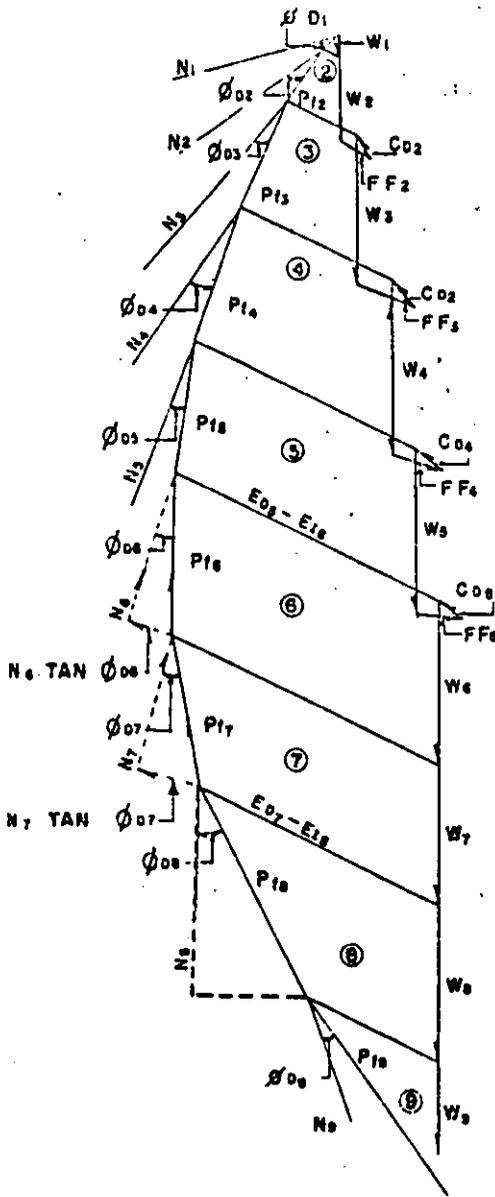
**CLAVE DE SIMBOLOS**

$\Delta H$	PERDIDA DE CARGA ENTRE CADA PAR DE LINEAS EQUIPOTENCIALES.
H	CARGA TOTAL DE AGUA.
$N^{\circ}C$	NUMERO DE CAIDAS DE POTENCIAL EN QUE SE HA DIVIDIDO LA REGION DE FLUJO.
$F_{F_i} \textcircled{N}$	FUERZA DE FILTRACION I QUE ACTUA EN LA DOVELA N.
$L_i$	LONGITUD DEL LADO MEDIO DEL CUADRO I.
$F_c$	FRACCION DE CUADRO, COMPRENDIDA EN LA DOVELA ANALIZADA, CON RESPECTO AL AREA TOTAL DEL CUADRO.
$\gamma_w$	PESO ESPECIFICO ABSOLUTO DEL AGUA.
$\textcircled{N}$	NUMERO DE DOVELA.

**EVALUACION DE LAS FUERZAS DE FILTRACION POR DOVELA.**

FIG. V. 3.1.2.3-8

V-3-40FI



CLAVE DE SIMBOLOS

$E_{i2}$	FUERZA DE INTERACCION EN LA CARA IZQUIERDA DE LA DOVELA $n$
$E_{0n}$	FUERZA DE INTERACCION EN LA CARA DERECHA DE LA DOVELA $n$
$W_n$	PESO DE LA DOVELA $n$
$FF_n$	RESULTANTE DE LAS FUERZAS DE FILTRACION ACTUANTES EN LA DOVELA $n$
$Co_n$	FUERZA DE COHESION DESARROLLADA EN LA BASE DE LA DOVELA $n$
$N_n$	FUERZA NORMAL DE LA DOVELA $n$
$N_n \tan \phi_{0n}$	FUERZA DE FRICCION DESARROLLADA EN LA BASE DE LA DOVELA $n$
$P_{i2}$	COMPONENTE DE $N_n$ Y $N_n \tan \phi_{0n}$
$n$	NUMERO DE DOVELA

POLIGONO DE FUERZAS CONSIDERANDO FUERZAS DE FILTRACION

FIG. V. 3.1.23-9

longitud en comparación con su altura; sin embargo, para presas altas en boquillas estrechas, es descabable estimar la influencia de los empotramientos en el cálculo del factor de seguridad.

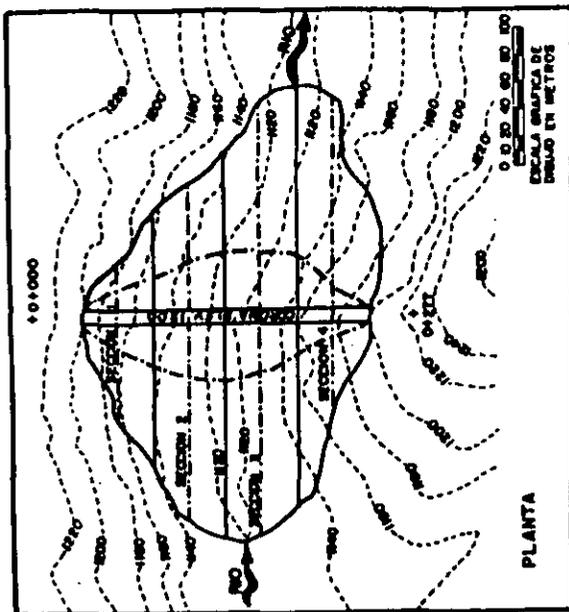
Este problema es importante para presas de gran altura, dado que a menudo son construídas en boquillas relativamente angostas, con empotramientos escarpados, casi verticales, en donde la longitud de la corona es considerablemente corta en relación con la distancia entre los pies de los taludes de aguas arriba y aguas abajo.

En resúmen, un análisis tridimensional es conveniente efectuarlo cuando los empotramientos de la presa tengan un talud 1:1 o de mayor pendiente y que la boquilla sea estrecha.

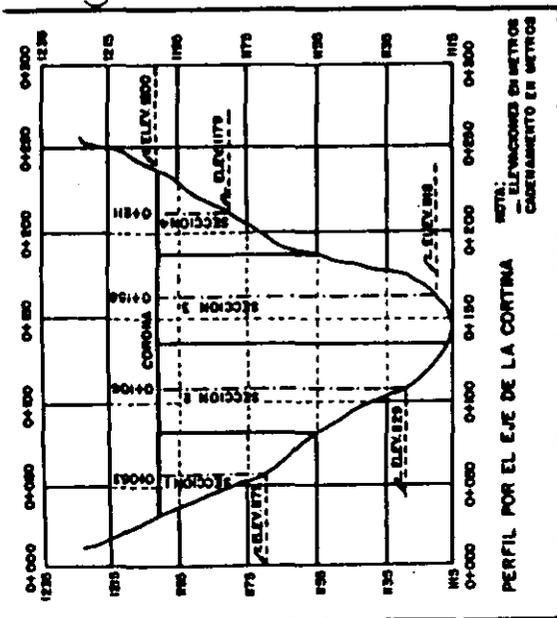
El efecto tridimensional puede ser calculado aproximadamente con el mismo grado de confiabilidad, que en los de análisis ordinarios bidimensionales. El procedimiento, Ref. (V-3-14) es el siguiente, Figura V-3.1.2.4-1:

---

Ref. (V-3-14) Earth and Earth-Rock Dams.  
Edit. John Wiley and Sons, Inc.  
1963, New York, E.U.A.



PROCEDIMIENTO PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD TRIDIMENSIONAL



$$F.S. = \frac{\sum C + \sum W \tan \phi}{\sum T}$$

- 1) Divídase la longitud de la presa - en varias partes, de 3 a 5, de - - igual longitud por medio de planos verticales perpendiculares al eje longitudinal de la presa.
- 2) Analice la estabilidad de la sección transversal promedio, de cada parte, como si se tratara de un -- análisis bidimensional y encuentre, para cada una, la superficie crítica de deslizamiento y calcule las sumas de las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes.
- 3) Considere que la superficie crítica, obtenida por el análisis bidimensional, queda contenida en la - superficie crítica tridimensional.
- 4) Encuentre el factor de seguridad, relacionando la suma de las fuerzas resistentes  $F_R$  y la suma de -- las fuerzas actuantes  $F_A$  de todos los círculos críticos de cada parte en la que se dividió la presa.
- 5) El factor de seguridad buscado, será:

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^n F_R}{\sum_{i=1}^n F_A}$$

FIG. V 3.124-1

Donde:

n - Número de partes en las  
que se divide la presa.

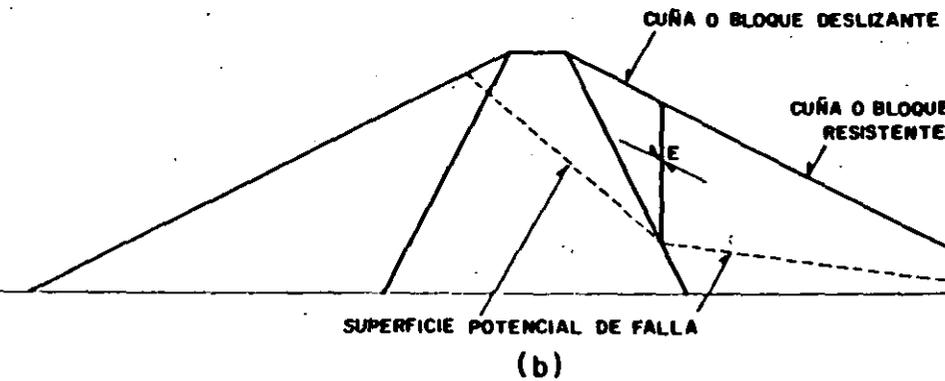
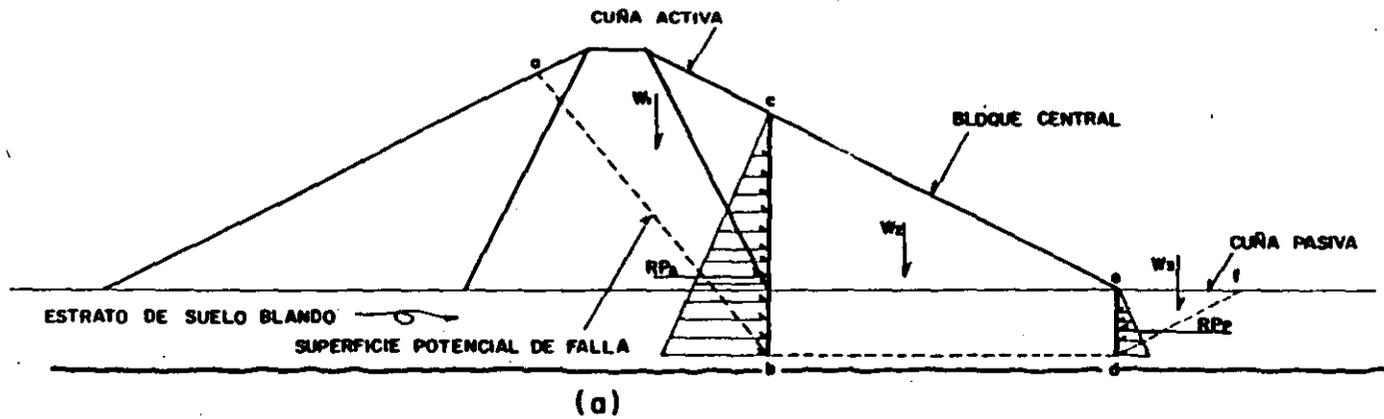
El resultado de este cálculo da esencialmente un promedio ponderado de la estabilidad de varias secciones de una presa. Frecuentemente, el factor de seguridad calculado de esta manera es 25 a 50% mayor que el obtenido por el procedimiento bidimensional.

### 3.1.3 Método de la cuña.

En este método, la masa potencialmente deslizable, se divide en dos o tres secciones o bloques; el bloque o cuña superior es llamada cuña activa, el central recibe el nombre de bloque o cuña deslizante y por último, la cuña inferior es llamada resistente o pasiva.

El método de la cuña es comúnmente usado en circunstancias en las que, la superficie potencial de falla se aproxima a una serie de planos; dos casos frecuentes de análisis por este método se muestran en la Figura V-3.1.3-1.

El primer caso muestra cuando una estructura está desplantada en un estrato de suelo blando.



CLAVE DE SIMBOLOS

$W_n$	→	PESO DE LA CUÑA n
$RP_a$	→	FUERZA RESULTANTE DE LAS PRESIONES ACTIVAS (EMPUJE ACTIVO)
$RP_p$	→	FUERZA RESULTANTE DE LAS PRESIONES PASIVAS (EMPUJE PASIVO)
$E$	→	FUERZA DE INTERACCION ENTRE CUÑAS

FIG. V 3.13-1(a)  
3.13-1(b)

CASOS FRECUENTES DE ANALISIS POR EL METODO DE LA CUÑA .

V-3-43 F

El segundo ejemplo muestra cuando una estructura se apoya en una cimentación dura, en la que no puede desarrollarse una falla.

El procedimiento para evaluar el factor de seguridad es el mismo que el empleado en el método de dovelas con fuerzas laterales; la única diferencia, es que existen dos o tres bloques en lugar de un número grande de dovelas.

Para los dos casos mostrados en la Figura V-3.1.3-1, podrá procederse de la siguiente manera:

Se calcularán las fuerzas de peso, presión hidrostática, de cohesión, sismo y las debidas a flujo de agua, dependiendo de la condición que se esté analizando, así como la dirección del empuje entre cuñas. En la Figura V-3.1.3-2, se muestra un polígono de fuerzas donde se hacen intervenir las anteriormente mencionadas y la evaluación del factor de seguridad.

Resultados similares pueden obtenerse por el método de dovelas, considerando las fuerzas de interacción y por el método de la cuña, si la superficie potencial de falla tiene aproximadamente la misma longitud en cada uno de los materiales encontrados, Ref. (V-3-15).

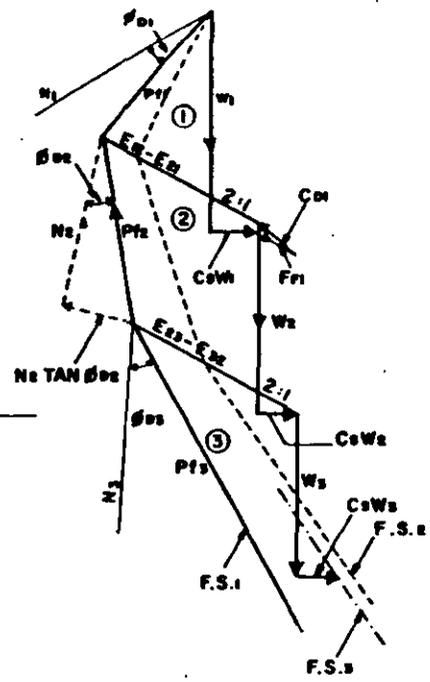
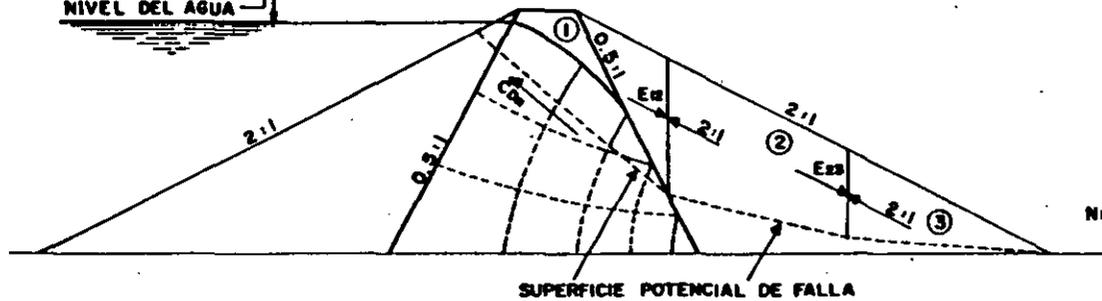
Otro método que puede aplicarse para evaluar el factor de seguridad del problema planteado en la parte A de la Figura V-3.1.3-1, se describe a continuación, Ref. (V-3.16).

---

Ref. (V-3-15) John Lowe III. Stability Analysis of Embankments. JSMF. ASCE  
Vol. 93 No. SM-4, 1967, E.U.A.

Ref. (V-3-16) Earth and Earth-Rock Dams.  
Edit. John Wiley and Sons, Inc.  
1963, New York, E.U.A.

NIVEL DEL AGUA



CLAVE DE SIMBOLOS

$E$	→ FUERZA DE INTERACCION ENTRE CUÑAS
$W_n$	→ PESO DE LA CUÑA n
$F_{fn}$	→ RESULTANTE DE LAS FUERZAS DE FILTRACION ACTUANTES EN LA CUÑA n
$C_{0n}$	→ FUERZA DE COHESION DESARROLLADA EN LA BASE DE LA CUÑA n
$N_n$	→ FUERZA NORMAL DE LA CUÑA n
$N_n \tan \beta_{0n}$	→ FUERZA DE FRICCION DESARROLLADA EN LA BASE DE LA CUÑA n
$P_{fn}$	→ COMPONENTE DE $N_n$ Y $N_n \tan \beta_{0n}$
$C_s W_n$	→ FUERZA SISMICA ACTUANTE EN LA CUÑA n
①	→ NUMERO DE CUÑA
$F.S._n$	→ FACTOR DE SEGURIDAD OBTENIDO EN EL TANTEO n

POLIGONO DE FUERZAS PARA EL METODO DE LA CUÑA.

( 43 )

FIG.V.3.1.3-2

V-3-44-F

- 1|| Se considera que ha ocurrido un movimiento horizontal, suficiente para colocar a las cuñas activa y pasiva en estado incipiente de falla.
  
- 2|| Se considera que las fuerzas en los planos verticales, bc y de, de la Figura V-3.1.3-1 son horizontales, y se calcula la fuerza activa sobre el plano bc ( $P_A$ ) y la fuerza pasiva sobre el plano de ( $P_p$ ); estas fuerzas representan las resultantes de las presiones activas y pasivas respectivamente, y pueden ser calculadas fácilmente, empleando para ello la teoría de Rankine, Ref. -- (V-3-17) de presión de tierras.
  
- 3|| Se define el factor de seguridad, bajo estas condiciones, para el bloque central o deslizante:
  - a|| La fuerza  $P_1$  que desequilibra el sistema y que actúa en el bloque central, es igual a la diferencia entre la fuerza activa,  $P_A$ , generada por la cuña actuante y la fuerza pasiva,  $P_p$ , generada por la cuña resistente:

$$P_1 = P_A - P_p$$

V-3-46

- b) La fuerza disponible para resistir el movimiento del bloque central es:

$$P_2 = C_{bd} + (W_2 - U_{bd}) \text{TAN } \phi$$

Donde:

$C_{bd}$  - Fuerza de cohesión en la superficie  $bd$  [F]

$W_2$  - Peso del bloque deslizando [F]

$U_{bd}$  - Fuerza periférica o de contorno, producida por el agua existente en el estrato de suelo blando. [F]

- c) El factor de seguridad es entonces:

$$F.S. = \frac{P_2}{P_1}$$

#### 3.1.4 Factor de Seguridad.

Generalmente se define al factor de seguridad como el cociente que resulta de dividir la resistencia al esfuerzo cortante entre el esfuerzo cortante motor.

Según menciona Lowe, Ref. (V-3-18), "los métodos de análisis de estabilidad, tales como el

---

Ref. (V-3-18) John Lowe III. Estability Analysis of Enbankments.  
Journal of Soil Mechanics and Foundations Division  
A.S.C.E. Vol. 93 No. -SM-4, 1967, E.U.A.

método de dovelas con fuerzas laterales, proporcionan con suficiente aproximación los esfuerzos cortantes y las fuerzas motoras. La primera incertidumbre se encuentra en la selección y determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Considerar el factor de seguridad como el número por el cual los esfuerzos cortantes deben ser multiplicados, para que estos sean mayores que la resistencia al esfuerzo cortante adoptada para el análisis, es irreal, ya que los esfuerzos cortantes no se incrementan de tal manera".

Sin embargo, Arthur Casagrande, Ref. (V-3-19), dice: "deseo hacer hincapié en que, desde el punto de vista del valor de los resultados, no importa cual procedimiento se use para hacer el análisis de estabilidad. Todos los procedimientos son de mecánica simple, y sus resultados sólo difieren en un pequeño porcentaje. En consecuencia, no vale la pena discutir sobre cual procedimiento es el más preciso. La exactitud de un cálculo de estabilidad no depende de los detalles del procedimiento que se siga para analizar el equilibrio de un sistema de fuerzas, sino de la correcta evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante, hecha sobre la base de un estudio adecuado. A menos que el diseñador sepa claramente cómo se determinaron las características de resistencia, y

---

Ref. (V-3-19) Arthur Casagrande  
 Notas sobre el diseño de presas de tierra.  
 Contribuciones de la Mecánica de Suelos al Diseño y Construcción  
 de Presas de Tierra. S.R.H. 1956, México, D.F. pág. 37

cómo éstas pueden cambiar con el tiempo, sus cálculos servirán solamente para crearle una confianza injustificada en los resultados que obtenga".

Los valores del factor de seguridad, adoptados por la S.A.R.H., empleando el método de las do velas diferenciales, pueden observarse en la Fig. V-3.1.4-1.

### 3.1.5 Presentación de los Resultados.

Con objeto de uniformar la presentación de los resultados obtenidos, en un análisis de estabilidad realizado, será necesario incluir en el informe correspondiente, los siguientes datos:

- Una descripción breve del objeto y localización de la estructura térrea que se esté -- analizando.
- Una descripción geológica de las formaciones encontradas en el sitio donde se localizará la estructura; si las formaciones encontradas son suelos, deberán incluirse los datos relativos a su estratigrafía, pruebas de campo, tales como la resistencia a la penetración estandar o el cono eléctrico, e inclusive las propiedades mecánicas de estos depósitos; todos estos datos obtenidos

## TABLA DE FACTORES DE SEGURIDAD ADOPTADOS POR LA S.A.R.H.

TALUD DE AGUAS ARRIBAFACTORES DE SEGURIDAD

## Condiciones:

Iniciales	$k > 10^{-6}$	agua al nivel toma	1.10
	$k < 10^{-6}$	" " " "	1.20
		llenado rápido	1.50
		llenado lento (sólo para $k < 10^{-7}$ )	1.40 *
		Temblor con agua al nivel de la toma $k > 10^{-6}$	1.00
		Agua al nivel de la toma $k < 10^{-6}$	1.10
Finales:		Vaciado rápido (sólo para almacenamiento prolongado).	1.25 *
		Llenado lento	1.45 *
		Temblor con agua al nivel de la toma.	1.25

TALUD AGUAS ABAJO.

## Condiciones:

Iniciales	$k > 10^{-6}$	agua al nivel toma	1.25
	$k < 10^{-6}$	" " " "	1.35
		Temblor y llenado rápido (sólo para $k < 10^{-6}$ )	1.15
Finales		Llenado lento	1.45 *
		Temblor con llenado lento	1.30 *

FIG. V-3.1.4-1

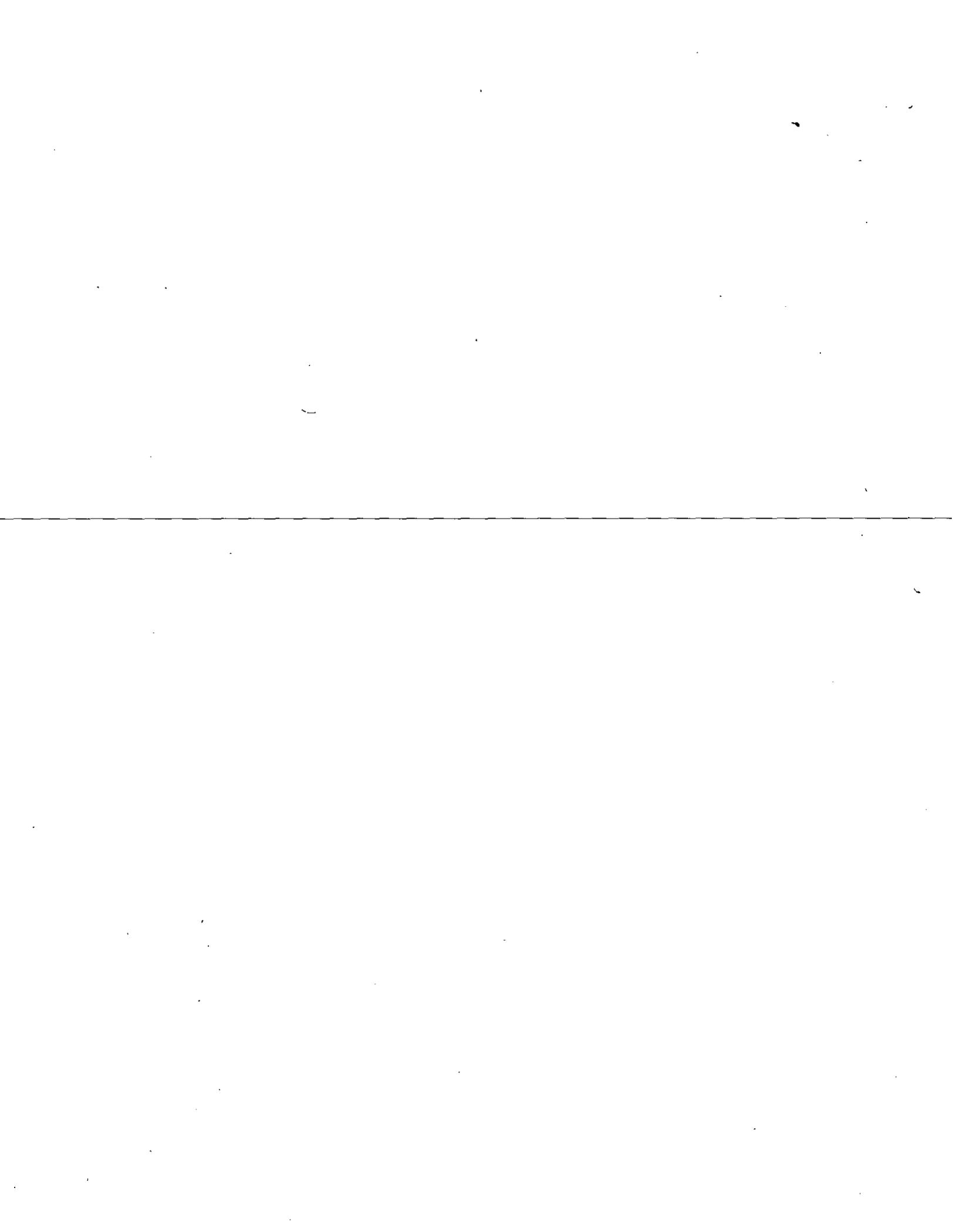
NOTA: Cuando el corazón impermeable quede entre taludes menores de 0.5:1 se considerará dentro de la condición  $k > 10^{-6}$ .

\*\*\*\*\*

FACTOR DE SEGURIDAD PARA CUALQUIER OTRO METODO DE ANALISIS. 1.50

- Deben considerarse las fuerzas de filtración.

FIG. V-3.1.4-1





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

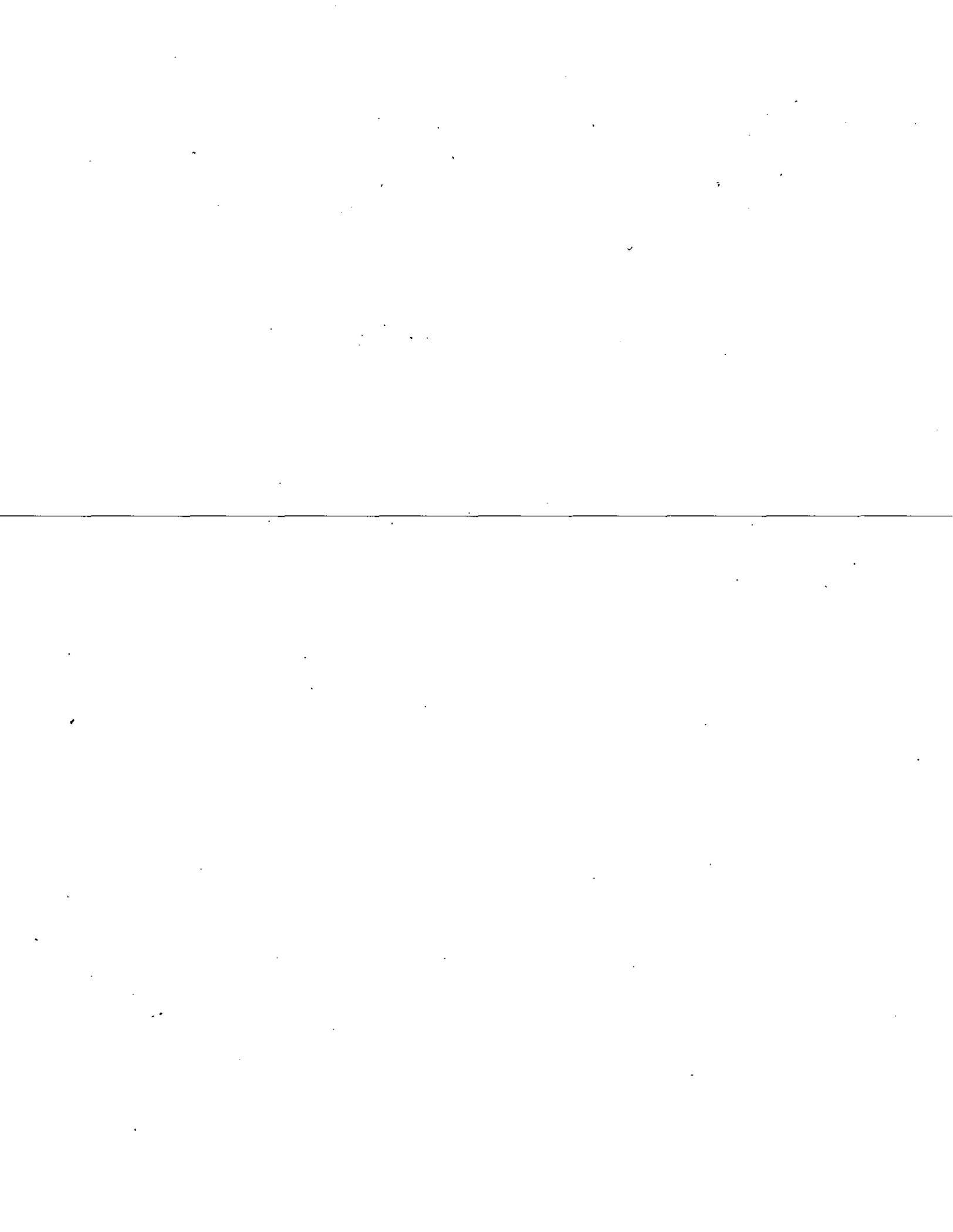
**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

**DISEÑO**

**ING. GUSTAVO PEREZ SANCHEZ**

**OCTUBRE, 1992**



CURSO DE MECANICA DE SUELOS APLICADA  
AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS

CAPITULO 4.- DISEÑO

- ESFUERZO Y DEFORMACION.

Breves conceptos generales.

- CONCEPTOS GENERALES PARA EL ANALISIS

- METODO DEL ELEMENTO FINITO.

i) Discretización de la malla.

ii) Parámetros de diseño.

iii) Interpretación de resultados.

- CONTRA FLECHA.

i) Empírico.

ii) Asentamiento a partir de pruebas de consolidación

iii) Elemento finito.

NOTAS SOBRE EL ESTADO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES  
UTILIZANDO EL METODO DEL ELEMENTO FINITO.

ING. J GUSTAVO PEREZ SANCHEZ  
GEOTECNIA Y ESTRUCTURAS S.A. DE C.V.

INTRODUCCION.

El método de elementos finitos, es sin duda, fundamental para el análisis de esfuerzos y deformaciones de estructuras hidráulicas, en especial las formadas por suelo y roca. Las carencias de leyes constitutivas para los materiales que constituyen una estructura térrea, origina que los resultados obtenidos mediante la aplicación de este método tengan, en muchos casos, solo valores cualitativo. Aun así, es importante tomar en cuenta dicha información durante la etapa de diseño, comportamiento y su utilización en el proceso de retroalimentación.

Al diseñar una estructura térrea, el ingeniero debe evaluar su factor de seguridad en relación con la posibilidad de una falla catastrófica de la obra en conjunto y la probabilidad de ocurrencia de ciertos desperfectos que reducen su utilidad: agrietamiento del corazón impermeable, fallas estructurales de un dentellón de concreto construido para limitar los gastos de infiltración en la cimentación, efectos de las concentraciones de esfuerzos en la frontera entre el núcleo impermeable y los filtros. Así mismo, la necesidad del conocimientos de los esfuerzos y deformaciones tanto en el cuerpo de la estructura como en la cimentación para la generación del proyecto de aparatos de medición durante la etapa de construcción y operación. Para lo anterior es necesario analizar el estado de esfuerzos y deformaciones en la estructura térrea.

El análisis de de esfuerzos y deformaciones puede efectuarse de diferentes maneras, pero solo dos métodos, por su flexibilidad, permiten abarcar las variadas situaciones a las que se enfrenta el ingeniero: el de elementos finitos, que utiliza los conceptos del cálculo variacional, y el los modelos físicos basado en la teoría de la similitud. En el cuerpo de estas notas no se comentara este último por ser actualmente de poco uso en el análisis de los estados de esfuerzos y deformaciones en estructuras térreas.

## METODO DEL ELEMENTO FINITO.

En terminos generales, el método del elemento finito (MEF) es un medio para obtener una aproximación a la solución de un problema que requiere la integración de un sistema de ecuaciones diferenciales, provisto de ciertas condiciones de frontera que definen completamente el problema y, de ahí, su solución. En el más sencillo de los casos, la ecuación diferencial es ordinaria y lineal, pero puede contener derivadas de orden arbitrario y condiciones de frontera dadas, que involucren combinaciones arbitrarias de la función buscada y sus derivadas.

Para el caso de la Mecánica de Suelos aplicada al diseño de estructuras térreas, es importante definir algunos conceptos básicos:

- Estado de Esfuerzos Plano .- Se dice que un medio continuo está sometido a un estado de esfuerzos planos continuos cuando puede determinarse un plano al que resulten paralelos los segmentos dirigidos representativos de los esfuerzos en todos los puntos de dicho medio. Es decir, los esfuerzos normales y tangenciales paralelos a la normal de ese plano determinado son nulos en todos los puntos del medio ( $\sigma_z = \tau_{zx} = \tau_{zy} = 0$ ). Además los esfuerzos no nulos son independientes de la coordenada  $z$ . (Fig. No 1)

- Estado de Deformación Plana .- Se dice que un medio continuo esta sometido a un estado continuo de deformación plana cuando, para todos los puntos del medio pueda determinarse un plano en el cual las deformaciones normales asociadas a él sean nulas y cuando, simultaneamente, existen otros dos planos normales al primero y entre sí, en los que las deformaciones angulares asociadas sean tambien nulas.

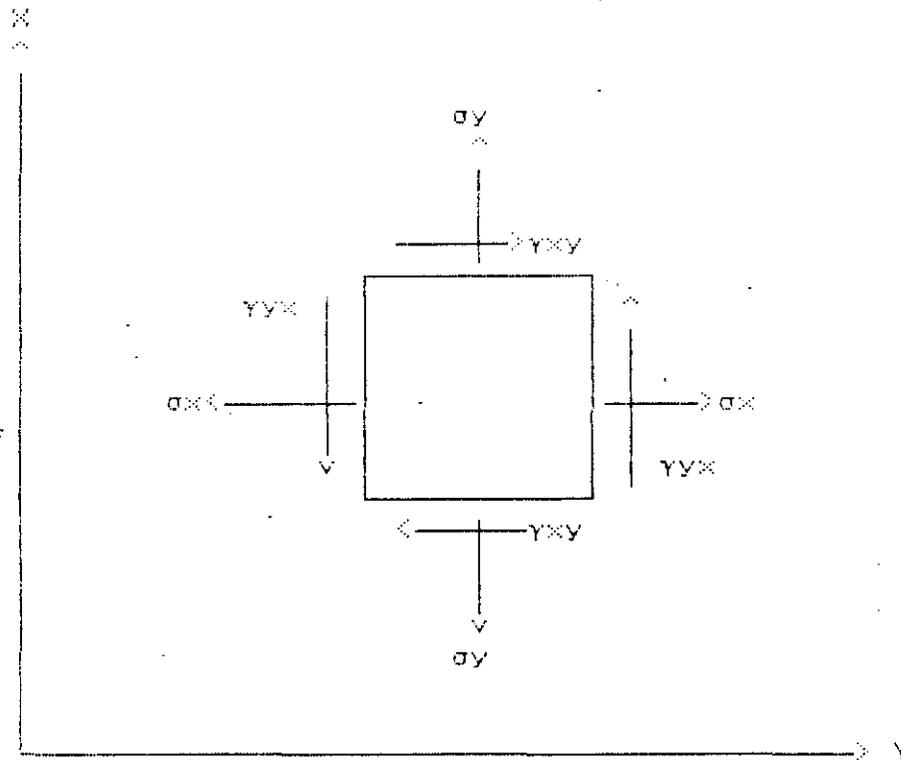


FIGURA No. 1.- Volumen elemental de un medio continuo sujeto a un estado de esfuerzo plano.

A manera de presentación y ejemplificación del método de elemento finito, se presentara la determinación de un estado de esfuerzo plano.

El método se basa en las siguientes hipótesis:

1.- El cuerpo en estudio esta dividido en triángulos de forma y dimensiones cualesquiera, articulados en los vértices y ligados sólo en los nodos.

2.- Los desplazamientos de los nodos son función lineal de las coordenadas de los propios nodos.

3.- Todas las fuerzas que actúan sobre la estructura están aplicadas en los nudos.

Sea una estructura de forma cualquiera sujeta a un sistema de cargas también cualesquiera, como se muestra en la Figura No 2.

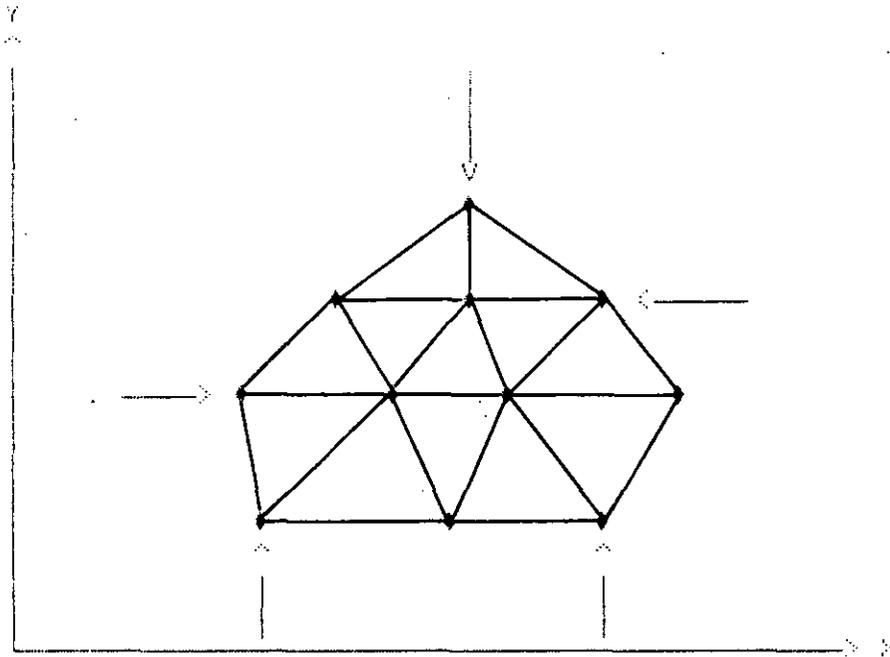


Figura No. 2.- Estructura cualquiera sujeta a un sistema de carga cualquiera.

El análisis del problema se continúa, aislando cualquier elemento de la estructura de la malla, Figura No.3

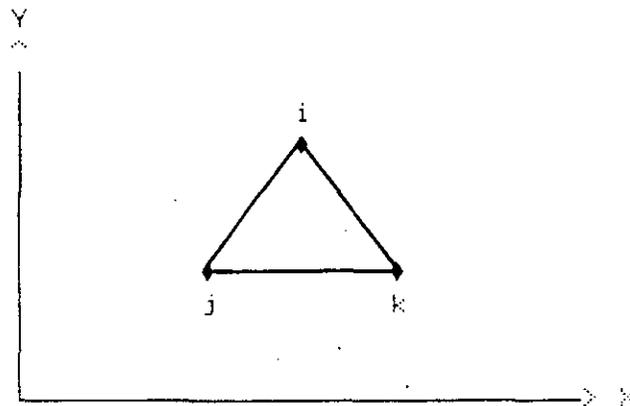


Figura No. 3.- Elemento de la malla.

En cada nodo habrá dos tipos de movimiento, que llamaremos U y V, en las direcciones de los ejes X y Y, respectivamente.

Por la segunda hipótesis.

$$U = A + Bx + Cy \quad (1)$$

$$V = D + Ex + Fy \quad (2)$$

La aplicación de estas expresiones a cada articulación da por resultado los sistemas

$$U_i = A + Bx_i + Cy_i$$

$$U_j = A + Bx_j + Cy_j \quad (3)$$

$$U_k = A + Bx_k + Cy_k$$

$$V_i = D + Ex_i + Fy_i$$

$$V_j = D + Ex_j + Fy_j \quad (4)$$

$$V_k = D + Ex_k + Fy_k$$

El determinante de los sistemas de ecuaciones resulta:

$$\Delta_s = \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k \end{vmatrix} \quad (5)$$

Este determinante vale el doble del área del triángulo de vértices i, j, k, esto es:

$$\Delta_s = 2 \Delta_t \quad (5')$$

Las incógnitas A, B y C del sistema (3) resultan:

$$A = \frac{1}{2\Delta_t} \begin{vmatrix} U_i & x_i & y_i \\ U_j & x_j & y_j \\ U_k & x_k & y_k \end{vmatrix}$$

$$B = \frac{1}{2\Delta_t} \begin{vmatrix} 1 & U_i & y_i \\ 1 & U_j & y_j \\ 1 & U_k & y_k \end{vmatrix} \quad (6)$$

$$C = 1/2At \begin{vmatrix} 1 & X_i & U_i \\ 1 & X_j & U_j \\ 1 & X_k & U_k \end{vmatrix}$$

Desarrollando los determinantes se tiene:

$$A = 1/2At \left[ U_i\Gamma + U_j\beta + U_k\gamma \right]$$

$$B = 1/2At \left[ U_i\delta + U_j\epsilon + U_k\omega \right] \quad (7)$$

$$C = 1/2At \left[ U_i\theta + U_j\phi + U_k\psi \right]$$

en que:

$$\begin{aligned} \Gamma &= X_j Y_k - X_k Y_j & ; & \quad \beta = X_k Y_i - X_i Y_k & ; & \quad \gamma = X_i Y_j - X_j Y_i \\ \delta &= Y_j - Y_k & ; & \quad \epsilon = Y_k - Y_i & ; & \quad \omega = Y_i - Y_j \\ \theta &= X_k - X_j & ; & \quad \phi = X_i - X_k & ; & \quad \psi = X_j - X_i \end{aligned} \quad (8)$$

En forma análoga se obtienen las incógnitas D, E y F del sistema (4):

$$D = 1/2At \left[ V_i\Gamma + V_j\beta + V_k\gamma \right]$$

$$E = 1/2At \left[ V_i\delta + V_j\epsilon + V_k\omega \right] \quad (9)$$

$$F = 1/2At \left[ V_i\theta + V_j\phi + V_k\psi \right]$$

Las deformaciones unitarias en cualquier punto de la estructura se expresan por:

$$\epsilon_x = \frac{\delta U}{\delta X}$$

$$\epsilon_x = \frac{\delta V}{\delta Y} \quad (10)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\delta U}{\delta Y} + \frac{\delta V}{\delta X}$$

de (1) y (2):

$$\epsilon_x = \frac{\delta U}{\delta X} = B$$

$$\epsilon_x = \frac{\delta V}{\delta Y} = F \quad (10')$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\delta U}{\delta Y} + \frac{\delta V}{\delta X} = C + E$$

El tensor deformación unitaria es:

$$\begin{aligned}
 (\epsilon) = \begin{pmatrix} \epsilon_x & & \\ & \epsilon_y & \\ & & \gamma_{xy} \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} \frac{\delta U}{\delta X} & & \\ & \frac{\delta V}{\delta Y} & \\ & & \frac{\delta U}{\delta Y} + \frac{\delta V}{\delta X} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} B & & \\ & F & \\ & & C + E \end{pmatrix} \quad (11)
 \end{aligned}$$

si se reemplazan los valores de B, F, C y E que se tienen en (7) y (9)

$$\begin{aligned}
 (\epsilon) = \frac{1}{2}At \begin{pmatrix} U_i \delta + U_j \epsilon + U_k \Omega \\ V_i \theta + V_j \theta + V_k \xi \\ U_i \theta + U_j \theta + U_k \xi + V_i \delta + V_j \epsilon + V_k \Omega \end{pmatrix} \quad (11')
 \end{aligned}$$

El vector de deformación para cada triángulo se define como:

$$\{\delta\} = \begin{pmatrix} U_i \\ U_j \\ U_k \\ V_i \\ V_j \\ V_k \end{pmatrix} \quad (12)$$

De (11') y (12)

$$\{\epsilon\} = 1/2At \begin{pmatrix} s & \epsilon & \Omega & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & n & 0 & \xi \\ n & 0 & \xi & s & \epsilon & \Omega \end{pmatrix} \begin{pmatrix} U_i \\ U_j \\ U_k \\ V_i \\ V_j \\ V_k \end{pmatrix} \quad (13)$$

o sea

$$\{\epsilon\} = \{Pt\} \{\delta\} \quad (13')$$

en que:

$$\{Pt\} = 1/2At \begin{pmatrix} s & \epsilon & \Omega & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & n & 0 & \xi \\ n & 0 & \xi & s & \epsilon & \Omega \end{pmatrix} \quad (14)$$

La Ley de Hooke generalizada establece:

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{sU}{sX} = \frac{1}{E} (\sigma_x - n\sigma_y) \\ \epsilon_y &= \frac{sV}{sY} = \frac{1}{E} (\sigma_y - n\sigma_x) \end{aligned} \quad (15)$$

y de aquí:

$$\begin{aligned} E\epsilon_x &= \sigma_x - n\sigma_y \\ E\epsilon_y &= \sigma_y - n\sigma_x \end{aligned} \quad (15')$$

Si se multiplica la última expresión de (15') por  $n$ :

$$nE\epsilon_y = n\sigma_y - n^2\sigma_x \quad (16)$$

de estas expresiones se obtiene:

$$E(\epsilon_x + n\epsilon_y) = (1 - n^2)\sigma_x \quad (17)$$

finalmente:

$$\sigma_x = \frac{E(\epsilon_x + n\epsilon_y)}{1 - n^2} \quad (18)$$

de forma análoga:

$$\sigma_y = \frac{E(\epsilon_y + n\epsilon_x)}{1 - n^2} \quad (19)$$

además se tiene que:

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1 + n)} \gamma_{xy} \quad (20)$$

Se define como tensor esfuerzo a:

$$\begin{aligned} \langle \sigma \rangle &= \begin{pmatrix} \sigma_x & & & \\ & \sigma_y & & \\ & & \tau_{xy} & \\ & & & \tau_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{1 - n^2} \begin{pmatrix} \epsilon_x + n\epsilon_y & & & \\ & \epsilon_y + n\epsilon_x & & \\ & & \frac{1 - n}{2} \gamma_{xy} & \\ & & & \frac{1 - n}{2} \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (21) \end{aligned}$$

que puede expresarse también como:

$$\langle \sigma \rangle = \frac{E}{1 - n^2} \begin{pmatrix} 1 & n & 0 & \\ & n & 1 & 0 & \epsilon_x \\ & & & \frac{1-n}{2} & \epsilon_y \\ & & & & \frac{1-n}{2} & \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (22)$$

o sea:

$$\langle \sigma \rangle = \langle D \rangle \langle \epsilon \rangle \quad (22')$$

en que:

$$\langle D \rangle = \frac{E}{1 - n^2} \begin{pmatrix} 1 & n & 0 & \\ & n & 1 & 0 & \\ & & & \frac{1-n}{2} & \\ & & & & \frac{1-n}{2} \end{pmatrix} \quad (23)$$

ff

Reemplazando (13') en (22'):

$$\langle \sigma \rangle = \langle D \rangle \langle R \rangle \langle \delta \rangle \quad (22'')$$

ahora:

$$\langle D \rangle \langle R \rangle = \langle f \rangle \quad (24)$$

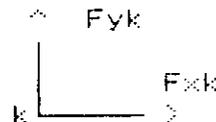
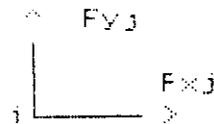
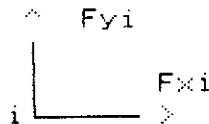
$$\langle \sigma \rangle = \langle f \rangle \langle \delta \rangle \quad (22''')$$

y si se desarrolla el producto  $\langle D \rangle \langle R \rangle$  tomando en cuenta a (14) y (23), se tiene:

$$\langle f \rangle = \frac{E}{2At(1-n^2)} \begin{bmatrix} \delta & \epsilon & \omega & n\theta & n\theta & n\theta \\ n\delta & n\epsilon & n\omega & n & \theta & \theta \end{bmatrix} \quad (24')$$

$$\begin{bmatrix} \frac{1-2n}{2} & \frac{1-2\theta}{2} & \frac{1-2\theta}{2} & \frac{1-2\theta}{2} & \frac{1-2\theta}{2} & \frac{1-2\theta}{2} \end{bmatrix}$$

Si se aísla uno cualquiera de los triángulos y se dibujan en él las fuerzas que actúan en los nudos resulta:



El vector de las fuerzas internas para cada triángulo se define como:

$$\langle F \rangle = \begin{bmatrix} Fxi \\ Fxj \\ Fxk \\ Fyi \\ Fyj \\ Fyk \end{bmatrix} \quad (25)$$

y el trabajo virtual para cada triángulo será:

$$\langle T \rangle = \langle F \rangle \langle \delta \rangle^T = \langle e \rangle^T \langle \sigma \rangle dAte \quad (26)$$

Se puede hacer ver que si  $\langle e \rangle = \langle Pt \rangle \langle \delta \rangle$

$$\text{entonces } \langle e \rangle^T = \langle Pt \rangle^T \langle \delta \rangle^T \quad (27)$$

y el desarrollo de la integral en (26) da por resultado:

$$\langle T \rangle = \langle F \rangle \langle \delta \rangle^T = \langle Pt \rangle^T \langle \delta \rangle^T \langle \sigma \rangle dAte \quad (27)$$

de aquí se concluye:

$$\langle F \rangle = \langle Pt \rangle^T \langle \sigma \rangle dAte \quad (28)$$

reemplazando (22') en (28)

$$\langle F \rangle = \langle Pt \rangle^T \langle D \rangle \langle Pt \rangle \langle \delta \rangle dAte \quad (28')$$

de esta última expresión se nombrará:

$$\langle K \rangle = \langle Pt \rangle^T \langle D \rangle \langle Pt \rangle dAte \quad (29)$$

el desarrollo de este producto múltiple da por resultado:

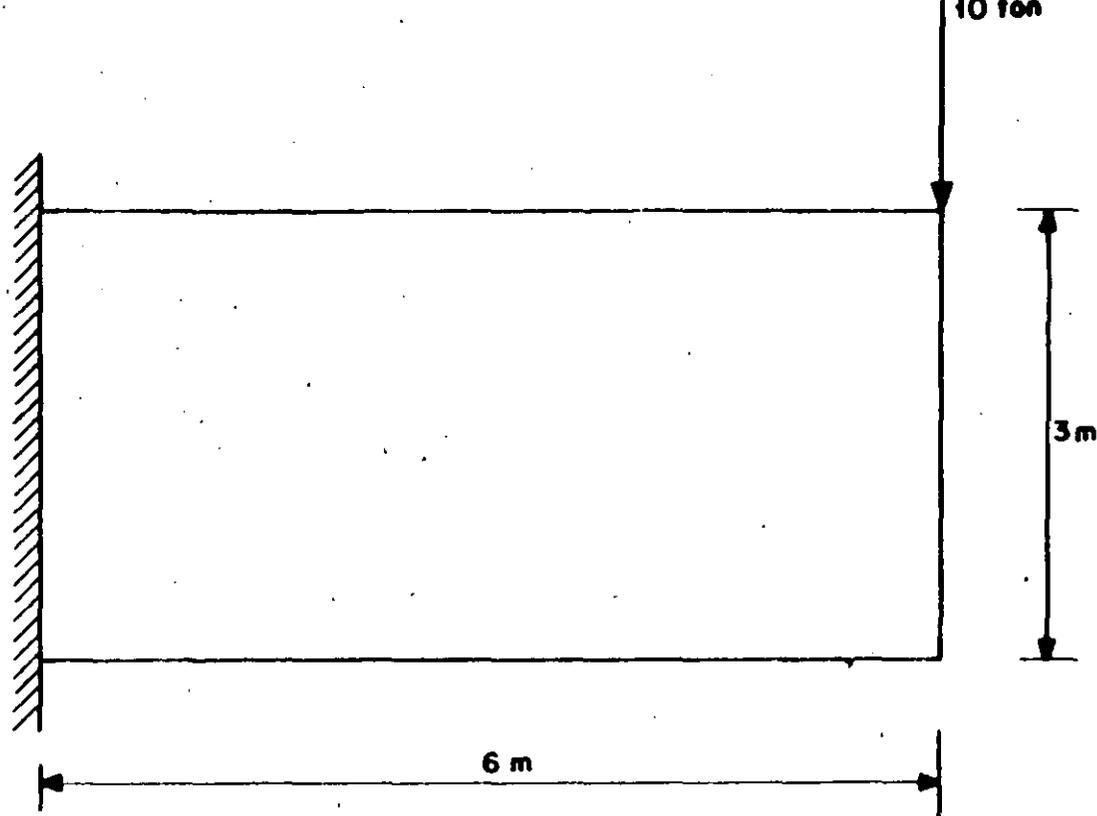
$$\langle K \rangle = \frac{Ee}{4At(1-n^2)}$$

Como se ve,  $\langle K \rangle$  depende de las coordenadas de los vértices del triángulo en estudio, por lo que se puede determinarla directamente.

Reemplazando (29) en (28') se tiene:

$$\langle F \rangle = \langle K \rangle \langle \delta \rangle \quad (28'')$$

12



$$\begin{aligned} \gamma &= 0 \\ t &= 1 \text{ m} \\ E &= 100 \text{ T/m}^2 \\ n &= 0 \end{aligned}$$

DONDE :

- $\gamma$  — Peso volumétrico
- $t$  — Espesor
- $E$  — Módulo de Young
- $n$  — Relación de Poisson

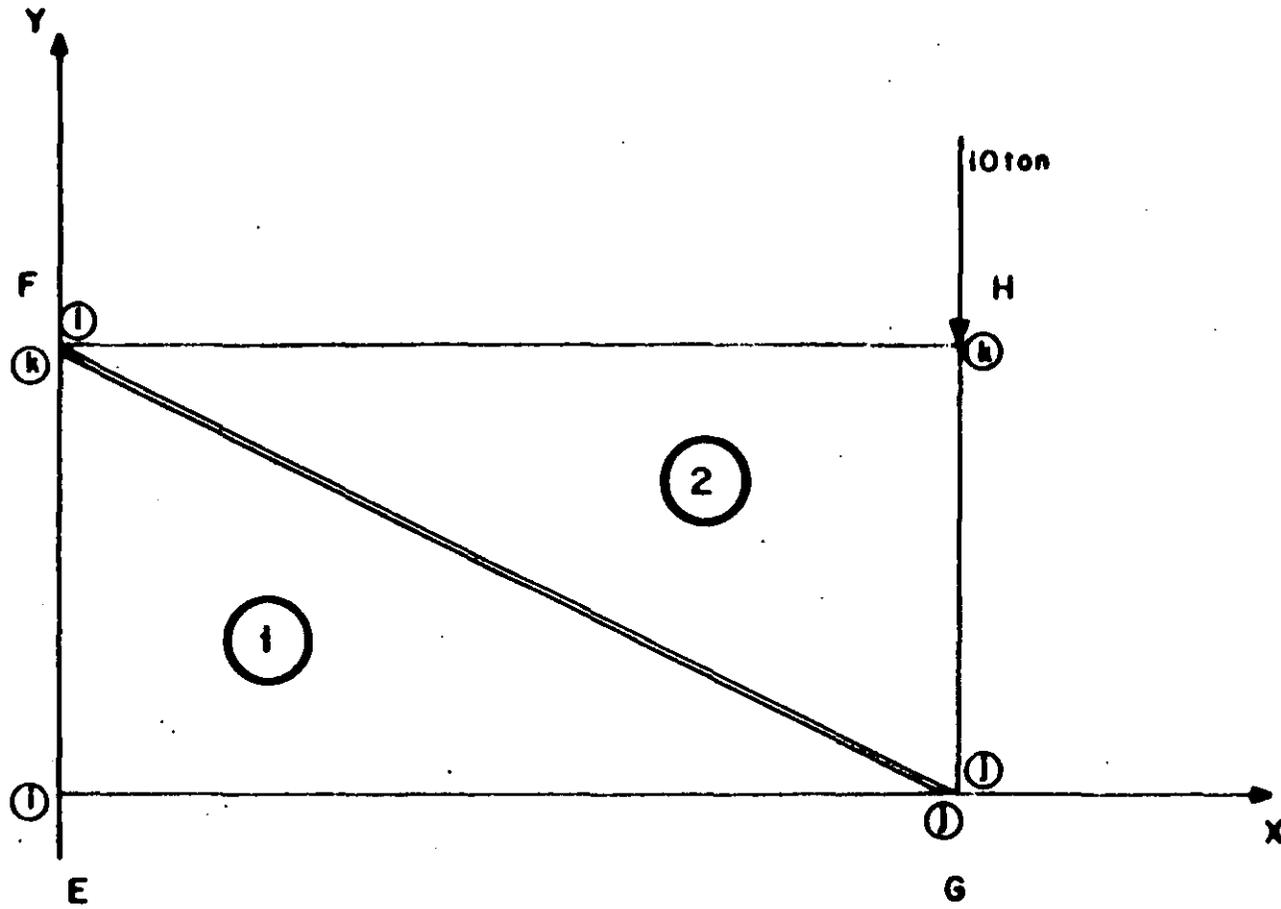


ESCALA DE DIBUJO EN METROS

FIGURA 1

Dibujo: Fdo. Molina V.

<b>SARH</b>	DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
	OPCION DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA
	VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA
	PROPIEDADES FISICAS, ELASTICAS Y CARACTERISTICAS GEOMETRICAS
A ANALISIS POR ELE E TO FINITO	



ESCALA DE DIBUJO EN METROS

FIGURA 2

Dibujó: Fdo. Molina V.

<b>SARH</b>	DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
	OFICINA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA
	VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA
	DISCRETIZACION DE VIGA
ANALISIS POR ELEMENTOS FINITOS	

de (28'') se ve que si se conocen las fuerzas (F) en cada nudo, pueden determinarse también en cada nudo, los movimientos (S).

Por la expresión (24'), se observa que (f), al igual que (K), depende de las coordenadas de los vértices de cada triángulo y si éstas se conocen es posible obtener directamente su valor. Además, si se determina (S) como se indicó anteriormente, con (22'') es posible hallar los esfuerzos en los nudos, que es lo que, al fin de cuenta, se pretende obtener en esta aplicación del método de Elementos Finitos.

EJEMPLO DE APLICACION MANUAL Y EN COMPUTADORA  
DE UNA VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA

CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN FUNCION DE LAS FUERZAS Y DE LA MATRIZ DE RIGIDECES :

$$\{F\} = \{K\}\{\delta\} \quad \text{--- (1)}$$

DONDE:

$$(K) = \frac{Et}{4G_n(1-\nu^2)}$$

$$\begin{matrix} \delta\delta + \frac{1-\nu}{2}\bar{\eta}\bar{\eta} & \delta\bar{\epsilon} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\eta}\bar{\theta} & \delta\bar{\zeta} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\eta}\bar{\gamma} & n\delta\eta + \frac{1-\nu}{2}\bar{\eta}\delta & n\delta\bar{\theta} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\eta}\bar{\epsilon} & n\delta\bar{\gamma} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\eta}\bar{\zeta} \\ \bar{\epsilon}\delta + \frac{1-\nu}{2}\bar{\theta}\bar{\eta} & \bar{\epsilon}\bar{\epsilon} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\theta}\bar{\theta} & \bar{\epsilon}\bar{\zeta} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\theta}\bar{\gamma} & n\bar{\epsilon}\eta + \frac{1-\nu}{2}\bar{\theta}\delta & n\bar{\epsilon}\bar{\theta} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\theta}\bar{\epsilon} & n\bar{\epsilon}\bar{\gamma} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\theta}\bar{\zeta} \\ \bar{\zeta}\delta + \frac{1-\nu}{2}\bar{\gamma}\bar{\eta} & \bar{\zeta}\bar{\epsilon} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\gamma}\bar{\theta} & \bar{\zeta}\bar{\zeta} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\gamma}\bar{\gamma} & n\bar{\zeta}\eta + \frac{1-\nu}{2}\bar{\gamma}\delta & n\bar{\zeta}\bar{\theta} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\gamma}\bar{\epsilon} & n\bar{\zeta}\bar{\gamma} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\gamma}\bar{\zeta} \\ n\bar{\eta}\delta + \frac{1-\nu}{2}\delta\bar{\eta} & n\bar{\eta}\bar{\epsilon} + \frac{1-\nu}{2}\delta\bar{\theta} & n\bar{\eta}\bar{\zeta} + \frac{1-\nu}{2}\delta\bar{\gamma} & \bar{\eta}\eta + \frac{1-\nu}{2}\delta\delta & \bar{\eta}\bar{\theta} + \frac{1-\nu}{2}\delta\bar{\epsilon} & \bar{\eta}\bar{\gamma} + \frac{1-\nu}{2}\delta\bar{\zeta} \\ n\bar{\theta}\delta + \frac{1-\nu}{2}\bar{\epsilon}\bar{\eta} & n\bar{\theta}\bar{\epsilon} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\epsilon}\bar{\theta} & n\bar{\theta}\bar{\zeta} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\epsilon}\bar{\gamma} & \bar{\theta}\bar{\eta} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\epsilon}\delta & \bar{\theta}\bar{\theta} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\epsilon}\bar{\epsilon} & \bar{\theta}\bar{\gamma} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\epsilon}\bar{\zeta} \\ n\bar{\gamma}\delta + \frac{1-\nu}{2}\bar{\zeta}\bar{\eta} & n\bar{\gamma}\bar{\epsilon} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\zeta}\bar{\theta} & n\bar{\gamma}\bar{\zeta} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\zeta}\bar{\gamma} & \bar{\gamma}\bar{\eta} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\zeta}\delta & \bar{\gamma}\bar{\theta} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\zeta}\bar{\epsilon} & \bar{\gamma}\bar{\gamma} + \frac{1-\nu}{2}\bar{\zeta}\bar{\zeta} \end{matrix}$$

(2)

- E → MODULO DE YOUNG
- t → ESPESOR
- G<sub>n</sub> → AREA DEL ELEMENTO
- ν → RELACION DE POISSON

$$\left. \begin{matrix} \delta = Y_j - Y_k \\ \bar{\epsilon} = Y_k - Y_i \\ \bar{\zeta} = Y_i - Y_j \\ \bar{\eta} = X_k - X_i \\ \bar{\theta} = X_i - X_k \\ \bar{\gamma} = X_j - X_i \end{matrix} \right\}$$

(3)

<b>SARH</b> DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL OFICINA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIE
<b>VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA</b>
<b>MATRIZ DE RIGIDECES</b>
<b>ANALISIS POR EL MTC FINITOS</b>

Dibujo: \_\_\_\_\_  
 Pdo. oline V.



DE LAS FIGURAS 1 Y 2 PARA  
EL ELEMENTO ②

APLICANDO LA EXPRESION (2)  
PARA LOS VALORES DEL ELEMENTO ②

$E = 100 \text{ T/m}^2$

$Q_c = 9 \text{ m}^2$

$n = 0$

$X_i = 0 \quad Y_i = 3 \text{ m}$

$X_j = 6 \text{ m} \quad Y_j = 0$

$X_k = 6 \text{ m} \quad Y_k = 3 \text{ m} \quad (K_2) = \frac{100}{36}$

APLICANDO LA EXPRESION (3)

$\bar{J}_x = -3$

$\bar{J}_y = 0$

$\bar{J}_{xy} = 3$

$\bar{J}_{yz} = 0$

$\bar{J}_{zx} = -6$

$\bar{J}_{zy} = 6$

9	0	-9	0	0	0
0	18	-18	9	0	-9
-9	-18	27	-9	0	9
0	9	-9	4.5	0	-4.5
0	0	0	0	36	-36
0	-9	9	-4.5	-36	40.5

Dibujó: \_\_\_\_\_  
Fdo. Molina V.

19

<b>SARH</b>	DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
	OFICINA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA
VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA	
ANALISIS POR ELEMENTOS FINITOS	

APLICANDO LA ECUACION (1)  $\{F\} = [K] \{d\}$

PARA EL ELEMENTO (1)

$$\begin{matrix} F_{xi} \\ F_{xj} \\ F_{xk} \\ F_{yi} \\ F_{yj} \\ F_{yk} \end{matrix} = \frac{100}{36} \begin{pmatrix} 27 & -9 & -18 & 9 & -9 & 0 \\ -9 & 9 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -18 & 0 & 18 & -9 & 9 & 0 \\ 9 & 0 & -9 & 40.5 & -4.5 & -36 \\ -9 & 0 & 9 & -4.5 & 4.5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -36 & 0 & 36 \end{pmatrix} \begin{matrix} U_i \\ U_j \\ U_k \\ V_i \\ V_j \\ V_k \end{matrix} \quad \text{(TON)} \quad \text{--- (4)}$$

PARA EL ELEMENTO (2)

$$\begin{matrix} F_{xi} \\ F_{xj} \\ F_{xk} \\ F_{yi} \\ F_{yj} \\ F_{yk} \end{matrix} = \frac{100}{36} \begin{pmatrix} 9 & 0 & -9 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 18 & -18 & 9 & 0 & -9 \\ -9 & -18 & 27 & -9 & 0 & 9 \\ 0 & 9 & -9 & 4.5 & 0 & -4.5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 36 & -36 \\ 0 & -9 & 9 & -4.5 & -36 & 40.5 \end{pmatrix} \begin{matrix} U_i \\ U_j \\ U_k \\ V_i \\ V_j \\ V_k \end{matrix} \quad \text{(TON)} \quad \text{--- (5)}$$

DONDE :

- $F_{xn}$  FUERZAS HORIZONTALES APLICADAS EN LOS NUDOS n
- $F_{yn}$  FUERZAS VERTICALES APLICADAS EN LOS NUDOS n
- $U_n$  DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DEL NUDO n
- $V_n$  DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DEL NUDO n

Dibujó: Fdo Melina V.

**SARH** DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 OFICINA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TI  
**VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA**  
 ANALISIS POR ELEMENTOS FINITOS

DE LA FIGURA 2 POR LAS CONDICIONES DE FRONTERA, SE TIENE :

PARA EL ELEMENTO ①

$$\begin{matrix} F_{xi} \neq 0 & F_{yi} \neq 0 \\ F_{xj} = 0 & F_{yj} = 0 \\ F_{xk} \neq 0 & F_{yk} \neq 0 \end{matrix} \quad \left( \text{TON} \right)$$

$$\begin{matrix} U_i = 0 & V_i = 0 \\ U_j = 0 & V_j = 0 \\ U_k = 0 & V_k = 0 \end{matrix} \quad \left( \text{m} \right)$$

PARA EL ELEMENTO ②

$$\begin{matrix} F_{xi} \neq 0 & F_{yi} \neq 0 \\ F_y = 0 & F_{yj} = 0 \\ F_{xk} = 0 & F_{yk} = -10 \end{matrix} \quad \left( \text{TON} \right)$$

$$\begin{matrix} U_i = 0 & V_i = 0 \\ U_j \neq 0 & V_j \neq 0 \\ U_k = 0 & V_k \neq 0 \end{matrix} \quad \left( \text{m} \right)$$

OBSERVESE QUE:

$$\left. \begin{matrix} F_{xk} \textcircled{1} = F_{xk} \textcircled{2} \\ F_{yk} \textcircled{1} = F_{yk} \textcircled{2} \\ F_{xi} \textcircled{1} = F_{xi} \textcircled{2} \\ F_{yj} \textcircled{1} = F_{yj} \textcircled{2} \end{matrix} \right\} \text{--- (6)}$$

$$\left. \begin{matrix} U_i \textcircled{1} = U_i \textcircled{2} \\ U_k \textcircled{1} = U_k \textcircled{2} \\ V_i \textcircled{1} = V_i \textcircled{2} \\ V_k \textcircled{1} = V_k \textcircled{2} \end{matrix} \right\} \text{--- (7) } \begin{matrix} \textcircled{1} \text{--- ELEMENTO ①} \\ \textcircled{2} \text{--- ELEMENTO ②} \end{matrix}$$

TOMANDO EN CUENTA LAS EXPRESIONES ANTERIORES EN LAS ECUACIONES (4) Y (5) RESULTA :

ELEMENTO ①

$$\begin{pmatrix} F_{xi} \\ 0 \\ F_{xk} \\ F_{yi} \\ 0 \\ F_{yk} \end{pmatrix} = \frac{100}{36} \begin{pmatrix} 27 & -9 & -18 & 9 & -9 & 0 \\ -9 & 9 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -18 & 0 & 18 & -9 & 9 & 0 \\ 9 & 0 & -9 & 40.5 & -4.5 & -36 \\ -9 & 0 & 9 & -4.5 & 4.5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -36 & 0 & 36 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ U_j \\ 0 \\ 0 \\ V_j \\ 0 \end{pmatrix} \quad \left( \text{TON} \right) \text{--- (4')}$$

20

Dibujó: \_\_\_\_\_  
Fde. Molina V.

**SARH** DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 OFICINA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA  
 VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA  
 ANALISIS POR ELEMENTOS FINITOS

ELEMENTO ②

$$\begin{pmatrix} F_{xi} \\ 0 \\ 0 \\ F_{yi} \\ 0 \\ -10 \end{pmatrix} = \frac{100}{36} \begin{pmatrix} 9 & 0 & -9 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 18 & -18 & 9 & 0 & -9 \\ -9 & -18 & 27 & -9 & 0 & 9 \\ 0 & 9 & -9 & 4.5 & 0 & -4.5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 36 & -36 \\ 0 & -9 & 9 & -4.5 & -36 & 40.5 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ U_j \\ U_k \\ 0 \\ V_j \\ V_k \end{pmatrix} \quad \text{[TON]} \quad \text{--- (5')}$$

DESARROLLANDO LAS EXPRESIONES (4') Y (5')

ELEMENTO ① EXPRESION (4')

$$\begin{pmatrix} F_{xi} \\ 0 \\ F_{xk} \\ F_{yi} \\ 0 \\ F_{yk} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -9U_j & -9V_j \\ 9U_j \\ 9V_j \\ -4.5V_j \\ 4.5V_j \\ 0 \end{pmatrix} \left( \frac{100}{36} \right) \text{[TON]} \text{---(4')}$$

ELEMENTO ② EXPRESION (5')

$$\begin{pmatrix} F_{xi} \\ 0 \\ 0 \\ F_{yi} \\ 0 \\ -10 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -9U_k \\ 18U_j - 18U_k - 9V_k \\ -18U_j + 27U_k + 9V_k \\ 9U_j - 9U_k - 4.5V_k \\ 36V_j - 36V_k \\ -9U_j + 9U_k - 36V_j + 40.5V_k \end{pmatrix} \left( \frac{100}{36} \right) \text{[TON]} \text{---(5')}$$

EN CADA NUDO n DEBERA CUMPLIRSE QUE LA SUMA DE FUERZAS EXTERNAS ES IGUAL A LA SUMA DE LAS FUERZAS INTERNAS, ES DECIR:

$$\left. \begin{aligned} \sum F_{xp_n} &= \sum F_{xi_n} \\ \sum F_{yp_n} &= \sum F_{yi_n} \end{aligned} \right\} \text{---(8)}$$

P → EXTERNAS  
 Q → INTERNAS  
 n → NUDO n

EN ADELANTE ADOPTAREMOS LA NOMENCLATURA DE LOS NODOS INDICADA EN LA FIGURA 2 (MAYUSCULAS).

Dibujó: Fco. Molina V.

21

**SARH** DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIM.  
 OFICINA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA

VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA

ANALISIS POR EL METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

DE LAS EXPRESIONES (8) SE TIENE:

UDO F

$$\left. \begin{aligned} F_{xPf} &= F_{x0f}^{(1)} + F_{x0f}^{(2)} \\ \Sigma F_{yPf} &= F_{y0f}^{(1)} + F_{y0f}^{(2)} \end{aligned} \right\} \text{--- (9)}$$

① — ELEMENTO ①

② — ELEMENTO ②

NUDO G

$$\left. \begin{aligned} \Sigma F_{xPg} &= F_{x0g}^{(1)} + F_{x0g}^{(2)} \\ \Sigma F_{yPg} &= F_{y0g}^{(1)} + F_{y0g}^{(2)} \end{aligned} \right\} \text{--- (10)}$$

LOS NUDOS E Y H PERMANECEN IGUAL EN LAS EXPRESIONES (4<sup>a</sup>) Y (5<sup>a</sup>) — NUDOS I y k RESPECTIVAMENTE — YA QUE ESTOS, NO SON COMUNES A AMBOS ELEMENTOS.

TENIENDO EN CUENTA LAS EXPRESIONES (8), (9) Y (10) Y LAS NOTAS ANTERIORES, LOS SISTEMAS DE ECUACIONES RESULTANTES DE (4<sup>a</sup>) Y (5<sup>a</sup>) SON:

$$\left. \begin{aligned} F_{xg} &= -25 U_g - 25 V_g \\ F_{xP} &= \quad \quad \quad 25 V_g - 25 U_H \\ 0 &= 75 U_g \quad \quad \quad -50 U_H - 25 V_H \\ 0 &= -50 U_g \quad \quad \quad +75 U_H + 25 V_H \quad \text{(TON)} \\ F_{yg} &= \quad \quad \quad -12.5 V_g \\ F_{yP} &= 25 U_g \quad \quad \quad -25 U_H - 12.5 V_H \\ 0 &= \quad \quad \quad 112.5 V_g \quad \quad \quad -100 V_H \\ -10 &= -25 U_g \quad 100 V_g + 25 U_H + 112.5 V_H \end{aligned} \right\} \text{--- (11)}$$

RESOLVIENDO EL SISTEMA (11) DE OCHO ECUACIONES CON OCHO INCOGNITAS, OBTENEMOS:

$$\left. \begin{aligned} U_g &= -14.69388 \times 10^{-2} \text{m} \\ V_g &= -65.30612 \times 10^{-2} \text{m} \\ U_H &= 14.69387 \times 10^{-2} \text{m} \\ V_H &= -73.46938 \times 10^{-2} \text{m} \end{aligned} \right\} \text{--- (12)}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{xg} &= 20.000000 \text{ TON} \\ F_{xP} &= -19.999997 \text{ TON} \\ F_{yg} &= 8.163265 \text{ TON} \\ F_{yP} &= 1.636738 \text{ TON} \end{aligned} \right\} \text{--- (13)}$$

Dibujo: Fdo. Mellino V.

SARH DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 OFICINA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA  
 VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA  
 ANALISIS P ELITOS FINITO

PARA EL CALCULO DE ESFUERZOS SE EMPLEARA

$$\{\sigma\} = \{ff\}\{\delta\} \quad \text{--- (14)}$$

DONDE:

$$\{ff\} = \frac{E}{20\Delta(1-\nu^2)} \begin{pmatrix} \bar{d} & \bar{e} & \bar{f} & n\bar{r} & n\bar{\theta} & n\bar{\gamma} \\ n\bar{d} & n\bar{e} & n\bar{f} & \bar{r} & \bar{\theta} & \bar{\gamma} \\ \frac{1-n}{2}\bar{r} & \frac{1-n}{2}\bar{\theta} & \frac{1-n}{2}\bar{\gamma} & \frac{1-n}{2}\bar{d} & \frac{1-n}{2}\bar{e} & \frac{1-n}{2}\bar{f} \end{pmatrix} \quad \text{--- (15)}$$

EL SIGNIFICADO DE CADA UNA DE LAS LETRAS ES EL MISMO QUE EN LA EXPRESION EXPRESION (3)

PARA EL ELEMENTO ①

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \frac{100}{18} \begin{pmatrix} -3 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -6 & 0 & 6 \\ -3 & 0 & 3 & -1.5 & 1.5 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ -0.1469388 \\ 0 \\ 0 \\ -0.6530612 \\ 0 \end{pmatrix} \left( \frac{\text{TON}}{\text{m}^2} \right) \quad \text{--- (16)}$$

PARA EL ELEMENTO ②

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \frac{100}{18} \begin{pmatrix} -3 & 0 & 3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -6 & 6 \\ 0 & -3 & 3 & -1.5 & 0 & 1.5 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ -0.1469388 \\ 0.1469387 \\ 0 \\ -0.6530612 \\ -0.7346938 \end{pmatrix} \left( \frac{\text{TON}}{\text{m}^2} \right) \quad \text{--- (17)}$$

Dibujó: \_\_\_\_\_  
Fdo. Molina V.

DESARROLLANDO LAS EXPRESIONES (16) Y (17)

ELEMENTO ① EXPRESION (16)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= -2.44898 \text{ T/m} \\ \sigma_y &= 0 \\ \tau_{xy} &= -5.4421766 \text{ T/m} \end{aligned} \right\} \text{--- (18)}$$

ELEMENTO ② EXPRESION (17)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 2.4489783 \text{ T/m} \\ \sigma_y &= -2.7210866 \text{ T/m} \\ \tau_{xy} &= -1.22449 \text{ T/m} \end{aligned} \right\} \text{--- (19)}$$

PARA EL CALCULO DE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES SE EMPLEARAN LAS SIGUIENTES EXPRESIONES:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \text{--- (20)}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \text{--- (21)}$$

Y PARA CALCULAR EL PLANO EN EL QUE ACTUAN SE EMPLEARA:

$$\tan 2\theta_1 = \frac{2\tau_{xy}}{(\sigma_x - \sigma_y)} \text{--- (22)}$$

PARA EL CALCULO DEL ESFUERZO CORTANTE MAXIMO Y MINIMO SE APLICARA:

$$\tau_{\text{MAX}} \\ \tau_{\text{MIN}} = \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \text{--- (23)}$$

Y LOS PLANOS EN QUE ACTUAN DICHOS ESFUERZOS ESTAN DADOS POR:

$$\tan 2\theta_2 = -\frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2\tau_{xy}} \text{--- (24)}$$

Y EL ESFUERZO NORMAL ASOCIADO AL CORTANTE MAXIMO:

$$\sigma^1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \text{--- (25)}$$

Dibujó: \_\_\_\_\_  
Fdo. Melina V.

SARH DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
OFICINA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA

VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA

ANALISIS POR ELEMENTOS FINITOS

APLICANDO LAS EXPRESIONES (20) A (25) PARA CADA ELEMENTO TENEMOS:

ELEMENTO ①

ELEMENTO ②

$$\sigma_1 = 4.353741 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_1 = 2.7243249 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = -6.802721 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = -2.9964331 \text{ T/m}^2$$

$$\theta_1 = 38^\circ 39' 35''$$

$$\theta_1 = -12^\circ 40' 23''$$

$$\theta_1' = 128^\circ 39' 35'' \quad \text{--- (26)}$$

$$\theta_1' = 77^\circ 19' 37'' \quad \text{--- (27)}$$

$$\sigma_{MAX} = 5.578231 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{MAX} = 2.860379 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{MIN} = -5.578231 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{MIN} = -2.860379 \text{ T/m}^2$$

$$\theta_2 = -6^\circ 20' 25''$$

$$\theta_2 = 32^\circ 19' 37''$$

$$\theta_2' = 83^\circ 39' 35''$$

$$\theta_2' = 122^\circ 19' 37''$$

$$\sigma^1 = -1.22449 \text{ T/m}^2$$

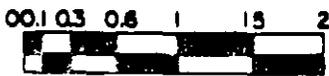
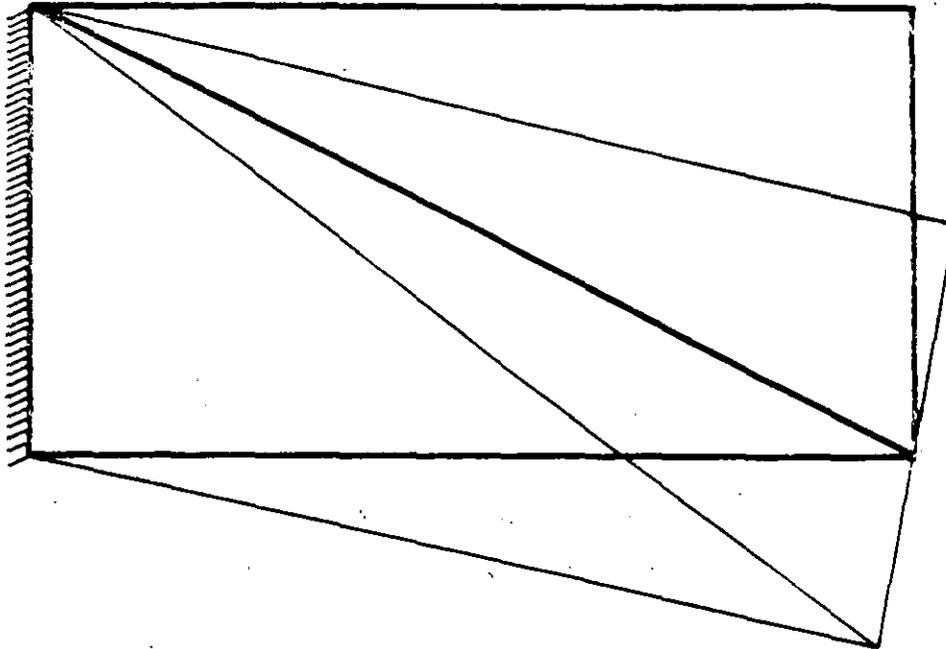
$$\sigma^1 = -0.136054 \text{ T/m}^2$$

GRAFICANDO LOS RESULTADOS, DE LAS EXPRESIONES (12), (13), (18), (19), (26) Y (27) SE TIENE :

Dibujo: \_\_\_\_\_  
Fco. Melina V.

25

**SARH** DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
OFICINA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TI  
VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA  
ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS



ESCALA DE DIBUJO EN METROS

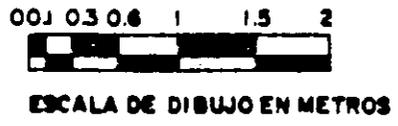
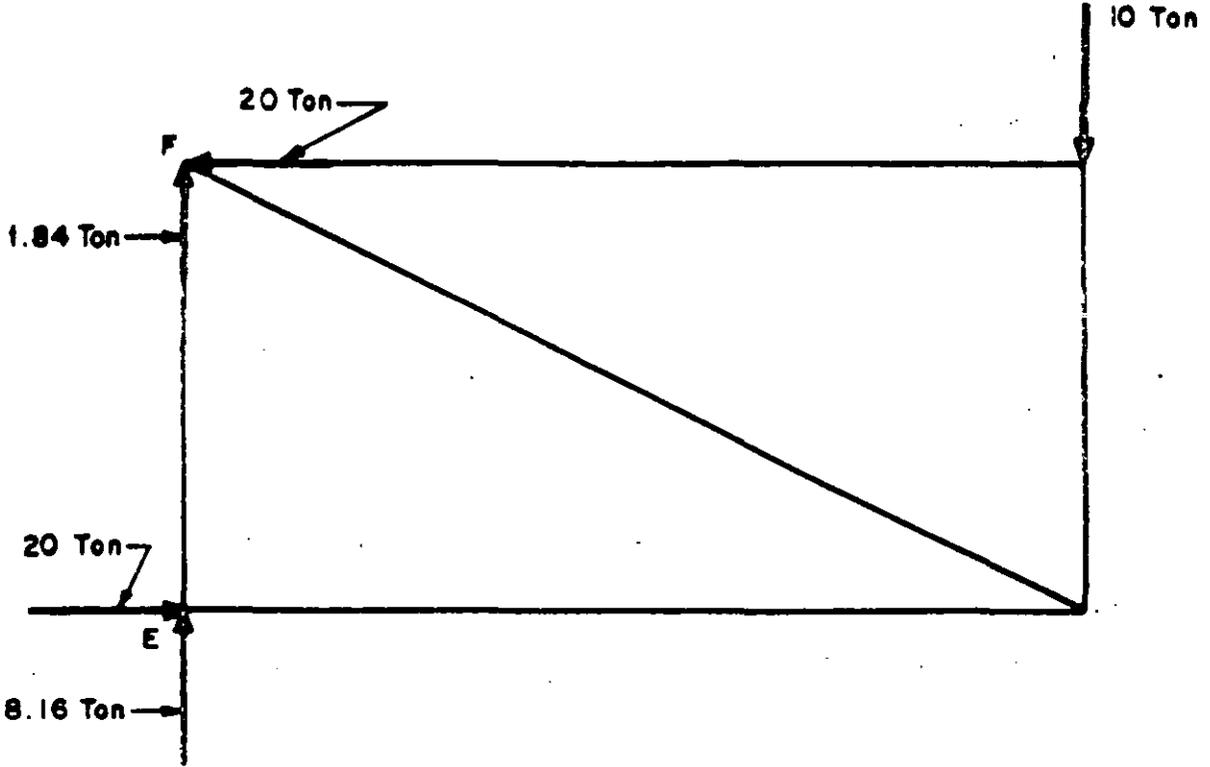


ESCALA DE DESPLAZAMIENTOS EN CENTIMETROS

Dibujo: \_\_\_\_\_  
 Fdo: Moline V.

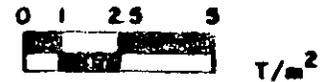
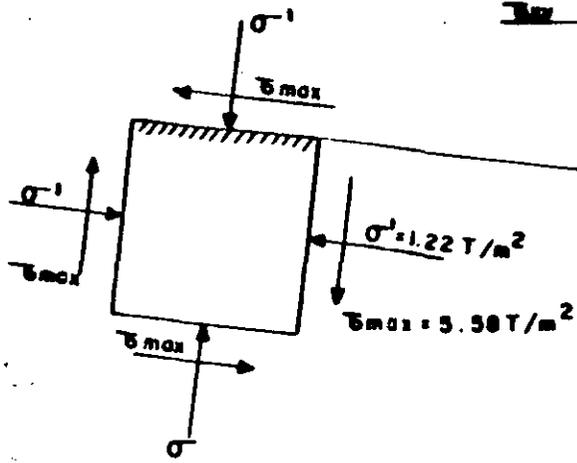
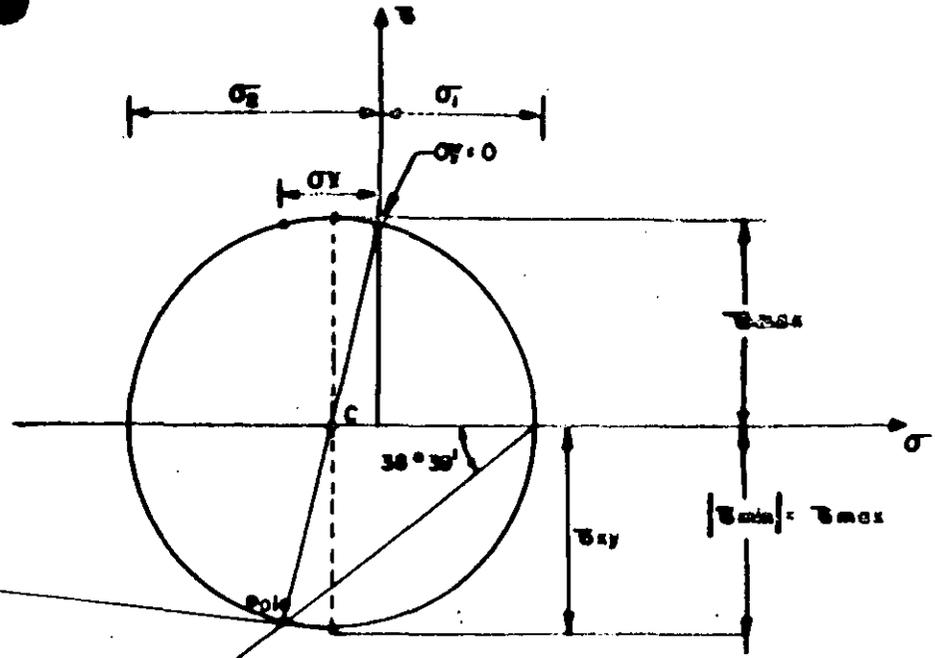
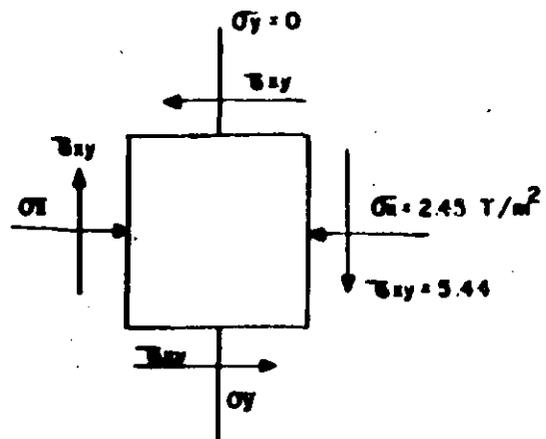
26

<b>SARH</b>	DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
	OFICINA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA
VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA	
DESPLAZAMIENTOS NODALES	
ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS	



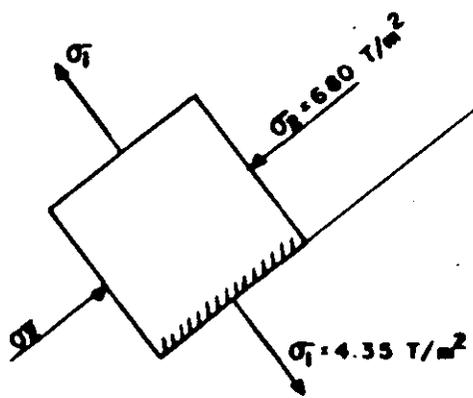
	DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
	OFICINA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA
	VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA
	REACCIONES
ANALISIS POR ELEMENTO FINITO	

Dibujo: Victor Rames C.



ESCALA DE ESFUERZOS PARA EL CIRCULO DE MOHR

CONVENCION DE SIGNOS (+) - TENSION

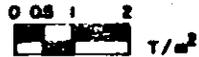
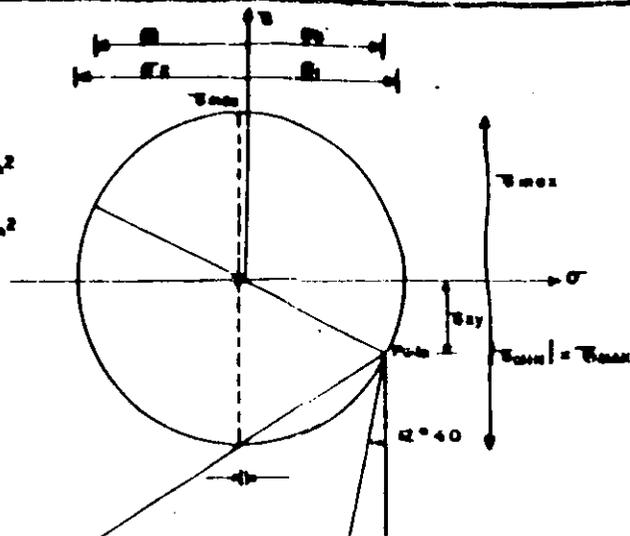
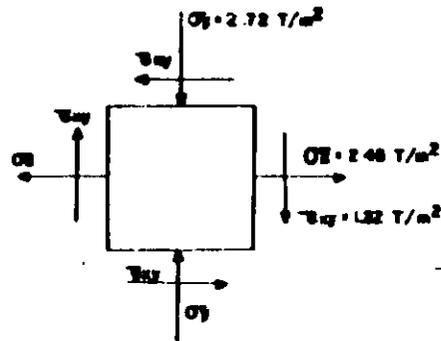


9.8

Dibujo: Fdo. Molina V.

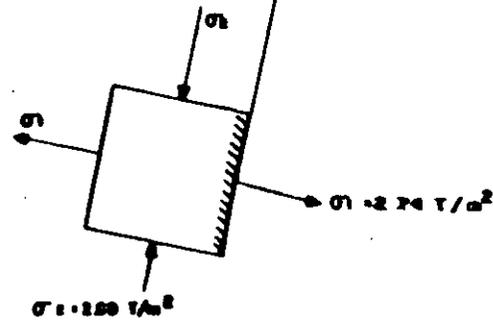
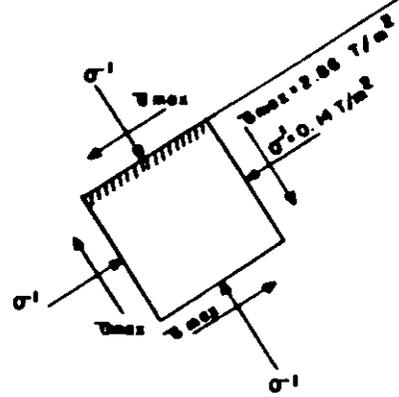
**SARH** DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 OFICINA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA  
**VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA**  
**ESTADO DE ESFUERZOS EN EL CENTRO DE**  
**DEL ELEMENTO ①**  
**ANALISIS POR ELEMENTO FINITO**

6



ESCALA DE ESFUERZO PARA EL CIRCULO DE MOHR

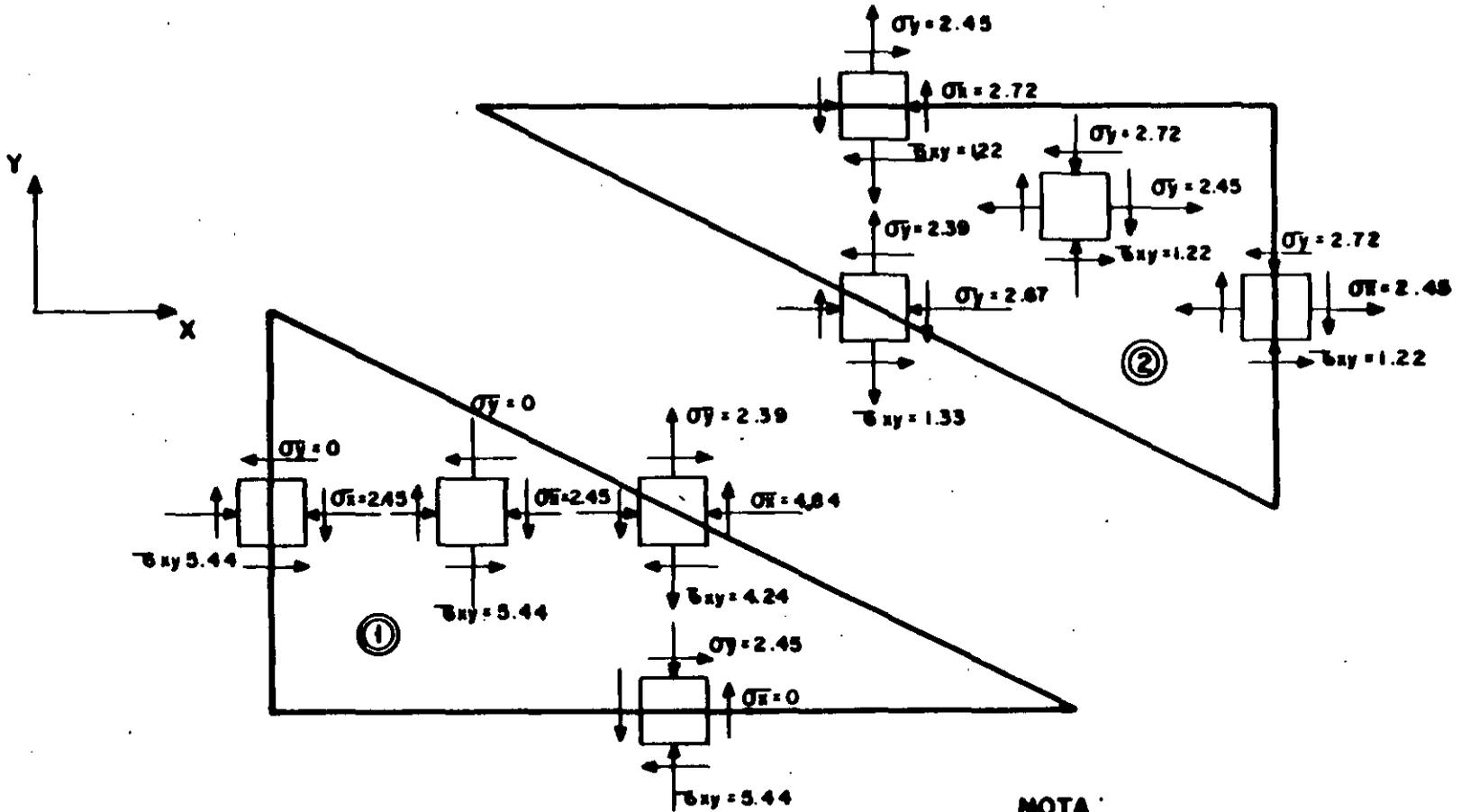
CONVENCION DE SIGNOS  $\odot$  — TENSION



Dibujó: Pdo. MARRAS V

**SADH** DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL  
 ESPECIALIDAD DE INGENIERIA DE OBRAS DE FERROVIARIAS Y TUBERIAS  
 VIGA EMPOTRADA CON CORTADEROS CON CONCRETO  
 ESTADO DE ESFUERZO  
 CALI 1980





NOTA:

LOS ESFUERZOS ESTAN EN T/m<sup>2</sup>



ESCALA DE DIBUJO EN METROS

SARH DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 OFICINA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TIE A  
 VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA  
 ESFUERZOS NORMALES Y CORTANTES  
 $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  Y  $\tau_{xy}$   
 A ALISIS POR ELEMENTOS FINITOS

Dibu.

Fdo. Molina V.

31



VIGA EMPOTRADA CON CARGA CONCENTRADA

-GARCIA MALO F- 051079

2 NO DE ELEMENTOS  
 8 NO DE ECUACIONES  
 1 NO DE TIPOS DE MATERIAL  
 4 NO DE PUNTOS DE LA ESTRUCTURA  
 0 INDICADOR DEL ESTADO PLANO

INDICES DE LOS ARCHIVOS DE ELEMENTOS Y ESTRUCTURA

10 NO DE ARCHIVO PARA ELEMENTOS  
 20 NO DE ARCHIVO PARA LA ESTRUCTURA

CONSTANTES ELASTICAS DE LOS MATERIALES  
 MAT.NO.--MODULO DE ELASTICIDAD--COEFICIENTE DE POISSON--PESO VOLUMETICO  
 (TON/M<sup>2</sup>\*2) (TON/M<sup>3</sup>)

1	100.00	0.00	0.80
---	--------	------	------

ANGULO ENTRE FZA DE GRAVEDAD Y EJE X GLOBAL= 270.00

NODO--ABSCISA--COORDENADA  
 NO. (M) (M)

1	0.000	0.000
2	0.000	3.000
3	6.000	0.000
4	6.000	3.000

LEM NO. -NODOI- NODOJ- NODOK- NODOL- MAT.NO.-IMODLE-IPUNESF-ESPESOR(M)

1	1	2	2	1	1	15	1.00
2	2	3	4	1	1	15	1.00

6 ANCHO DE SEMIBANDA DE LA MATRIZ DE RIGIDEZES

1 NO DE DISTINTAS CONDICIONES DE FRONTERA DEL PROBLEMA EN ESTUDIO



VIGA EMPOTRADA

DIRECCION GENERAL DE ORGANIZACION Y METODOS  
SUBDIRECCION DEL CENTRO DE COMPUTO OPE:7

- 1 NO. DE CONDICION DE FRONTERA
- 2 NO. DE NODOS RESTRINGIDOS
- 1 NO. DE CARGAS NODALES EN LA ESTRUCTURA
- 1 INDICADOR FUERZAS DE CUERPO, SI=0, NO=1

NUDO CARGADO	IND. DIRECCION	FUERZA CONCENTRADA
NO.	THOR, VER, OGIR	(TON)
4	-1	-1000000E+02

NUDO RESTRINGIDO	RESTRICCION	TIPD
1	3	
2	3	

4NO. DE RESTRICCIONES DE LA ESTRUCTURA	NO. RESTRICCION	G.L. RESTRINGIDO
	1	
	2	
	3	
	4	

DESPL. NODOS NODALES DE LA ESTRUCTURA (M)	PTO. NOD	
	HORIZONTAL	VERTICAL
1	0.	0.
2	0.	0.
3	-1.469308E+00	-6530612E+00
4	1.469308E+00	-7346939E+00

ELEM	COORDENADAS (M)	ESFUERZOS EN XY O EN LADOS (TON/M**2)			ESFUERZOS PRINCIPALES REFXY (TON/M**2)			DIR. PPAL	ENTRE NUDOS		
NO.	X	Y	TXX O TSS	TTY O TTT	TXY O TST	T11	T22	TAUMAX	(GRADOS)	INICI	TERMI
1	1.500	1.500	-2449E+01	0.	-5442E+01	.4354E+01	-.6803E+01	.9978E+01	34.660	0	0
1	0.000	1.500	-2449E+01	0.	-5442E+01					2	1
1	3.000	1.500	-2449E+01	.2399E+01	.4245E+01					3	2
1	3.000	0.000	0.	-.2449E+01	.5442E+01					1	3
2	4.500	2.250	-2449E+01	-.2721E+01	-.1224E+01	.2724E+01	-.2996E+01	.2880E+01	-12.673	0	0
2	3.000	3.000	-.2721E+01	.2449E+01	.1224E+01					4	2
2	0.000	1.500	-.2721E+01	-.2449E+01	-.1224E+01					3	4
2	3.000	1.500	-.2721E+01	.2399E+01	-.1333E+01					2	3

## APLICACION DEL METODO DE ELEMENTO FINITO EN COMPUTADORA

### ANALISIS DE DATOS PARA DISEÑO.

Si los resultados de un análisis de deformación del suelo requieren ser reales y significativos, es muy importante que las características esfuerzo-deformación (o en su caso la permeabilidad) de un suelo sean representados en el análisis de una manera razonable. Esta dificultad, es porque, dichas características son extremadamente complejas y el suelo es no-lineal, inelástico, y altamente dependiente de la magnitud de los esfuerzos que se le inducen.

Las relaciones a usar en el diseño se deben obtener de los datos disponibles de las pruebas de laboratorio convencionales, que en la mayoría de los casos resultan ser del tipo estático o correlaciones para valores dinámicos.

Los parámetros de esfuerzo-deformación y la resistencia característica del suelo, varían en un amplio rango dependiendo de la naturaleza del suelo y las condiciones de las pruebas de laboratorio. Es usual, que a manera de comparación de los parámetros a usar en un diseño a partir de pruebas de laboratorio, para la estimación inicial de los mismos o cuando se cuente con un número insuficiente de pruebas, se recurre a valores de parámetros de suelos con condiciones similares para las mismas condiciones de prueba.

Los parámetros que se usan generalmente en un análisis y que representan el comportamiento no-lineal, la dependencia de esfuerzos, el cambio de volumen y las relaciones esfuerzo-deformación son:

- i) Valores tangente del modulo de Young (E), el cual varía con la presión de confinamiento y el porcentaje de la resistencia.
- ii) Valores tangente de la relación de poisson ( $\mu$ ).
- iii) Cohesión aparente.
- iv) Angulo de fricción interna.
- v) Peso volumétrico del material.
- vi) Modulo volumétrico ( $B = E / 3(1-2\mu)$ )

Existen programas que facilitan la determinación de los parámetros de diseño, los cuales utilizan relaciones hiperbólicas de esfuerzo-deformación de ajuste y toman datos de pruebas convencionales de laboratorio. Tal es el caso del programa " SF - 5 EVALUACION DE PARAMETROS HIPERBOLICOS ESFUERZO - DEFORMACION ", desarrollado por K.S. WONG Y J.M. DUNCAN en la Universidad de California.

En el anexo de este apartado se encontrarán algunos parámetros utilizados en el análisis de esfuerzo-deformación para el programa " FEADAM84 ", desarrollado por DUNCAN, SEED, WONG Y OZAWA en la Universidad de Stanford.

ANEXO. ANALISIS DE DATOS PARA DISEÑO

TABLE 5. STRESS-STRAIN AND STRENGTH PARAMETERS FOR SOILS TESTED UNDER DRAINED CONDITIONS

Group	Soil Description	References	Grain Size, mm			LL	PI	TYPE	Nat. Dry Unit Wt. (pcf)	Dry C. Wt. (%)	w/c	Init. Void Ratio	Relative Density	Degree of Saturation	Testing	Particle Shape	Stress Range (psf)	K <sub>v</sub>				
			No. 60	No. 100	No. 200													C (%)	F (%)	e	σ	σ <sub>v</sub>
00-1	Compacted Backfill (Berkeley Dam)	Marcell et al (190)	67	2.5	0.5						110.0	0.20	70	**	Sub-angular	1.0-25.0	3	0.	30 (100)	500	.43	
00-2	Gravely Coarse Backfill (Utica Dam)	Casagrande (101) Marcell (170)	70	26	6						113.0	0.20	85	**	Sub-angular	1.1-25.0	3	0.	60 (100)	210	.51	
00-3	Quartzite Backfill (Furnace Dam #1)	Casagrande (101)	10										90	**	Sub-angular	4.1-25.0	4	0.	60 (100)	500	.40	
00-4	Quartzite Backfill (Furnace Dam #2)	Casagrande (101)	25										90	**	Sub-rounded	4.1-25.0	4	0.	63 (100)	600	.53	
00-5	Furnace Dam Transition	Casagrande (101)	10										90	**	Sub-rounded	4.1-25.0	4	0.	60 (100)	600	.53	
00-6	Furnace Dam Gravel	Marcell et al (170)	21	2.7	0.20						133.1	0.34	60	**	Sub-rounded	4.0-25.0	4	0.	51 (100)	600	.48	
00-7	Sherrill Backfill (El Estero Dam)	Marcell et al (180)	93	63	17						101.7	0.30	90	**	Angular	4.0-25.0	3	0.	60 (100)	300	.30	
00-8	Sandy Gravel (Utica Dam #2)	Casagrande (101)	22	1.2	0.20								90	**	Sub-angular	7.2-25.0	1	0.	41 (100)	400	.52	
00-9	Basalt Backfill	Casagrande (101) Marcell (170)	10	2.0	1.						133.0	0.3	90	**	Angular	1.1-25.0	3	0.	52 (100)	600	.53	
00-10	Silty Sand Gravel (Cerroville Dam)	Hall & Smith (125)	10	4.0	0.4	21	3				100.0	0.21	100	**	Sub-rounded	0.0-25.0	4	0.	33 (100)	1200	.42	
00-11	Angular Gravel (Cerroville Dam #1)	Marcell (170)	13.2	4.0	0.20						112.0	0.2	100	**	Sub-rounded	1.1-25.0	4	0.	51 (100)	1700	.74	
00-12	Crushed Basaltic Rock (Round Butte Dam)	Shannon & Wilson (141)	15	12	0.			91.0			90.0	3.3	90	**	Angular	1.0-10.0	3	0.	51 (147)	410	.21	
00-13	Sandy Gravel (Havilland Dam)	Shannon (141)	10	2	0.0						125.0	0.233	100	**	Sub-rounded	1.0-25.0	4	0.	50 (100)	1700	.22	
00-14	Clayey Gravel (New Hope Dam Core)	Sherrill (170)	12	0.0	0.0	53	30		113.0		107.0	10.0	100	91	**	Angular	1.0-25.0	4	0.	38 (100)	90	.30
00-15	Agillion Backfill (Furnace Dam #1)	Marcell (170)	0.1	1.0	0.0						113.0	0.08	100	**	Angular	1.0-25.0	4	0.	51 (100)	1000	.60	
00-16	Crushed Olivine Basalt	Marcell (170)	0.1	1.0	0.0						113.4	0.43	100	*	Angular	1.0-25.0	4	0.	50 (100)	1000	.23	
00-17	Silty Sand, Sand Gravel (Round Butte Dam)	Shannon & Wilson (141)	1.7	0.20	0.005	80	80		10.450		120.0			*	Sub-rounded	1.0-10.0	3	0.	30 (100)	300	.50	
00-18	Yacata Sandstone (0.5 to 1.0 mm. size)	Burton, Chan & Reed (12)	0.17	0.07	0.025	80	80		110.0		117.5	0.47	90	*	Angular	1.0-25.0	4	0.	43 (100)	300	.40	
00-19	Clayey Sandstone	Sturckfeld & Poole (170)	0.03	0.4	0.10						112.3	0.3	90	**	Sub-rounded	1.0-25.0	6	0.	44 (100)	150	.71	
00-20	Sacramento River Sand	Lee (140)	0.22	0.17	0.15						99.5	0.07	30	*	Sub-rounded	1.0-10.0	8	0.	30 (100)	430	.21	
00-21	Sacramento River Sand	Lee (140)	0.22	0.17	0.15						94.0	0.20	60	*	Sub-rounded	1.0-10.0	4	0.	37 (100)	610	.61	
00-22	Sacramento River Sand	Lee (140)	0.22	0.17	0.15						97.0	0.20	70	*	Sub-rounded	1.0-10.0	4	0.	41 (100)	1170	.30	
00-23	Sacramento River Sand	Lee (140)	0.22	0.17	0.15						101.0	0.04	100	*	Sub-rounded	1.0-10.0	4	0.	40 (100)	1000	.41	
00-24	San River Sand	Wright (40)	0.25	0.17	0.15							0.02	1000	**	Sub-rounded	7.2-25.0	4	0.	21 (100)	200	.30	
00-25	San River Sand	Wright (40)	0.25	0.17	0.15							0.04	1000	**	Sub-rounded	7.2-25.0	3	0.	47 (100)	1120	.51	
00-26	Poorly Graded Sand (Part Alton Lock)	Shannon & Trahan (140)	0.3	0.17	0.15	80	80		100.0		3.0	94.3	0.2	49	**	Sub-rounded	0.0-10.0	3	0.	29 (101)	417	.0
00-27	Poorly Graded Sand (Part Alton Lock)	Shannon & Trahan (140)	0.2	0.17	0.15	80	80		100.0		3.0	100.0	0.40	71	**	Sub-rounded	0.0-10.0	3	0.	42 (100)	423	.4
00-28	Poorly Graded Sand (Part Alton Lock)	Shannon & Trahan (140)	0.2	0.17	0.15	80	80		100.0		3.0	105.1	0.37	90	**	Sub-rounded	0.0-10.0	3	0.	44 (100)	750	.4
00-29	Coarse to Fine Sand (Round Butte Dam)	Shannon & Wilson (141)	0.42	0.17	0.15	80	80		100.0		74.0	1.22	70	**	Angular	1.0-10.0	3	0.	39 (100)	300	.1	
00-30	Pumice Sand (Round Butte Dam)	Shannon & Wilson (141)	0.05	0.41	0.20				87.4		84.2	10.0	77	*	Angular	2.0-20.0	3	0.	60 (100)	300	.4	
00-31	Pumice Sand (Round Butte Dam)	Shannon & Wilson (141)	1.0	0.5	0.30				83.7		70.0	25.0	70	*	Angular	2.0-20.0	3	0.	40 (121)	650	.3	
00-32	Fine Siliceous Sand (Shannon)	Shannon & Chaney (121)	0.07	0.3	0.100							0.05	30	**	Sub-rounded	1.0-10.0	3	0.	30 (100)	300	.6	
00-33	Monterey No. 0 Sand (Cylindrical specimen)	Lado (130)	0.07	0.3	0.100							0.04	100	**	Sub-rounded	1.0-10.0	3	0.	37 (100)	1000	.5	
00-34	Monterey No. 0 Sand (Cylindrical specimen)	Lado (130)	0.07	0.37	0.20	80	80					0.20	37	**	Sub-rounded	1.0-10.0	3	0.	29 (100)	930	.7	
00-35	Monterey No. 0 Sand (Cylindrical specimen)	Lado (130)	0.07	0.37	0.20	80	80					0.20	27	**	Sub-rounded	1.0-10.0	3	0.	29 (100)	510	.3	
00-36	Monterey No. 0 Sand (Cylindrical specimen)	Lado (130)	0.07	0.37	0.20	80	80					0.37	90	**	Sub-rounded	1.0-10.0	3	0.	45 (100)	1200	.2	
00-37	Monterey No. 0 Sand (Cylindrical specimen)	Lado (130)	0.07	0.37	0.20	80	80					0.37	90	**	Sub-rounded	1.0-10.0	3	0.	47 (100)	1350	.2	
00-38	Basaltic Sand (Round Butte Dam)	Shannon & Wilson (141)	1.	0.	0.11				120.1		0.5	100.0	0.5		**	Angular	2.0-10.0	3	0.	30 (100)	1600	.1
00-39	Silty Sand (Chattfield Dam)	CGI, Omaha District (7)	0.02	0.10	0.020	70	0	Std. AASHTO	123.0		0.0	110.7	0.0		**	Sub-angular	0.0-10.0	3	0.	37 (100)	300	1.4
00-40	Silty Gravelly Sand (Chattfield Dam)	CGI, Omaha District (7)	1.15	0.30	0.05	80	80	Std. AASHTO	127.0		0.1	124.3	1.33		**	Sub-angular	0.0-10.0	3	0.	41 (100)	500	1.1
00-41	Silty Sand w/ Pebbles (Round Butte Dam)	Shannon & Wilson (141)	0.25	0.1	0.04	80	80	Std. AASHTO	104.0		17.5	100.1	17.5		**	Angular	1.0-10.0	3	0.	60 (100)	700	.0
00-42	Silty Sand w/ Pebbles (Round Butte Dam)	Shannon & Wilson (141)	0.15	0.050	0.015	80	80	Std. AASHTO	91.0		19.0	100.4	19.0		**	Angular	1.0-10.0	3	0.	63 (100)	400	.0
00-43	Silty Sand (Round Butte Dam)	Shannon & Wilson (141)	0.27	0.027	0.0022				125.4		16.4	104.5	15.		**	Sub-angular	1.0-10.0	3	0.	30 (100)	530	.0
00-44	Silty Sand & Gravel (Round Butte Dam)	Shannon & Wilson (141)	0.05	0.052	0.012				109.7		17.9	100.	13.		**	Sub-angular	1.0-10.0	3	0.	30 (100)	600	.0
00-45	Silty Clayey Sand (Utica Dam Core)	Casagrande (101) / Seelye & Millie (127)	0.30	0.03	0.002	21	0	Std. AASHTO	136.3		9.0	131.1	1.7		**	Sub-rounded	1.0-10.0	6	0.	35	33	700
00-46	Silty Clayey Sand (Utica Dam Core)	Casagrande (101) / Seelye & Millie (127)	0.30	0.03	0.002	21	0	Std. AASHTO	136.3		9.0	130.0	0.7		**	Sub-rounded	1.0-10.0	6	0.	35	36	425
00-47	Silty Clayey Sand (Utica Dam Core)	Casagrande (101) / Seelye & Millie (127)	0.30	0.03	0.0002	21	0	Std. AASHTO	136.3		9.0	120.3	11.0		**	Sub-rounded	1.0-10.0	6	0.	35	36	160
00-48	Connersville Silt (Disturbed)	Sturckfeld & Poole (170)	0.011	0.010	0.005				97.0		19.0	100.0	17.7		*	Sub-rounded	1.0-10.0	4	0.	40 (100)	200	1.
00-49	Sandy Silty w/ Pebbles (Round Butte Dam)	Shannon & Wilson (141)	0.070	0.012	0.0004	80	80	Std. AASHTO	104.0		19.0	97.0	0.5		**	Sub-rounded	2.0-10.0	2	0.	43 (100)	500	.0
00-50	Sandy Silty w/ Pebbles (Round Butte Dam)	Shannon & Wilson (141)	0.1	0.020	0.0052	80	80	Std. AASHTO	122.0		16.3	100.2	17.0		**	Sub-rounded	2.0-10.0	3	0.	36 (100)	530	.0
00-51	Silty Clay (Canyon Dam)	Casagrande & Sturckfeld (17)	0.037	0.000	-	30	19	Harvard	116.0		15.2	111.3	13.1		**	Sub-rounded	1.0-10.0	4	0.	17	36	530
00-52	Silty Clay (Canyon Dam)	Casagrande & Sturckfeld (17)	0.037	0.000	-	30	19	Harvard	113.0		15.2	116.2	13.3		**	Sub-rounded	1.0-10.0	4	0.	17	29	630
00-53	Silty Clay (Canyon Dam)	Casagrande & Sturckfeld (17)	0.037	0.000	-	30	19	Harvard	113.0		14.7	115.1	13.1		**	Sub-rounded	1.0-10.0	4	0.	31	33	150
00-54	Silty Clay (Canyon Dam)	Casagrande & Sturckfeld (17)	0.037	0.000	-	30	19	Harvard	112.0		14.7	110.0	17.4		**	Sub-rounded	1.0-10.0	4	0.	39	30	160
00-55	Silty Clay (Canyon Dam)	Casagrande & Sturckfeld (17)	0.037	0.000	-	30	19	Harvard	125.0		15.0	105.3	19.0		**	Sub-rounded	1.0-10.0	5	0.	20	31	130

$PCF = 10/ft^2 = 16.018 \text{ } 460 \text{ kg/m}^3$   
 $TSF = \text{Ton/ft}^2 = 0.97653 \text{ } 10.6 \text{ } 2$

36

TABLE 6. STRESS-STRAIN AND STRENGTH PARAMETERS FOR SOILS TESTED UNDER UNCONSOLIDATED-UNDRAINED CONDITIONS

Group	Soil Description	Reference	Grain Size, mm			LL	PI	Type	Consolidation				Rating	Particle Shape	Stress Range (PSF)	Number of Tests	c (PSF)	Friction Angle	φ	c <sub>v</sub>	φ <sub>v</sub>	
			D <sub>60</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>10</sub>				Max. Dry Unit Wt. (pcf)	Opt. w/e	Dry Unit Wt. (pcf)	w/e										Degree Saturation
SC-2A	Sandy Gravel (Horseshoe Dam Core)	Dept. of Water Resources (121)	9.0	0.13	0.075	30	16	Sd.G.AASND	138.6	8.1	139.0	6.3	0	0	1.0-10.0	2	1.50	26	940	.94	.04	
SC-2B	Sandy Gravel (Horseshoe Dam Core)	Dept. of Water Resources (121)	9.0	0.12	0.075	30	16	Sd.G.AASND	138.6	8.1	139.0	6.3	0	0	27.0-43.3	2	18.01	3	190	.95	.07	
SP-8D	Poorly Graded Sand (Robson Dam)	CDE, Jacksonville District (16)	0.30	0.26	0.16	17	09	Med.S.AASND	129.5	11.0	124.0	11.8	35	***	Sub-rounded	1.0-3.0	3	6.	37 (4)	563	1.50	.00
SP-8E	Poorly Graded Sand (Robson Dam)	CDE, Jacksonville District (16)	0.30	0.26	0.16	17	09	Med.S.AASND	129.5	11.0	98.0	11.0	47	0	Sub-rounded	1.0-3.0	2	6.	37 (4)	730	.64	.07
SP-8F	Poorly Graded Sand (Robson Dam)	CDE, Jacksonville District (16)	0.30	0.26	0.16	17	09	Med.S.AASND	129.5	11.0	110.0	11.3	61	**	Sub-rounded	1.0-3.0	3	6.	43 (4)	940	0.	.00
SP-8G	Poorly Graded Silty Sand (Robson Dam)	CDE, Jacksonville District (16)	0.30	0.16	0.09	23	09	Med.S.AASND	121.1	13.6	101.3	13.4	57	***	Sub-rounded	1.0-3.0	3	6.	44 (6)	430	.67	.76
SP-9E	Poorly Graded Silty Sand (Robson Dam)	CDE, Jacksonville District (16)	0.16	0.14	0.08	23	09	Med.S.AASND	101.1	15.6	96.2	13.3	53	**	Sub-rounded	1.0-3.0	2	6.	44 (11)	853	.70	.03
SP-9F	Poorly Graded Silty Sand (Robson Dam)	CDE, Jacksonville District (16)	0.16	0.14	0.08	23	09	Med.S.AASND	101.1	17.6	92.0	12.4	62	**	Sub-rounded	1.0-3.0	2	6.	45 (4)	673	.91	.05
SP-1	Gravelly Silty Sand (Ball Mountain Dam)	Linnell & Shea (26)	0.80	0.37	0.25	49	39	Sd.G.AASND	122.9	10.0	124.0	9.4	71	**	Sub-rounded	1.1-3.3	3	9.	42 (3)	633	.30	.57
SP-1A	Silty Sand (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.100	0.093	0.064	09	09	Sd.G.AASND	129.3	13.4	109.3	13.0	70	**		3-6.0	4	6.	60 (2)	393	.94	.00
SP-1B	Silty Sand (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.100	0.093	0.064	09	09	Sd.G.AASND	129.3	13.4	104.3	13.3	60	**		3-6.0	4	6.	45 (4)	423	.94	.00
SP-1C	Silty Sand (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.100	0.093	0.064	09	09	Sd.G.AASND	129.3	13.4	114.4	10.7	75	**		3-6.0	4	6.	39 (4)	343	.64	.73
SP-1C-2	Silty Clayey Sand (Horseshoe Dam)	Linnell & Shea (26)	0.22	0.016	0.021	21	7	Sd.G.AASND	129.3	9.2	121.0	8.8	63	**		1.0-6.0	3	.90	31	320	.30	.00
SC-1	Clayey Sand (Horseshoe Dam)	Linnell & Shea (26)	0.4	0.020	0.023	29	13	Sd.G.AASND	123.1	13.0	113.0	12.0	65	**		1.1-6.3	3	.93	31	30	.64	.56
SC-2	Clayey Sand (New Dan Ferry Dam Core)	Reedell (1)	0.54	0.03	0.029	37	11	20,000	129.0	9.0	123.2	9.4	73	**		3.4-21.4	3	2.60	26	3000	0.	.03
SC-3	Clayey Gravelly Sand (Forsyth Dam)	CDE, Port North District (15)	0.25	0.03	0.	20	10	Sd.G.AASND	120.1	11.2	125.0	8.3	70	*		3-1.5	2	1.00	4	513	.97	.64
SC-4A	Clayey Sand (Charfield Dam)	CDE, Ona District (19)	0.24	0.04	0.	22	7	Sd.G.AASND	121.6	11.7	116.2	14.7	60	*		6.0-10.0	2	1.30	0	12	0.	.76
SC-4B	Clayey Sand (Charfield Dam)	CDE, Ona District (19)	0.23	0.03	0.	22	10	Sd.G.AASND	125.0	10.0	110.0	17.0	60	*		6.0-10.0	2	1.15	0	250	0.	.67
SC-2A	Sandy Silt (Charfield Dam)	CDE, Ona District (19)	0.09	0.03	0.003	25	4	Sd.G.AASND	115.0	12.0	106.7	15.0	77	***		6.0-10.0	3	1.00	17	260	.00	.00
SC-2B	Sandy Silt (Charfield Dam)	CDE, Ona District (19)	0.09	0.03	0.003	25	4	Sd.G.AASND	115.0	12.0	109.3	12.7	63	***		6.0-10.0	3	.39	30	27	1.43	.73
SC-2C	Sandy Silt (Birch Gap Shell)	CDE, Talco District (20)	0.070	0.045	0.023	19	1	Sd.G.AASND	120.8	13.0	124.0	11.6	53	***		3-6.0	4	.42	31	240	.34	.63
SC-3A	Sandy Silt (Birch Gap Shell)	CDE, Talco District (20)	0.070	0.045	0.023	19	1	Sd.G.AASND	120.8	13.6	104.0	13.6	62	***		1.5-6.0	3	.19	31	270	.30	.00
SC-3B	Sandy Silt (Birch Gap Shell)	CDE, Talco District (20)	0.070	0.045	0.023	19	1	Sd.G.AASND	120.8	13.6	124.0	10.6	74	***		1.5-6.0	3	.54	27	190	.04	.77
C-1A	Silty Clay (Somerville Dam)	Chapman et al (1)	0.023	0.01	0.	40	20	Sd.G.AASND	130.8	10.0	106.7	16.7	81	***		1.0-12.3	4	.53	29	343	.00	.67
C-1B	Silty Clay (Somerville Dam)	Chapman et al (1)	0.023	0.01	0.	40	20	Sd.G.AASND	130.8	10.0	107.0	13.9	69	*		1.0-6.2	4	1.20	14	30	.60	.50
C-1C	Lean Clay (Morroe Dam)	CDE, Louisville District (10)	0.023	0.001	0.	40	23	Sd.G.AASND	119.5	16.4	107.1	19.1	67	**		7-2.9	2	.95	0	66	0.	.75
C-1D	Lean Clay (Morroe Dam)	CDE, Louisville District (10)	0.023	0.001	0.	40	23	Sd.G.AASND	119.5	16.4	104.0	21.2	60	**		7-2.9	2	.42	0	12	.03	.52
C-1	Lean Clay (Morroe Dam)	CDE, Louisville District (10)	0.015	0.0044	0.	44	22	Sd.G.AASND	126.0	10.0	102.0	21.7	92	*		7-2.9	2	1.00	0	30	0.	.57
C-1A	Pittsburg Silty Clay	Railway, Duncan & Seed (32)	0.04	0.003	0.	35	16	Med.AASND	110.9	13.5	105.4	11.9	63	**		1.0-3.0	2	.92	31	650	-.60	.00
C-1B	Pittsburg Silty Clay	Railway, Duncan & Seed (32)	0.04	0.003	0.	35	16	Med.AASND	110.9	13.5	109.1	14.2	71	**		1.0-6.0	2	1.50	17	700	-.14	.93
C-1C	Pittsburg Silty Clay	Railway, Duncan & Seed (32)	0.04	0.003	0.	35	16	Med.AASND	110.9	13.5	109.0	16.0	63	**		1.0-6.0	2	1.30	6	430	.10	.93
C-1D	Pittsburg Silty Clay	Railway, Duncan & Seed (32)	0.04	0.003	0.	35	16	Med.AASND	110.9	13.5	112.7	11.5	63	**		1.0-6.0	2	1.00	24	2600	-.74	.93
C-1E	Pittsburg Silty Clay	Railway, Duncan & Seed (32)	0.04	0.003	0.	35	16	Med.AASND	110.9	13.5	114.7	14.3	64	**		1.0-3.0	2	1.90	17	3000	-.30	.97
C-1F	Pittsburg Silty Clay	Railway, Duncan & Seed (32)	0.04	0.003	0.	35	16	Med.AASND	110.9	13.5	106.8	0.73	43	**		1.0-6.0	3	1.50	12	6900	-1.10	.94
C-1G	Pittsburg Silty Clay	Railway, Duncan & Seed (32)	0.04	0.003	0.	35	16	Med.AASND	110.9	13.5	119.3	11.7	77	**		1.0-6.0	3	1.30	10	5000	-.20	.95
C-1H	Sandy Clay (Birch Gap Core)	CDE, Talco District (20)	0.045	0.01	0.	29	15	Sd.G.AASND	110.3	14.5	105.0	12.3	57	**		1.5-6.0	3	.44	29	120	-.21	.60
C-1I	Sandy Clay (Birch Gap Core)	CDE, Talco District (20)	0.045	0.01	0.	29	15	Sd.G.AASND	110.3	14.5	105.0	14.5	66	***		3-6.0	3	.30	25	140	.02	.01
C-1J	Sandy Clay (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.06	0.003	0.	43	20	Sd.G.AASND	107.5	17.2	107.9	17.2	67	**		3-6.0	4	1.00	2	74	.23	.67
C-1K	Sandy Clay (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.06	0.003	0.	43	20	Sd.G.AASND	107.5	17.2	107.2	17.0	74	**		3-6.0	4	1.00	1	60	-.05	.84
C-1L	Sandy Clay (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.06	0.003	0.	43	20	Sd.G.AASND	107.5	17.2	102.6	23.0	60	**		3-6.0	4	.45	1	27	.10	.67
C-1M	Sandy Clay (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.065	0.0035	0.	38	18	Sd.G.AASND	111.3	14.3	106.3	16.0	74	**		3-6.0	4	.57	25	120	-.20	.67
C-1N	Sandy Clay (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.052	0.0025	0.	49	22	Sd.G.AASND	95.7	21.3	96.5	21.3	60	**		3-6.0	3	1.50	4	270	-.29	.67
C-1O	Sandy Clay (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.052	0.0025	0.	49	22	Sd.G.AASND	95.7	21.3	91.7	23.3	77	**		3-6.0	3	1.20	3	130	.10	.60
C-1P	Sandy Clay (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.052	0.0025	0.	49	22	Sd.G.AASND	95.7	23.3	101.0	20.7	67	**		3-6.0	3	.64	1	51	.14	.77
C-1Q	Sandy Clay (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.055	0.004	0.	70	16	Sd.G.AASND	110.3	15.0	111.0	15.1	68	**		3-6.0	4	.64	22	160	-.34	.71
C-10A	Sandy Clay (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.005	0.004	0.	29	16	Sd.G.AASND	110.3	15.0	106.5	15.0	74	***		3-6.0	4	.55	22	270	-.27	.77
C-10B	Sandy Clay (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.005	0.004	0.	29	12	Sd.G.AASND	107.5	16.0	100.3	13.1	50	**		3-6.0	4	.78	24	640	-.24	.60
C-10C	Sandy Clay (Somerville Dam)	CDE, Port North District (15)	0.005	0.004	0.	29	12	Sd.G.AASND	107.5	16.0	106.5	13.3	64	**		3-6.0	4	1.50	25	670	-.10	.60

57

TABLE 6. (CONTINUED)

No.	Soil Description	Reference	Grain Size, mm			LL	PI	Type	Corrected			Degree Saturation	Rating	Particle Shape	Stress Range (TSF)	Number of Tests	Friction Angle	c	φ	φ <sub>d</sub>
			D60	D30	D10				RAM. D <sub>50</sub> Unit wt. (%)	Opt. w/4 (%)	L <sub>50</sub> U. Wt. (%)									
11C	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.06	0.002	-	25	12	Std. AASHO	107.5	16.8	172.6	19.3	87	*	3-6.0	4	6	33	.30	.61
11D	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.06	0.002	-	25	12	Std. AASHO	107.5	16.8	176.7	18.7	85	*	3-6.0	4	18	200	.60	.93
11E	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.06	0.002	-	25	12	Std. AASHO	107.5	16.8	181.5	18.3	72	*	3-6.0	4	20	220	.73	.90
12A	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.063	0.0015	0.001	38	23	Std. AASHO	106.1	17.2	185.0	18.6	89	**	3-6.0	4	8	100	.23	.84
12C	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.063	0.0035	0.001	38	23	Std. AASHO	106.1	17.2	181.9	17.1	75	**	3-6.0	4	13	120	.69	.83
12D	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.063	0.0035	0.001	38	23	Std. AASHO	106.1	17.2	183.0	18.7	89	*	3-6.0	4	3	47	.38	.83
12E	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.063	0.0035	0.001	38	23	Std. AASHO	106.1	17.2	186.5	13.9	70	**	3-6.0	4	24	950	-.15	.80
12F	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.063	0.0035	0.001	38	23	Std. AASHO	106.1	17.2	180.3	16.9	89	**	3-6.0	4	8	470	0.	.95
12G	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.066	0.0045	-	38	23	Std. AASHO	104.9	17.6	98.7	20.9	86	**	3-6.0	4	4	75	.66	.88
13A	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.066	0.0045	-	38	23	Std. AASHO	104.9	17.6	104.9	16.8	72	*	3-6.0	4	23	800	-.18	.84
13C	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.066	0.0045	-	38	23	Std. AASHO	104.9	17.6	171.3	17.4	76	*	3-6.0	4	12	270	.06	.87
13D	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.066	0.0045	-	38	23	Std. AASHO	104.9	17.6	130.5	14.2	62	*	3-6.0	4	29	1100	-.36	.83
14E	Sandy Clay (Somerville Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.066	0.0045	-	38	23	Std. AASHO	104.9	17.6	124.4	17.5	84	*	3-6.0	3	13	410	.15	.87
14C	Lean Clay (Clinton Dam)	CEE, Kansas City District (17)	-	-	-	68	27	Std. AASHO	123.0	21.2	98.0	24.0	92	**	1.0-3.0	2	2	57	.43	.88
14D	Lean Clay (Clinton Dam)	CEE, Kansas City District (17)	-	-	-	67	18	Std. AASHO	128.0	20.2	99.7	22.9	91	**	1.0-3.0	2	1	130	.63	.90
17A	Lean Clay (Clinton Dam)	CEE, Kansas City District (17)	-	-	-	63	24	Std. AASHO	111.0	20.1	99.1	22.7	90	**	2.0-6.0	3	2	100	.27	.89
17B	Lean Clay (Clinton Dam)	CEE, Kansas City District (17)	-	-	-	63	24	Std. AASHO	111.0	20.1	99.1	21.9	88	**	2.0-6.0	3	1	180	.54	.97
17C	Lean Clay (Clinton Dam)	CEE, Kansas City District (17)	-	-	-	63	24	Std. AASHO	111.0	20.1	98.9	22.7	90	**	2.0-6.0	3	3	130	.66	.91
18A	Lean Clay (Clinton Dam)	CEE, Kansas City District (17)	-	-	-	63	26	Std. AASHO	102.0	19.9	96.8	22.7	83	**	2.0-6.0	3	2	53	.41	.89
18B	Sandy Clay (Chatfield Dam)	CEE, Omaha District (19)	0.016	-	-	63	24	Std. AASHO	104.0	19.3	97.6	23.4	90	**	6.0-10.0	2	0	200	0.	.95
19A	Sandy Clay (Chatfield Dam)	CEE, Omaha District (19)	0.09	0.007	-	34	18	Std. AASHO	113.0	15.1	107.4	18.1	88	*	6.0-10.0	2	0	180	0.	.93
20A	Sandy Clay (Proctor Dam)	CEE, Fort Worth District (15)	0.033	0.002	-	31	20	Std. AASHO	115.0	14.6	116.8	13.2	72	**	1.0-6.0	2	12	150	.16	.79
20B	Silty Clay (Canyon Dam)	Casagrande & Hirschfeld (8)	0.037	0.008	-	34	19	Harvard	116.2	15.2	110.9	13.0	87	*	1.0-14.3	5	20	400	.17	.85
20C	Silty Clay (Canyon Dam)	Casagrande & Hirschfeld (8)	0.037	0.008	-	34	19	Harvard	116.2	15.2	115.8	13.1	77	*	1.0-14.3	4	20	440	.34	.86
20A	Silty Clay (Canyon Dam)	Casagrande & Hirschfeld (8)	0.037	0.008	-	34	19	Harvard	112.8	16.7	111.0	16.2	84	*	1.0-6.3	4	16	110	.90	.91
20B	Silty Clay (Canyon Dam)	Casagrande & Hirschfeld (8)	0.037	0.008	-	34	19	Harvard	112.8	16.7	112.2	16.6	88	*	1.0-4.1	3	11	67	.71	.77
20C	Silty Clay (Canyon Dam)	Casagrande & Hirschfeld (8)	0.037	0.008	-	34	19	Harvard	112.8	16.7	110.3	17.3	80	*	1.1-4.1	3	9	37	.37	.63
20A	Silty Clay (Canyon Dam)	Casagrande & Hirschfeld (7)	0.037	0.008	-	34	19	Harvard	108.8	18.0	106.3	16.2	75	**	4.1-13.5	4	3	71	1.06	.98
20B	Fat Clay (Clinton Dam)	CEE, Kansas City District (17)	-	-	-	60	30	Std. AASHO	94.0	26.5	90.0	26.8	90	**	1.0-3.0	2	4	93	.21	.89
20C	Fat Clay (Monroe Dam)	CEE, Louisville District (18)	0.0067	-	-	61	30	Std. AASHO	95.5	26.3	89.3	31.1	93	*	3-2.9	2	0	21	0.	.69
20A	Fat Clay (Monroe Dam)	CEE, Louisville District (18)	0.0067	-	-	61	30	Std. AASHO	95.5	26.5	92.6	28.6	93	**	3-2.9	3	1	67	.62	.79
20B	Fat Clay (Monroe Dam)	CEE, Louisville District (18)	0.018	-	-	60	25	Std. AASHO	100.0	22.7	96.4	26.5	94	**	1.1-3.9	2	1	63	.14	.71
20C	Fat Clay (Chatfield Dam)	CEE, Omaha District (19)	0.0095	-	-	54	36	Std. AASHO	95.0	24.4	90.3	27.4	84	*	6.0-10.0	3	0	36	.72	.91
20A	Fat Clay (Chatfield Dam)	CEE, Omaha District (19)	0.0095	-	-	54	36	Std. AASHO	95.0	24.4	90.7	24.4	76	**	6.0-10.0	3	2	52	.66	.89

5  
2

## DISCRETIZACION DE SECCIONES DE ANALISIS (MALLAS).

Generalmente en los programas actuales no existen muchas restricciones para el trazado de mallas, pudiendo utilizar cualquier combinación de elementos triangulares y cuadrangulares, salvo restricciones particulares del programa que usted use.

Algunas restricciones básicas generales son:

- i) Un elemento no puede contar con propiedades de dos diferentes materiales.
- ii) Las fuerzas externas se dan en los nodos o en una sola cara del elemento, carga lineal.
- iii) Debe existir una frontera con nodos restringidos al menos en una dirección.

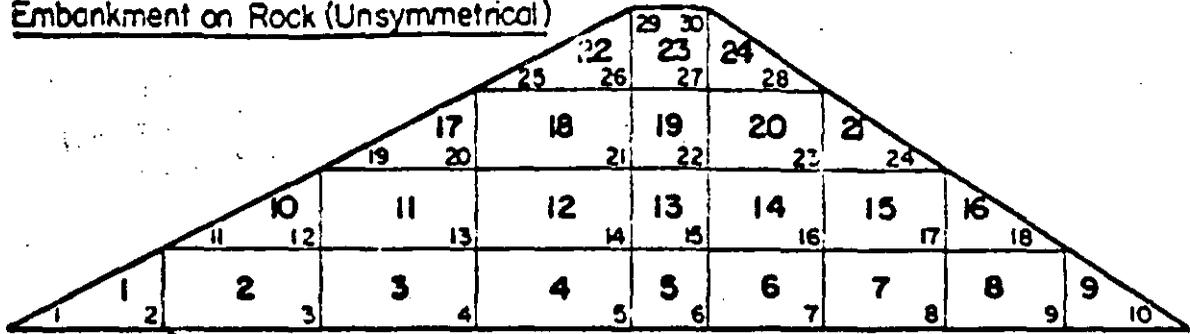
La experiencia en la generación de mallas dentro de la S.A.R.H. (Comisión Nacional del Agua), propone una zona de influencia de 2 a 3 veces la altura de la estructura, tanto aguas arriba como aguas abajo y cimentación; en esta última la tendencia será del tipo circular para que en la frontera se restrinjan los nodos en una o dos direcciones, y evitar concentraciones de esfuerzos por esta restricción.

Por otro lado, la práctica usual de esta dependencia es cerrar la malla en los puntos de mayor interés de la estructura, como pudieran ser la interacción núcleo central-filtros-respaldo y/o núcleo central-cimentación.

En el anexo de este apartado se presentan algunas mallas utilizadas en el análisis de elemento finito, para esfuerzo-deformación y flujo de agua.

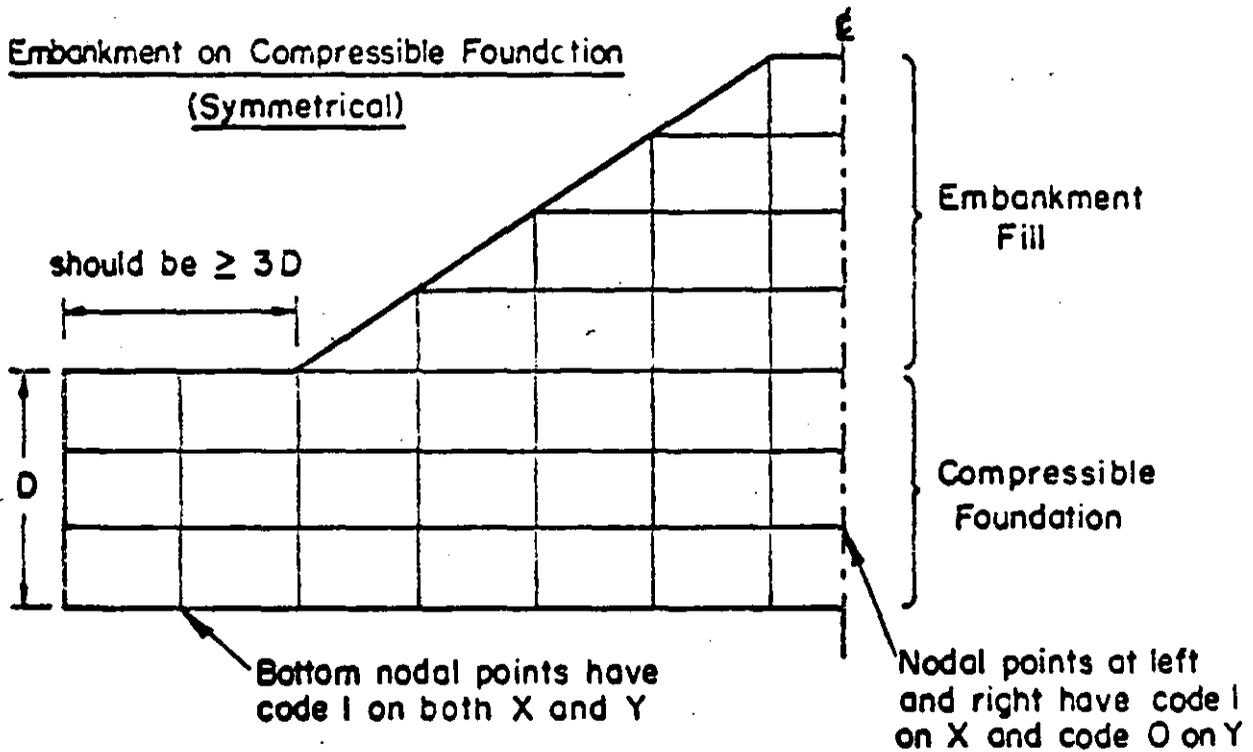
ANEXO. DISCRETIZACION DE SECCIONES (MALLAS)

Embankment on Rock (Unsymmetrical)



Bottom nodal points have code 1 on both X and Y

Embankment on Compressible Foundation  
(Symmetrical)



**Note:** For accurate displacements and stresses, embankment meshes should have eight or more layers of elements above the foundation. These example meshes contain too few elements and nodal points to give accurate results.

**Fig. 1** EXAMPLE MESHES FOR EMBANKMENT ON ROCK OR COMPRESSIBLE FOUNDATION

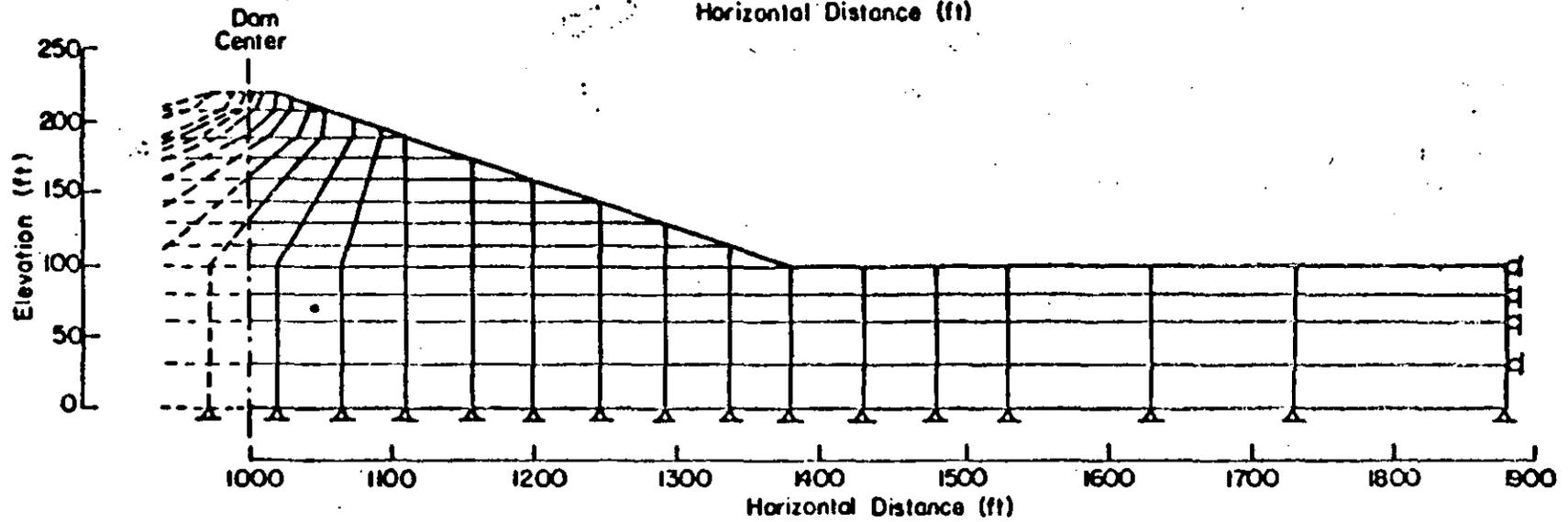
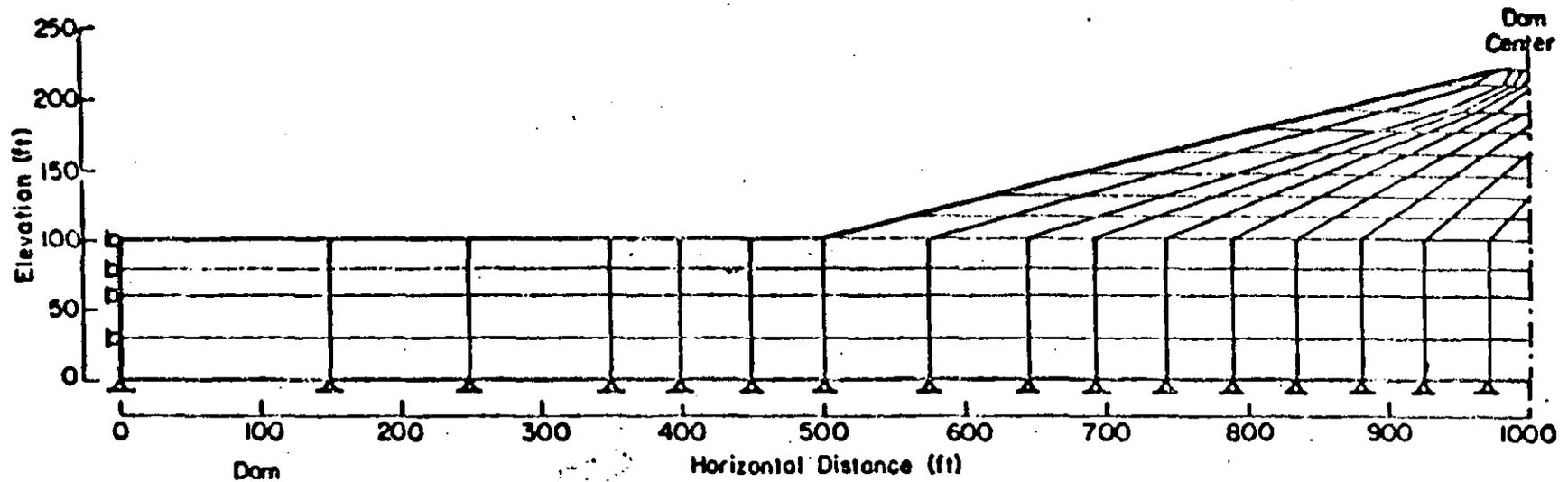


Fig. 2 FINITE ELEMENT MESH FOR THE SECTION WITH A COMPRESSIBLE FOUNDATION

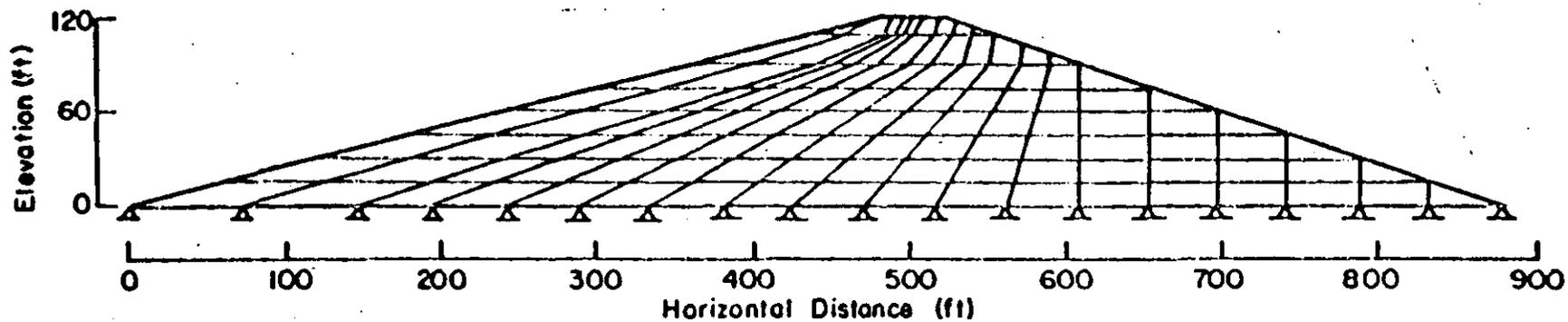


Fig. 3 FINITE ELEMENT MESH FOR THE SECTION WITH A RIGID FOUNDATION

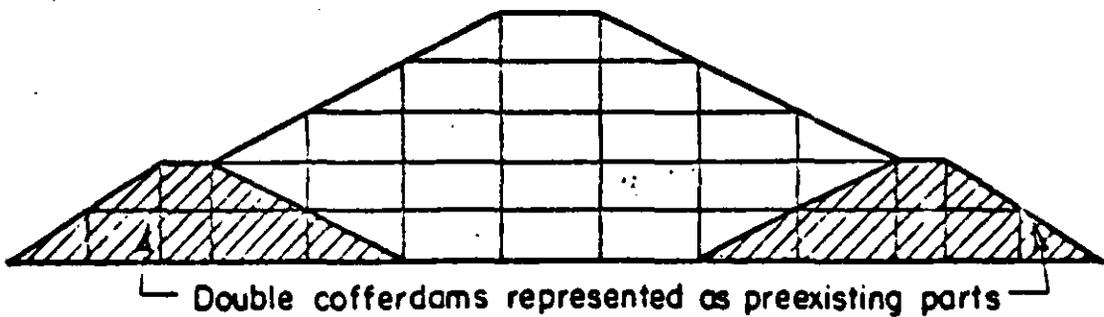
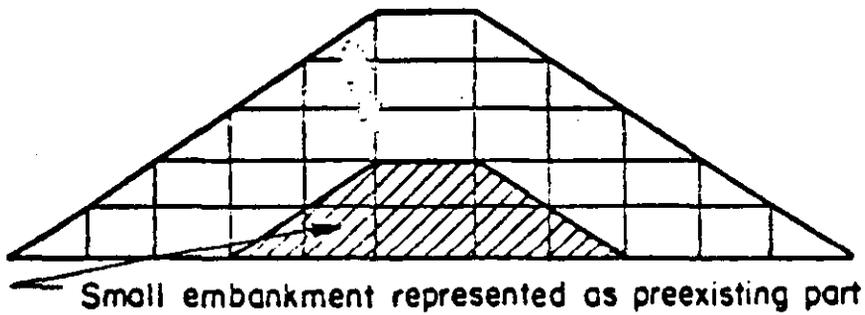
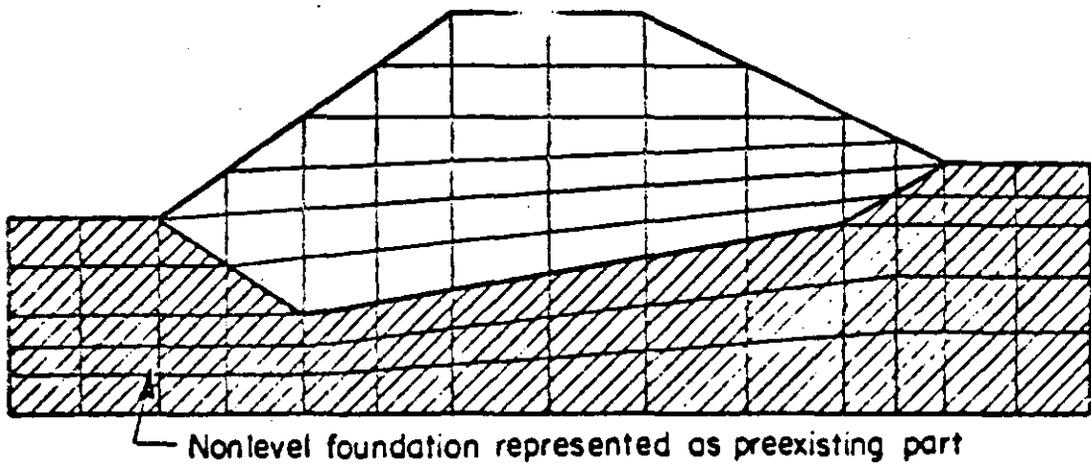
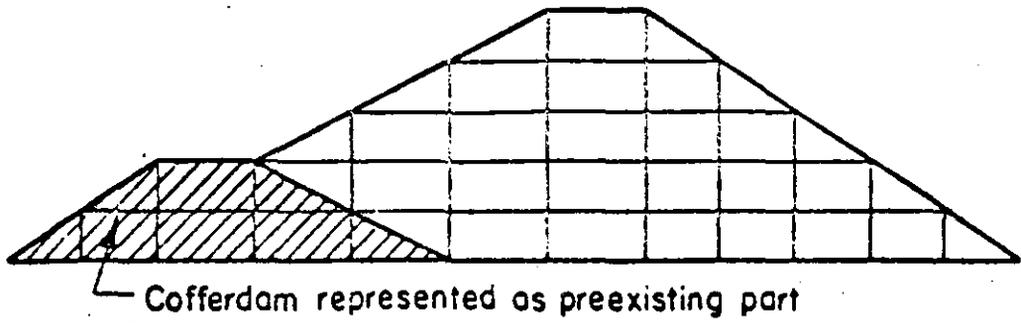
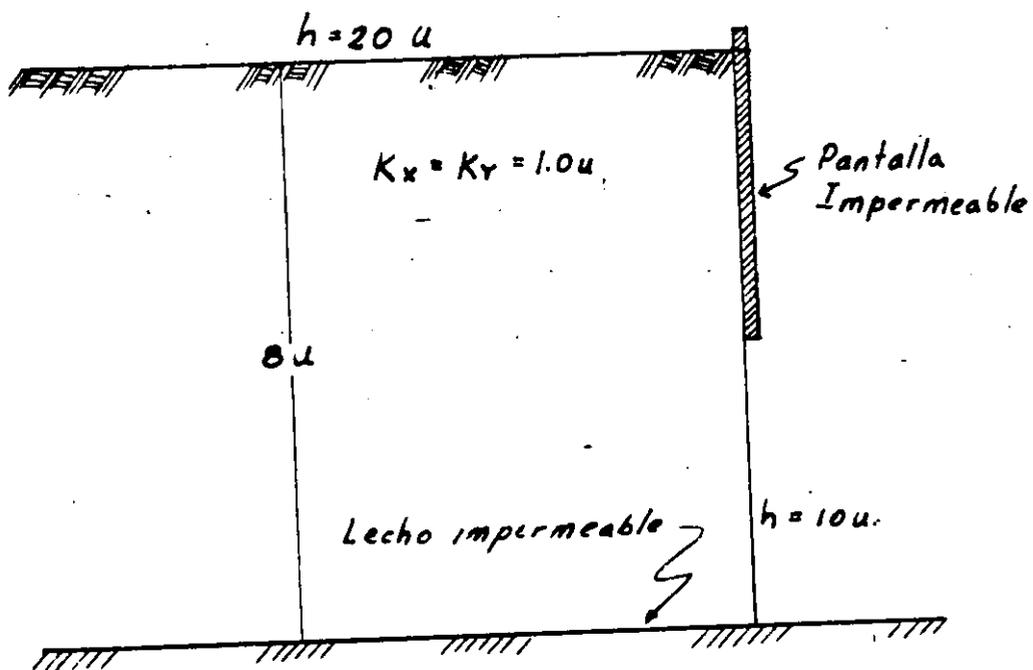
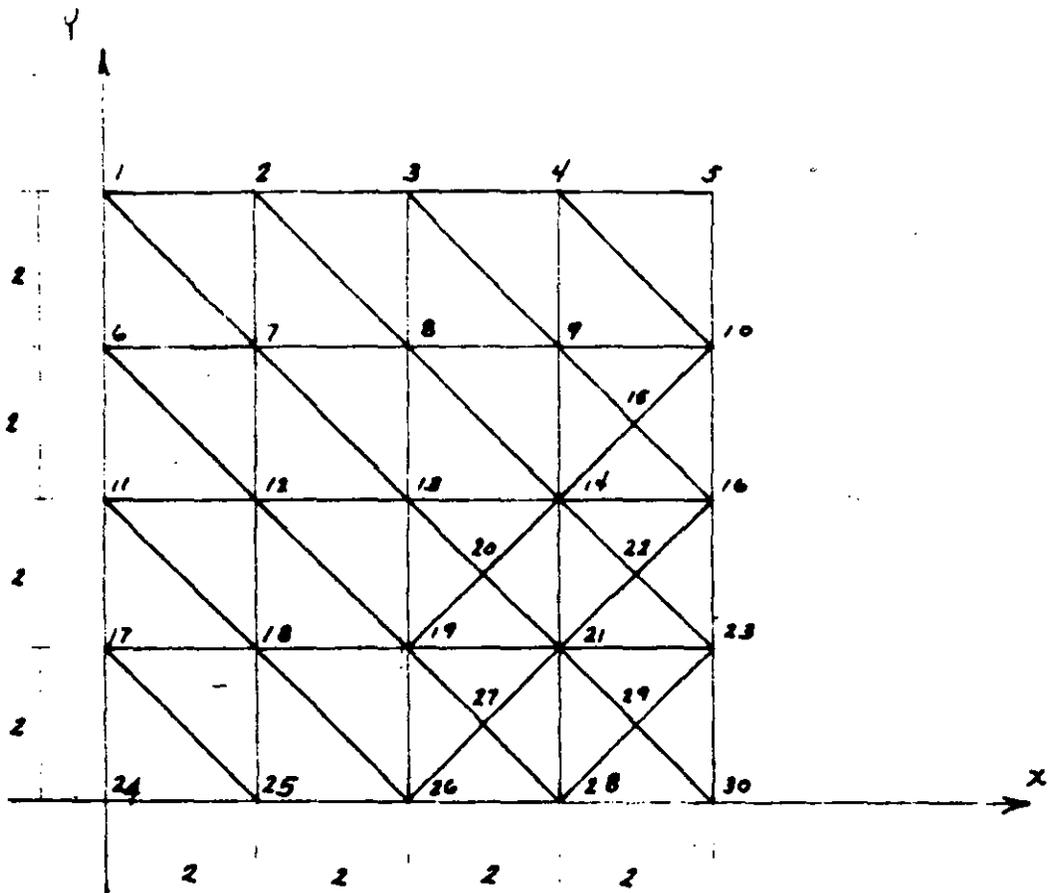


Fig. 4 EXAMPLE MESHES FOR EMBANKMENT WITH PREEXISTING PARTS

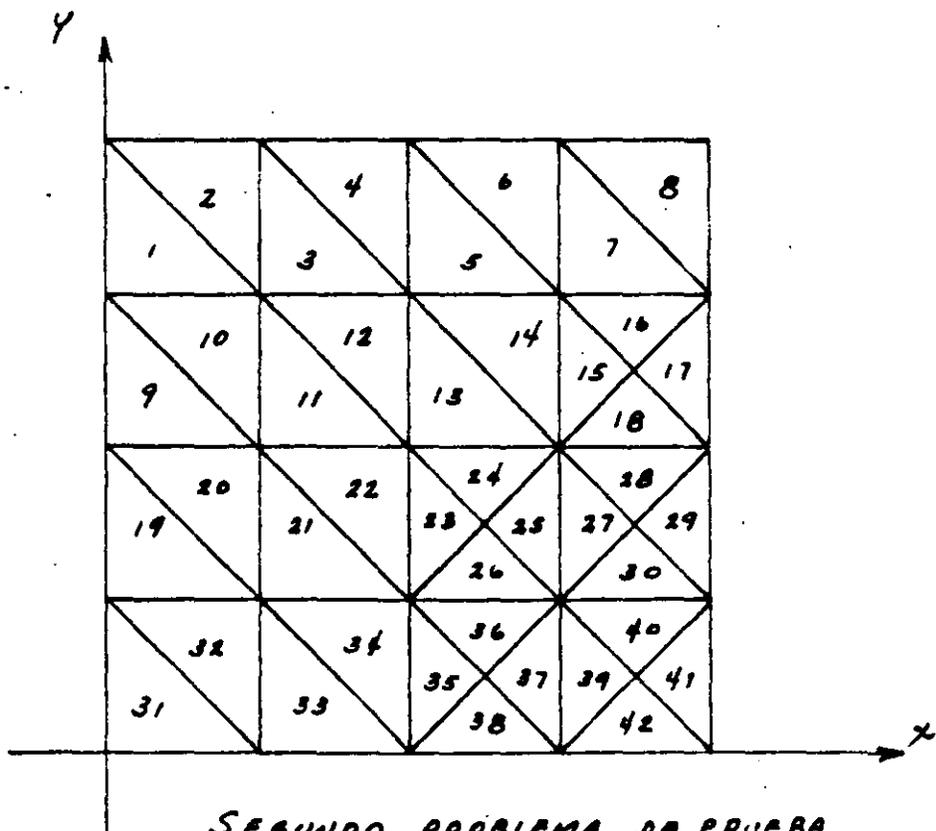
MALLAS PARA ANALISIS DE FLUJO DE AGUA



GEOMETRIA DEL SEGUNDO  
PROBLEMA DE PRUEBA.



SEGUNDO PROBLEMA DE PRUEBA  
NUMERACION DE LOS NODOS.



SEGUNDO PROBLEMA DE PRUEBA  
NUMERACION DE LOS ELEMENTOS.

- movable point
- fixed point

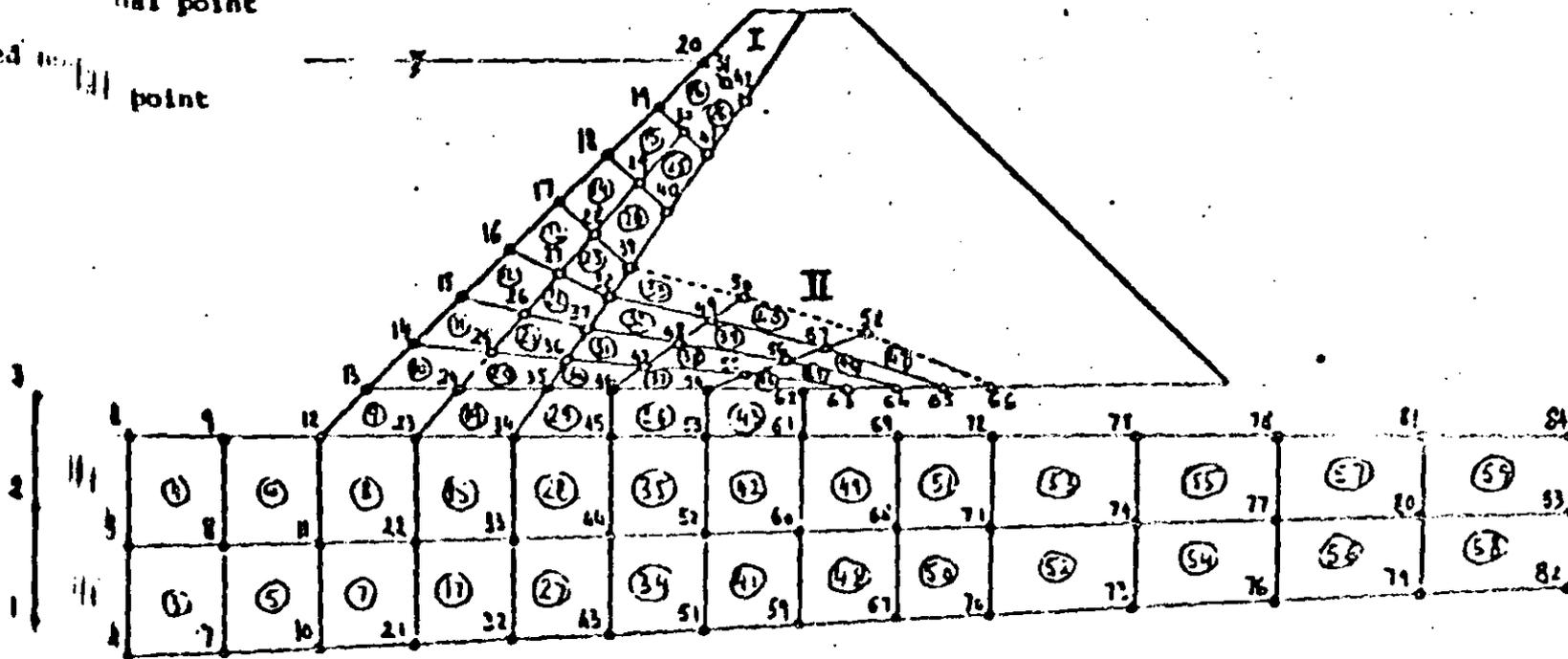


FIGURE 2

○ movable nodal point

● fixed nodal point

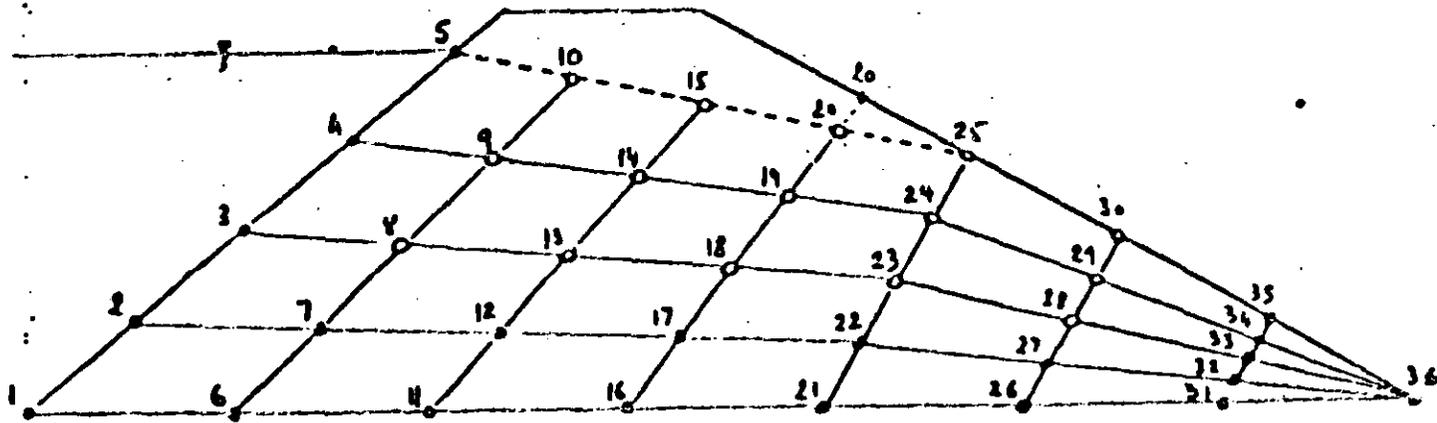
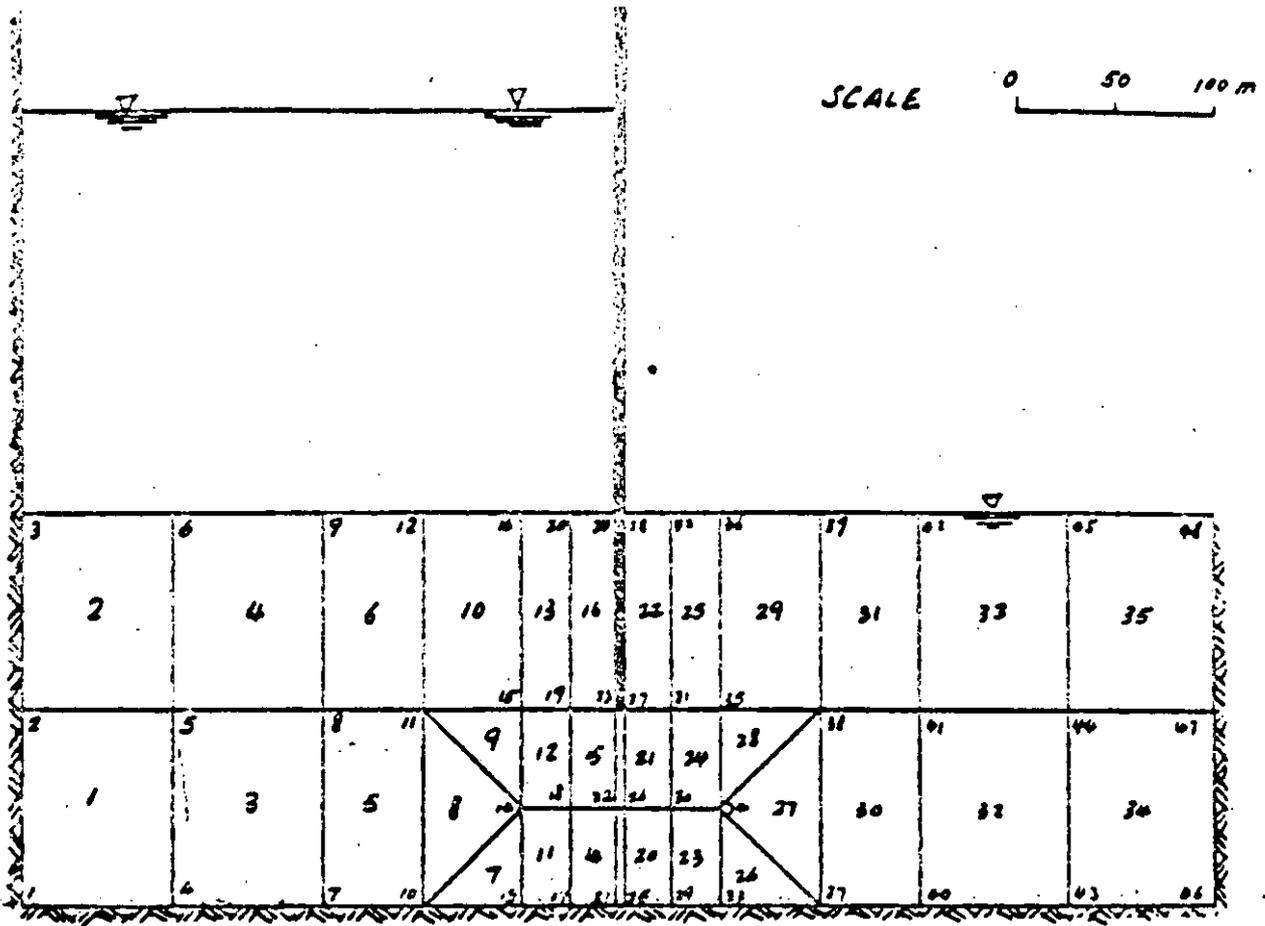


FIGURE 3



CUTOFF WALL :  $k = 0$  m/DAY

SOIL :  $k = 1 \times 10^{-6}$  m/DAY

FIGURE 4 EXAMPLE PROBLEM 1 -- CONFINED FLOW

b moveable nodal point

• fixed nodal point

50

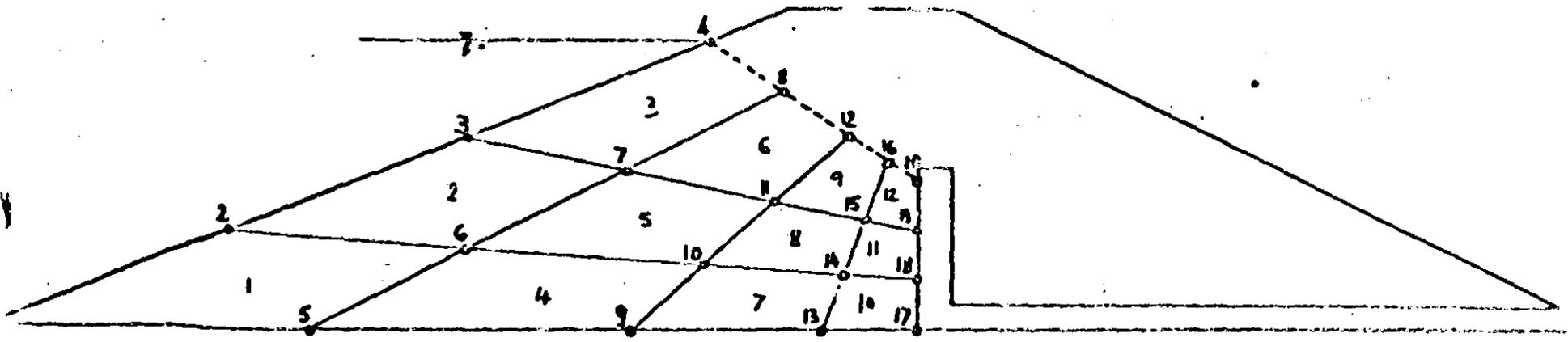
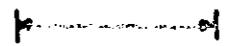


FIGURE 5. EXAMPLE PROBLEM 2

### CONTRAFLECHA

Una estructura térrea es esencialmente incapaz de trabajar como estructura vertedora sin un alto riesgo de colapso por erosión. Dadas las implicaciones catastróficas de una falla de este tipo, la probabilidad de ocurrencia debe mantenerse muy baja. Para ello, la avenida de diseño de una estructura térrea debe ser mayor que la de una presa de concreto o mampostería. Fija la avenida de diseño, la solución más económica se obtendría balanceando la capacidad del vertedor y la regulación del vaso variando la altura de la cortina.

La defensa de presa contra desbordamiento temporal producido por oleaje de viento o sismo se hace mediante un bordo libre, definido como la distancia vertical entre el punto más bajo de la corona y el nivel del embalse cuando el vertedor trabaja a su capacidad de diseño. Dicho bordo libre proporciona también cierto margen de seguridad contra avenidas sin precedente y contra agrietamientos transversales de la cortina. En la estimación del bordo libre mínimo necesario se debe considerar también la magnitud probable de los asentamientos de la corona por deformación del cuerpo de la cortina y de la cimentación, a este último concepto se le denomina generalmente CONTRAFLECHA.

Entonces, el bordo libre debe ser:

$$H_{BL} = (H_1 + H_2 + H_3) + AH + H_s$$

donde:

- |          |  |
|----------|--|
| $H_{BL}$ | Altura del bordo libre.  |
| $H_1$    | Sobrelevación del embalse en la cortina debida al arrastre del agua por el viento.   |
| $H_2$    | Altura, sobre nivel del embalse sobrelevado, de la cresta de las olas producidas por viento.   |
| $H_3$    | Altura de rodamiento de las olas sobre el talud, medida desde la elevación de sus crestas. Para taludes usuales (1.5:1 a 4:1) el valor de $H_2 + H_3$ varía entre 1.33 y 2 veces la altura del oleaje, dependiendo principalmente de la rugosidad del talud. |
| AH       | Asentamiento máximo de la corona, para cortinas constituidas esencialmente por materiales no cohesivos (cortinas de enrocamiento o de materiales graduados con núcleo imper-   |

meable delgado), el asentamiento máximo de la corona debe incluir no solo los asentamientos debidos a compresibilidad, sino también la pérdida de altura ocasionada por distorsión del terraplén bajo efectos sísmicos.

$H_s$  Altura adicional de seguridad, este valor cubre generalmente los posibles errores en las estimaciones hidrológicas y profundidad de agrietamiento de la corona por secado, por asentamientos diferenciales o por sismo generalmente se adopta un valor entre 1 y 4 mts. dependiendo de las condiciones locales

En cuanto a la forma de la corona en elevación es conveniente que su sección por un plano vertical a lo largo del eje de la cortina sea una curva continua convexa hacia arriba, con máxima contraflecha en la sección en donde los asentamientos serán mayores. Esto tiene doble propósito de compensar los asentamientos sin pérdida del bordo libre y de hacer menos notable a simple vista la posible irregularidad de tales hundimientos.

A fin de que la convexidad de la corona no obligue a incrementar sustancialmente el volumen de la cortina, es permisible aumentar ligeramente la pendiente de los taludes, previo análisis de estabilidad, en la porción más alta de la cortina.

En este apartado solamente se comentarán los aspectos y métodos de diseño utilizados para definir el asentamiento máximo de la corona.

Existen tres métodos generalmente utilizados para definir el asentamiento total sobre la corona, es importante mencionar que generalmente el fenómeno de consolidación se presenta en mayor proporción durante la construcción antes de completar la altura total de la cortina y, por lo tanto, el asentamiento esperado en la cimentación es el factor más importante.

Los métodos para el cálculo de la contraflecha son:

- i) Empírico.
- ii) Asentamiento a partir de pruebas de consolidación unidimensional.
- iii) Elemento finito.

#### METODO EMPIRICO.

Para cortinas sobre cimentaciones relativamente incompresibles, se acostumbra dar de contraflecha el uno por ciento (1 %) de la altura total de la cortina. Pueden ser

necesarias contraflechas de algunos metros en cortinas construidas sobre cimentaciones blandas de gran deformabilidad.

#### METODO A PARTIR DE PRUEBAS DE CONSOLIDACION

De los fundamentos de Mecánica de Suelos, se puede definir como proceso de consolidación al efecto de la disminución de volumen que tenga lugar en un lapso determinado, provocado por el aumento de las cargas sobre el suelo. Así mismo, las causas que provocan el asentamiento en el suelo son la consolidación y la distorsión, debidos a una fuerza externa estática o dinámica.

##### 11.1) ASENTAMIENTOS EN SUELOS PLASTICOS COMPRESIBLES.

El cálculo del asentamiento por consolidación de un estrato de suelo de espesor H, ésta dado por:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad \text{----- (a)}$$

donde:

- H :Espesor del estrato es estudio.
- $\Delta H$  :Deformación total en un estrato de espesor H.
- $\Delta e$  :Variación de la relación de vacíos debido al incremento de presión efectiva.
- $e_0$ :Relación de vacíos inicial.

En esta ecuación se supone que el incremento de presión efectiva ( $\Delta P_e$ ), es constante en todo el estrato o que la deformación ( $\Delta e/1+e_0$ ), es constante en todo el estrato.

En el caso de que los incrementos de presión ( $\Delta P_e$ ), transmitidos al suelo varíen con la profundidad o en el que la deformación ( $\Delta e/1+e_0$ ), varíe apreciablemente a lo largo del espesor del estrato, es necesario expresar la ecuación (a) en forma diferencial y obtener el asentamiento total por un proceso de integración a lo largo del espesor del estrato, por lo cual se tendrá:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz \quad \text{----- (a.1)}$$

donde:

- H :Espesor del estrato es estudio.
- $\Delta H$  :Deformación total en un estrato de espesor H.
- $\Delta e$  :Variación de la relación de vacíos debido al incremento de presión efectiva.
- $e_0$ :Relación de vacíos inicial.
- $dz$  :Variación de la profundidad en el estrato H.

En algunos casos especiales los asentamientos pueden calcularse con métodos que son simplificación del anterior. Por ejemplo, en el caso de un estrato compresible, homogéneo, de pequeño espesor, en el que el coeficiente de variación volumétrica ( $m_v$ ), puede considerarse constante para el intervalo de presiones en que se trabaja y además  $AP_e$  puede considerarse constante en el espesor tratado, por lo que la ecuación (a.1), se reduce a :

$$\Delta H = m_v AP_e H \quad \text{----- (a.2)}$$

donde:

H :Espesor del estrato es estudio.

$\Delta H$  :Deformación total en un estrato de espesor H.

$AP_e$  :Incremento de presión efectiva.

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad \text{Coeficiente de variación volumétrica, en la Tabla No. 1 se presentan algunos valores típicos.}$$

$$a_v = \frac{\Delta e}{AP_e} \quad \text{Coeficiente de compresibilidad}$$

$\Delta e$  :Variación de la relación de vacíos debido al incremento de presión efectiva.

$e_0$ :Relación de vacíos inicial.

En el anexo (a), se presenta un ejemplo de aplicación.

TABLA No.1.- VALORES TÍPICOS DEL COEFICIENTE DE VARIACION VOLUMETRICA DE ALGUNOS SUELOS

COMPRESIBILIDAD	$m_v$ cm <sup>2</sup> /kg	$\mu$	DESCRIPCION
MUY ALTA	> 0.1000	0.43-0.35	arcilla lacustre
ALTA	0.1000-0.020	0.35-0.30	limos arcillosos
MEDIA	0.0200-0.005	0.30-0.25	limo y arcilla comp
BAJA	0.0050-0.002	0.25	arena y limo compacto
MUY BAJA	0.002 <	0.25	suelos compactos

NOTA:  $\mu$  = Módulo de Poisson.

## 11.2) ASENTAMIENTOS EN SUELOS ARENOSOS FINOS Y LIMOSOS SUELTOS.

Actualmente no existe una teoría general confiable que pueda aplicarse a suelos friccionantes finos, por lo que, es posible tratar en laboratorio pruebas del tipo de la consolidación, sobre muestras inalteradas del material, aplicando las cargas que actuarán en la obra y saturando por capilaridad la muestra.

El procedimiento de cálculo, una vez obtenidos los valores de la variación mínima y máxima de la relación de vacíos ( $\Delta e$ ), y la relación de vacíos natural ( $e_0$ ), es totalmente similar al aplicado para suelos plásticos compresibles.

ANEXO. METODO A PARTIR DE CONSOLIDACION



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

**EXPERIENCIAS EN CONSTRUCCION Y OPERACION DE PRESAS**

**ING. GUILLERMO GARCIA MALO F.**

**OCTUBRE, 1992**

# CAPITULO 1

## *Experiencias en construcción y operación de presas*

### INTRODUCCIÓN

El proyecto y construcción de una obra hidráulica implican una serie de problemas derivados de la realización de la estructura principal, la cortina, que en ciertos casos puede ser de importancia vital para el desarrollo del programa de ejecución, o bien, para la propia subsistencia del conjunto. Algunos de dichos problemas, no bien evaluados en la etapa de diseño, han sido motivo de retrasos importantes en la construcción; otros no previstos, como el deslizamiento masivo de laderas en el embalse, han puesto en peligro la presa; la carencia de un registro prolongado de escurrimientos en el río y de lluvias en la cuenca, ha motivado obras de excedencias inadecuadas, causa algunas veces de la destrucción de la cortina, y en otras, más afortunadas, la ampliación posterior de las estructuras.

Considerando la importancia que para el ingeniero representa la experiencia acumulada en dicho campo, en este capítulo figura una serie de observaciones, incidentes y problemas registrados en las obras hidráulicas que la Comisión Federal de Electricidad (CFE) ha construido durante los últimos años, y en otras de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) con las que los autores han estado vinculados. Los casos elegidos se refieren a puntos esenciales para la presa: **bordo libre**, manejo de avenidas durante la construcción, tratamiento de cimentaciones, estabilidad de taludes y funcionamiento de vertedores. El objeto principal de esta presentación es insistir sobre ciertos aspectos que no siempre pueden evaluarse en forma confiable.

El presente capítulo es solo parte del trabajo "Problemas relativos al proyecto y construcción de presas", publicado por la Comisión Federal de Electricidad bajo el título de *Experiencias en proyectos hidroeléctricos*, 1969.

### 1.1 BORDO LIBRE

Hace dos décadas, este tópico era más bien un

problema incidental. Se discutía sobre la conveniencia de aceptar, por economía, un bordo libre de 2.5 o de 3 m, ya que la experiencia en construcción de presas de tierra en el país era muy limitada. Poco a poco, la naturaleza se encargó de demostrar lo ineficaz de las predicciones sobre avenidas en los ríos, particularmente porque el periodo de registro de escurrimientos, lluvias y ciclones, era extraordinariamente corto. En algunos casos se tenía que proyectar sobre la base de cinco años de observaciones. Aun cuando no es posible ser determinista sobre el régimen de lluvias de una región, el registro de la Estación Tacubaya (fig 1.1), el más amplio con que cuenta México, muestra tendencias generales aplicables a la región central del país. Consecuentemente, las predicciones de escurrimientos y avenidas acusaron cambios significativos de criterio, a medida que se ampliaba el registro de lluvias.

**1.1.1 Hidrología.** Las primeras indicaciones sobre lo deficiente de la información, fueron las sorpresas en cuencas de tamaño reducido (de 100 a 1 000 km<sup>2</sup>). La presa derivadora de Jicalán, Mich., de mampostería, 25 m de altura y compuertas radiales en su cresta, tenía una capacidad vertedora originalmente estimada en 100 m<sup>3</sup>/seg. Cuando se terminó la instalación de las compuertas, ocurrió una avenida mayor que la de diseño y hubo que modificar la estructura vertedora. El caudal específico resultó mayor de 1.5 m<sup>3</sup>/seg/km<sup>2</sup>.

Las cuencas intermedias, localizadas en las zonas ciclónicas de México a lo largo de la costa del Pacífico, también han acusado un comportamiento no previsto. Dada la magnitud de las precipitaciones y la pendiente general del terreno, ocurren crecientes notables por el gasto, aunque el volumen puede ser relativamente modesto. La presa de gravedad vertedora La Venta, Gro., sobre el río Papagayo, con planta hidroeléctrica al pie, se había diseñado para descargar un caudal máxi-

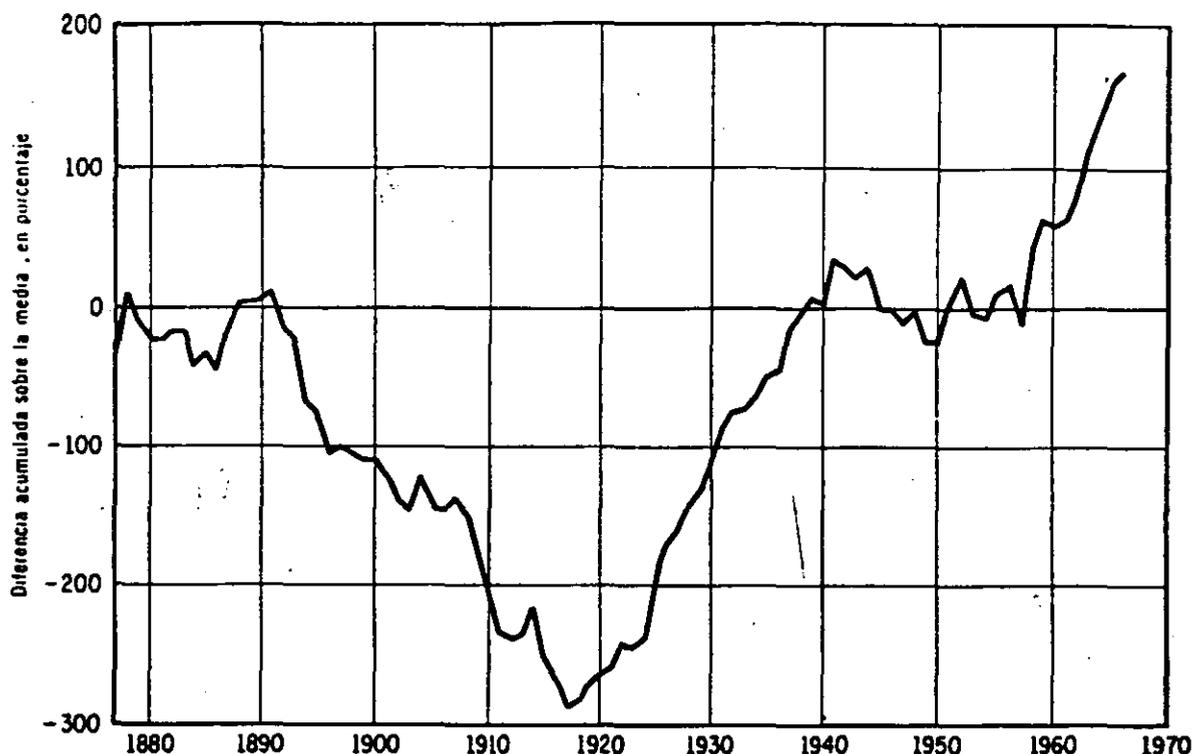


Fig 1.1 Variación anual de la lluvia en la Estación Tacubaya, México, D. F.

mo de 12 000 m<sup>3</sup>/seg. Durante la construcción, en dos oportunidades se presentaron avenidas del orden de 6 000 m<sup>3</sup>/seg, provocadas por perturbaciones ciclónicas en la región. En 1967, estando en operación la planta, se generó una creciente de 11 800 m<sup>3</sup>/seg que llegó al límite de la capacidad prevista y provocó la inundación de la casa de máquinas, porque el ataque del agua en las márgenes del río sobrelevó el nivel, aguas abajo, a una cota superior que la considerada en el proyecto (fig 1.2). La revisión de la hidrología del río Papagayo, con base en la información reciente, demuestra que el vertedor debe proyectarse para un caudal, por lo menos, de 20 000 m<sup>3</sup>/seg.

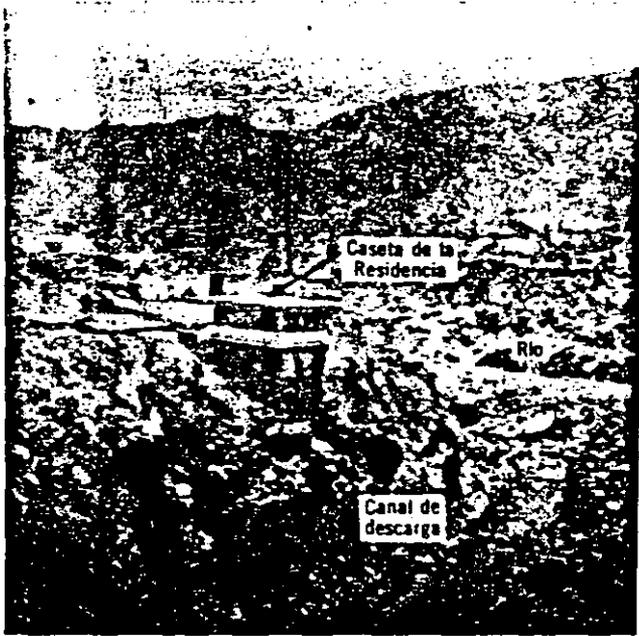
La experiencia en las grandes cuencas del país, aunque menos espectacular, ha sido igual que en las menores. En El Infiernillo, con vertedores de capacidad suficiente para desfogar una avenida de entrada que parecía exagerada (38 000 m<sup>3</sup>/seg), en septiembre de 1967 registró un caudal de 25 200 m<sup>3</sup>/seg (fig 1.3). En este caso la presa tiene un bordo libre amplio, pero por razones que se describen más adelante, hubo que operar la obra de excedencias en condiciones anormales. Debe considerarse que la máxima avenida del Balsas observada en el presente siglo y antes de 1967, era de 11 500 m<sup>3</sup>/seg. Otra de las grandes presas de México (Lázaro Cárdenas, Dgo.), terminada en 1947, con capacidad de 3 000 millones de metros cúbicos, había almacenado hasta 1967 un volumen máximo de 2 000 mi-

llones. En octubre de 1968, no solo se llenó sino que descargó por el vertedor más de 3 000 m<sup>3</sup>/seg, poniendo en peligro otra presa construida aguas abajo (Las Tórtolas, Dgo.), cuya obra vertedora se había proyectado con base en la información anterior.

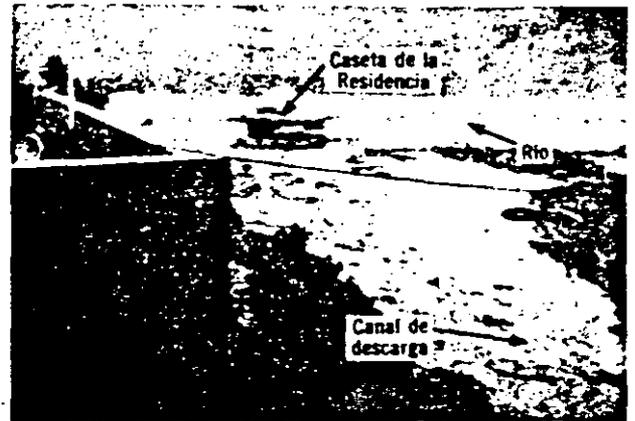
Dichos casos muestran la urgente necesidad de disponer de datos más completos de escurrimientos en los ríos, precipitación en diferentes regiones y trayectoria de los ciclones en México. Esta es una acción a largo plazo. El proyecto de las obras que deban realizarse en un futuro inmediato requerirá, por la deficiencia anotada, ser más conservador en las estimaciones hidrológicas respectivas. Si se trata de presas de tierra y enrocamiento, el ingeniero debe ser generoso al fijar el bordo libre, teniendo en cuenta no solo la magnitud del oleaje que puede generarse en el vaso, sino también las incertidumbres anotadas anteriormente.

**1.1.2 Sismicidad.** Uno de los efectos que provoca un sismo intenso y prolongado, es la pérdida del bordo libre por deformación de la masa o falla parcial de los taludes.

No se ha registrado ningún desastre en presas mexicanas atribuible a temblores de tierra. Daños menores se acusaron en el proyecto Unión-Calera, Gro., a raíz del oleaje provocado por un sismo de magnitud 6.5 en la escala de Richter, con epicentro a 40 km. La altura de la ola se estimó en 2.5 m y produjo arrastres del enrocamiento de



a) Canal de descarga antes de la avenida



b) Canal de descarga durante la avenida



c) El vertedor funcionando durante la avenida



d) Vista de la corona de la presa después de la avenida

Fig 1.2 Presa La Venta, Gro., avenida de 11 800 m<sup>3</sup>/seg (sep 1967)

aguas arriba, en una longitud de 30 m; el agua no pasó por encima de la corona, aun cuando el embalse estaba prácticamente lleno.

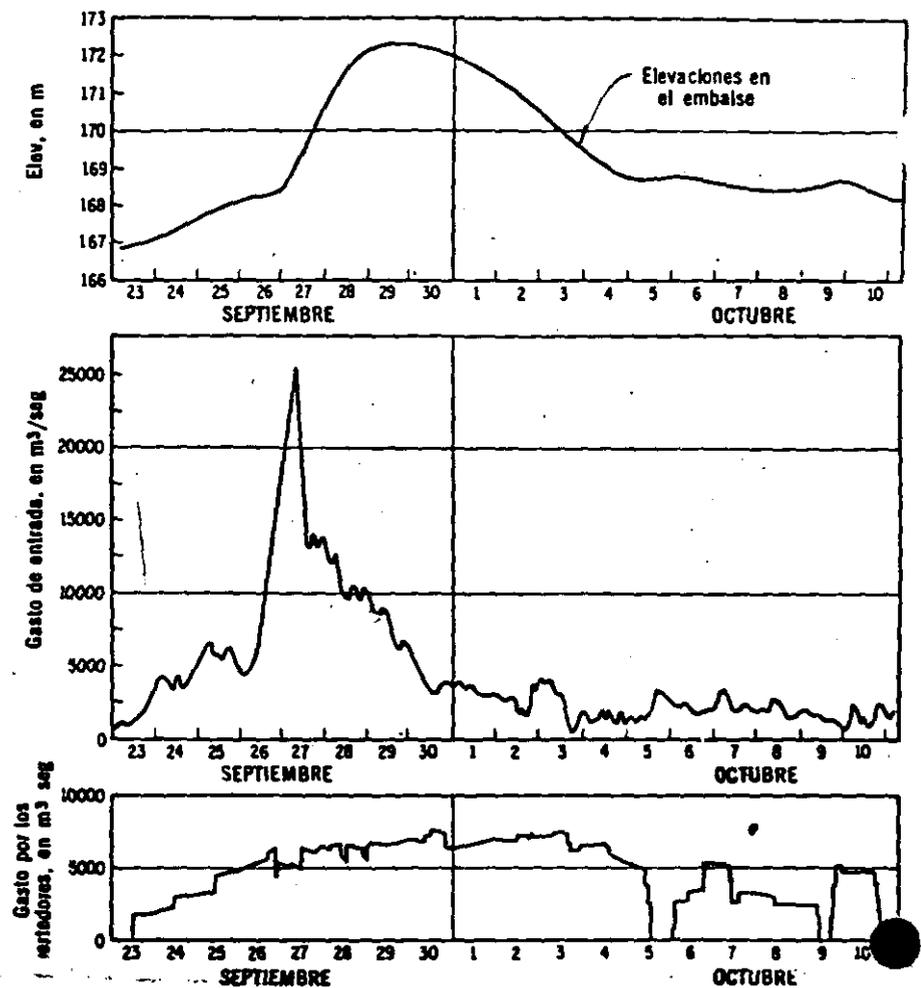
**1.1.3 Derrumbes y viento.** Aunque en México no han ocurrido deslizamientos masivos de laderas en los vasos, que es otro de los efectos que deben tomarse en cuenta en el bordo libre, la experiencia en diversas partes del mundo ha motivado una fuerte preocupación que se traduce en estudios fotogeológicos y de mecánica de rocas en los sitios potencialmente peligrosos.

Sobre la acción del oleaje en las protecciones de presas, la experiencia ha sido buena; debe tomarse en consideración que la mayoría de las estructuras cuentan con enrocamiento pesado, pues salvo algunos casos particulares, tal material existe en cantidad y calidad adecuadas. Los

autores conocen solo los casos de las presas Abelardo L. Rodríguez, Falcón y Marte R. Gómez, en que fue necesario reponer el enrocamiento, erosionado por oleaje intenso y prolongado.

**1.1.4 Anotaciones.** La información expuesta de modo breve en párrafos anteriores, coincide con la publicada en otros países de más amplia experiencia en la construcción de obras hidráulicas, y confirma la necesidad de considerar con sumo cuidado los factores que concurren al decidir las dimensiones del bordo libre, teniendo en cuenta la incertidumbre en los cálculos hidrológicos, la magnitud de una perturbación sísmica que potencialmente puede ocurrir en la región, la presencia de masas inestables en el embalse y la posibilidad de generación de un fuerte oleaje por viento. Ante la carencia de datos confiables en

Fig 1.3 Avenida excepcional en El Infiernillo (sep 1967)



estos aspectos del proyecto, prevalecerá el criterio y experiencia personales sobre el uso de métodos racionales; por tanto, la conclusión es que debe darse prioridad a dos actividades: a) la obtención y procesamiento cada vez más amplios de los datos básicos (lluvia, escurrimientos, sismos, viento); b) el desarrollo de procedimientos analíticos o experimentales para cuantificar los efectos de tales acciones de la naturaleza en la presa.

## 1.2 AVENIDAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

En México ha sido frecuente que al construir una presa se presenten escurrimientos excepcionalmente grandes. Por supuesto, esta observación está ligada a la extensión del registro previo de avenidas y a la duración del periodo de construcción. Hasta hace pocos años se adoptaba, para dimensionar las obras de desvío, la creciente mayor observada. En el presente se considera la avenida máxima probable con recurrencia de 25 años.

Durante la construcción de las presas Alvaro Obregón, Son. (90 m),\* Miguel Hidalgo, Sin. (74 m), Presidente Alemán, Oax. (76 m), Netza-

hualcóyotl, Chis. (137 m), para no citar sino algunas de las más importantes, se generaron crecientes en los ríos que excedieron a la máxima registrada, siendo causa de daños y, principalmente, de demoras en el programa de ejecución. Nuevamente, este es un problema relacionado con la evaluación de escurrimientos en las cuencas. El criterio es el de un riesgo calculado, pues se admite con probabilidad baja, la ocurrencia de un daño acotado o admisible dentro del marco económico del proyecto. No ocurre lo mismo al ponderar el impacto de las estimaciones hidrológicas en el bordo libre, pues la falla de la presa por esta causa puede provocar un verdadero desastre aguas abajo, además de perderse parte de la inversión y sus beneficios por cierto lapso.

**1.2.1 Desviación del río.** Salvo en los grandes ríos como el Grijalva o el Balsas, la operación de desviar la corriente para trabajar en el cauce ha sido de menor envergadura. Aun en las presas Netzahualcóyotl y El Infiernillo, la desviación de la corriente por túneles se hizo frente a caudales

\* Las cifras entre paréntesis son las alturas máximas de las cortinas enumeradas.

que no excedieron de 300 m<sup>3</sup>/seg. En ambos casos se realizó tal operación arrojando rocas de gran tamaño (mayores de 1 ton), desde camiones (fig 1.4). De modo que nuestra experiencia al respecto es bastante limitada. En varios proyectos ha resultado más complicado el manejo del agua entre los túneles, durante la construcción. Por dichas razones, la formación de ataguías para confinar la zona de desplante de la cortina, no ha ofrecido dificultades mayores, excepto el tratamiento requerido para reducir las filtraciones de agua a través de depósitos fluviales de espesor considerable. Con tal propósito, en las presas El Novillo, Son., El Infiernillo, Mich. y Sta. Rosa, Jal., se recurrió al colado de pantallas de pilotes secantes (sistema ICOS), a profundidades del orden de 20 m. De este modo fue posible trabajar en el tratamiento de las cimentaciones respectivas con filtraciones menores de 10 lt/seg.

**1.2.2 Protección de enrocamientos.** Andrew Weiss (1951) \* propuso en varias presas de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, una forma para proteger enrocamientos que se suponía iban a ser rebasados por una avenida, durante el proceso constructivo. Dicha protección está formada por

\* Véase referencia en la lista incluida al final del libro. •

una malla de barras de acero de 1 plg de diámetro, anclada en la masa de roca mediante varillas de 3 m de longitud, previamente colocadas dentro de ella (fig 1.5). El caso más notable de los tratados con este procedimiento, es el de la presa Marte R. Gómez (El Azúcar); durante la construcción pasó una avenida de 3 000 m<sup>3</sup>/seg, aproximadamente, sin causar daño importante en el enrocamiento de la presa, parcialmente construida. En otros casos como las presas Lázaro Cárdenas, Dgo., y Ávila Camacho, Pue., se recurrió al revestimiento temporal con losas de concreto reforzado.

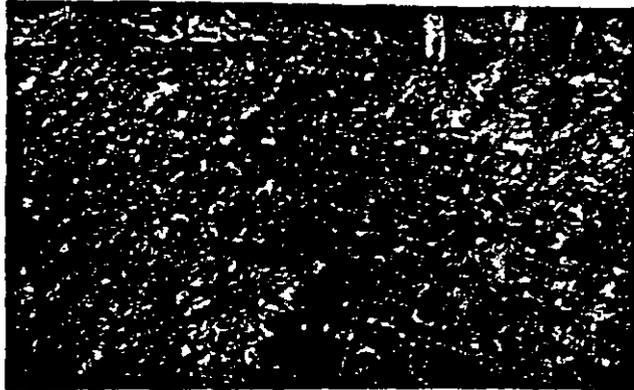
**1.2.3 Taponamiento de túneles.** Otro aspecto que puede ser crítico para el programa de ejecución, es el cierre de los túneles de desvío con tapones de concreto. Por varias razones, el lapso disponible para su ejecución es corto y cuando el diámetro de los túneles excede de 10 m, el colado de este elemento estructural se convierte en un trabajo mayor. No solo es importante el tiempo, sino que ajustándose a especificaciones normalmente aceptadas (longitud = 2 a 2.5 del diámetro), el volumen de los tapones resulta elevado y de costo no despreciable. Al considerar ambos conceptos, la CFE ha desarrollado el tapón hueco; la fig 1.6 ilustra el construido por primera vez en el túnel 3 de la presa Netzahual-



Fig 1.4 Desviación del río Balsas en El Infiernillo



a) Antes de la creciente



b) Después de la creciente

Fig 1.5 Protección usada en las presas San Ildefonso y Cuarenta

cóyotl, de 16 m de diámetro. Está compuesto de un casquete esférico interior con superficie plana expuesta al agua, seguido por un anillo de concreto reforzado; en este caso, el volumen de concreto es de 7 000 m<sup>3</sup> en lugar de 11 000 m<sup>3</sup> para el tapón lleno de la misma longitud. En dicha presa el tapón fue sometido a carga una vez fraguado el casquete y el primer tramo del anillo, y se continuó con la parte faltante de este y el inyectado, que no ofrece mayor dificultad por

el amplio espacio disponible. Estudios recientes en el Instituto de Ingeniería (Ferrer *et al*, 1972), con modelos planos fotoelásticos y tridimensionales de concreto, demuestran que la solución ilustrada en la fig 1.6 no es la más conveniente desde el punto de vista de distribución de esfuerzos en la estructura y en la roca. La alternativa de un cuerpo limitado por dos superficies esféricas y espesor mínimo de concreto de aproximadamente 0.25 D, siendo D el diámetro del túnel, es la más aceptable de las posibilidades estudiadas.

Una experiencia importante es la de los tapones auxiliares que se colaron en los túneles vertedores de El Infiernillo (fig 1.7). Por el fracturamiento de la roca y por el trabajo severo a que iban a estar sometidos los codos de estos túneles, se consideró vulnerable el proyecto original de los tapones, sujetos a una carga hidráulica de 100 m. Se decidió colar otros auxiliares, aguas arriba, de longitud igual a 1 diámetro (15 m) y drenarlos por el lado de aguas abajo, mediante perforaciones que terminan en una galería; así, los tapones del codo quedaron sometidos a una carga de solo 20 m. Las razones para hacer los obturadores auxiliares de dimensiones reducidas no solo fueron económicas, sino también de programa; se dejó en ellos una galería de inyecciones para facilitar su ejecución y ganar tiempo. El proyecto se basó en pruebas realizadas con modelos elásticos. Los aforos demuestran que el gasto de filtraciones por los tapones auxiliares de los tres túneles vertedores varía de 2 a 7 lt/seg, para cargas de agua comprendidas entre los 70 y 90 m.

1.2.4 Paso de avenidas por las tomas. El uso voluntario o accidental de obras de toma en el

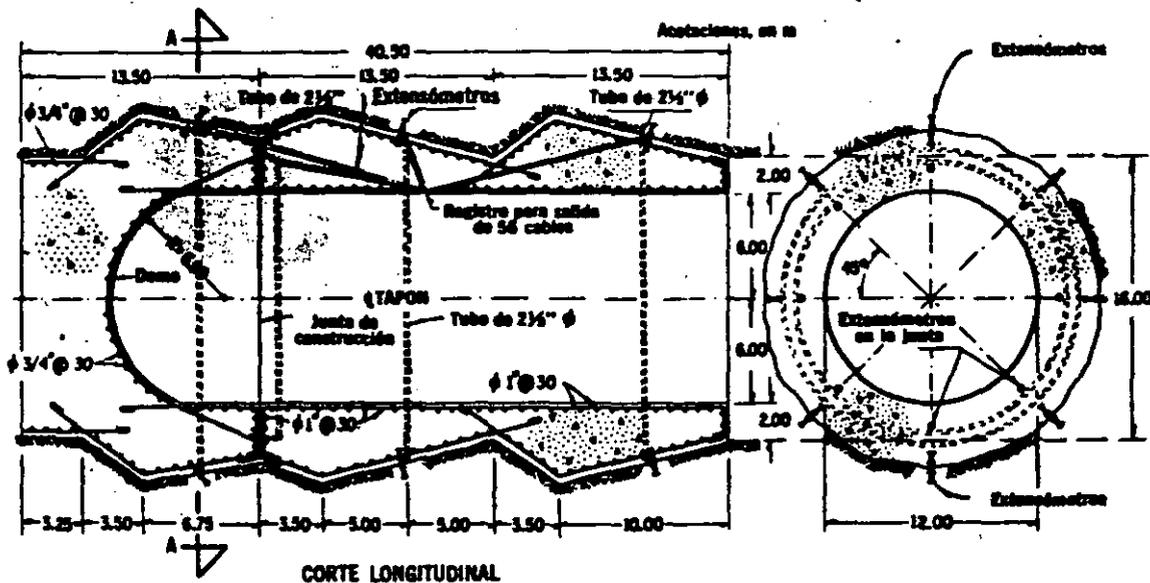


Fig 1.6 Tapón hueco del túnel 3 de Netzahualcóyotl

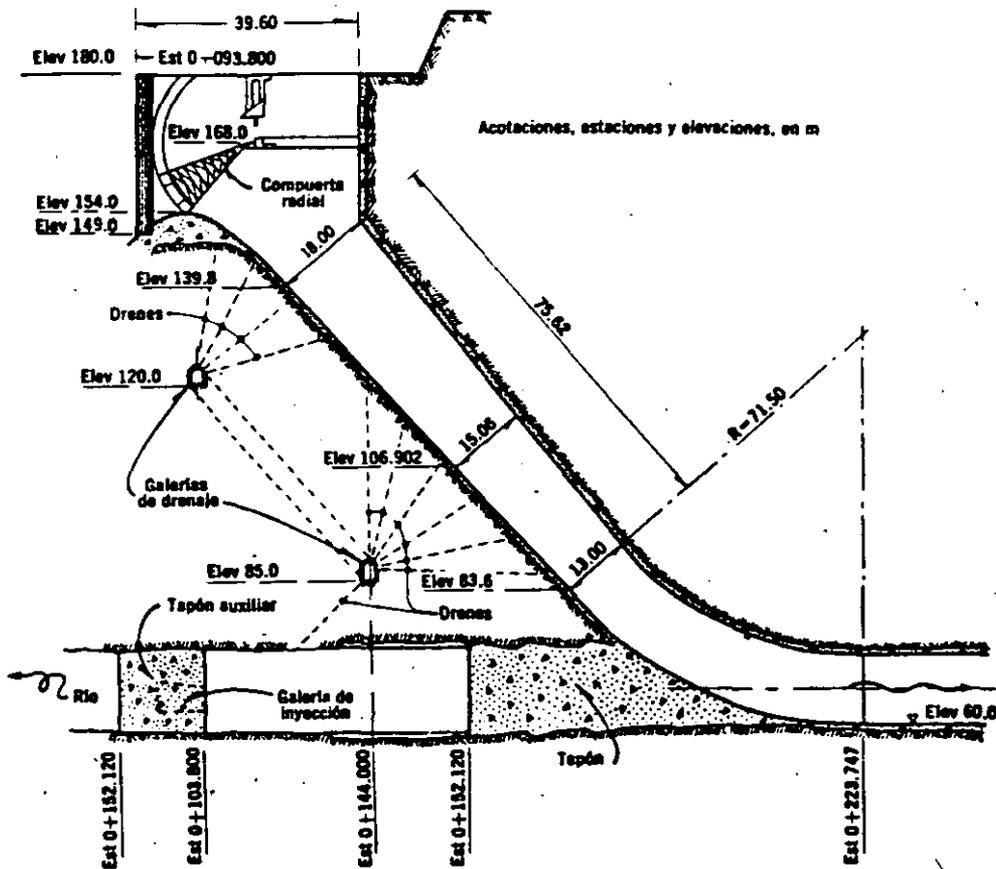
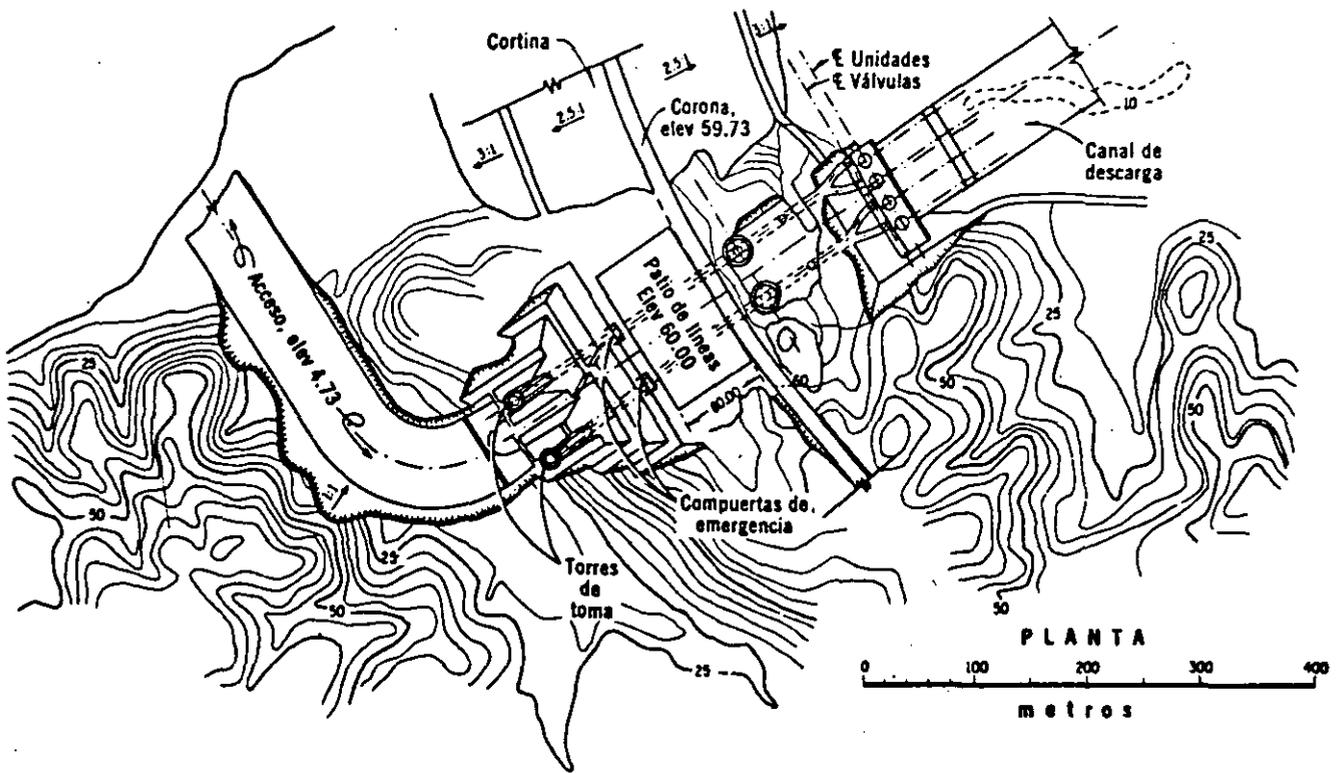


Fig 1.7 Tapón auxiliar en los túneles vertedores de El Infiernillo

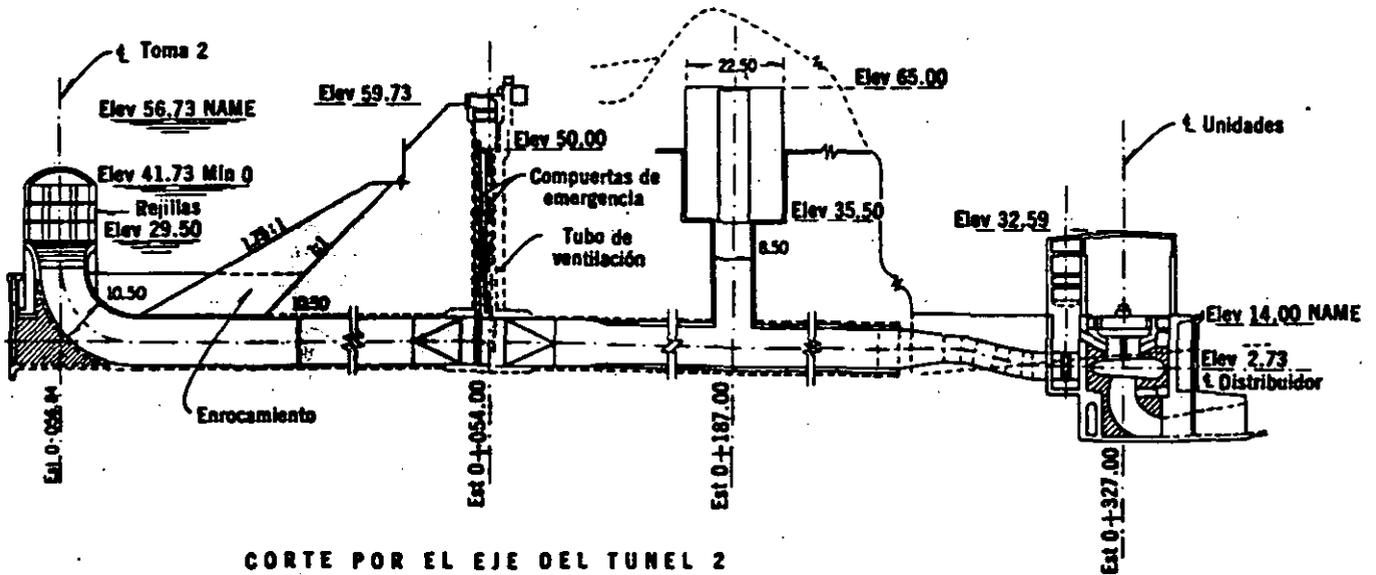
manejo de avenidas durante la construcción, ha sido motivo de observaciones interesantes. Como tesis general, no es aconsejable hacerlo en vista de que las condiciones de diseño hidráulico de estas estructuras son diferentes de las que ocurren durante el paso de corrientes a velocidad alta. El caso reciente de la presa José M. Morelos (La Villita) es muy ilustrativo. Los dos túneles de la margen derecha se planearon para manejar el río Balsas durante un estiaje, mientras se construían la presa y el vertedor de excedencias. Por razones de programa, se colaron las torres de toma y las pilas de apoyo de las compuertas de operación y emergencia (fig. 1.8). Atrasos en la ejecución de la obra y la ocurrencia de la avenida extraordinaria cuyo hidrograma en El Infiernillo presenta la fig 1.3, obligaron a operar las compuertas del vertedor de esta última presa, para que el gasto no excediera de 6 000 m<sup>3</sup>/seg; este era el valor más alto que podría manejarse en La Villita, dada la altura alcanzada por la cortina y las características de los túneles antes mencionados. El resultado al operar las tomas en esta forma fue la destrucción parcial de las pilas, daños en la estructura de las torres (columnas metálicas y rejas) y erosión menor del revestimiento de concreto en algunos tramos de los túneles. Las figs 1.9 y 1.10 ilustran el aspecto de las torres de toma

después de la avenida y las pilas en proceso de reparación. La magnitud de los daños no es espectacular, pero los cambios en el programa de construcción fueron sustanciales. En efecto, para reconstruir las pilas se requirió manejar el agua del río (los gastos de estiaje fluctúan entre 200 y 600 m<sup>3</sup>/seg, durante el día) con agujas en las entradas de los túneles y ataguas formadas por gaviones, aguas abajo; construir un tapón hueco temporal en el túnel 1; instalar nuevamente las partes fijas de las compuertas y montar estas; reconstruir las pilas y, por último, colar los tapones definitivos, inmediatamente aguas arriba de las torres.

**1.2.5 Cierre de presas.** En ciertos casos, esta puede ser una operación delicada. Hace dos décadas se trataba de economizar disponiendo de simples agujas en la estructura de entrada del túnel elegido para obturar la presa. En varios proyectos se plantearon problemas por dificultades en su colocación o excesiva filtración por las juntas. Posteriormente, se mejoraron las previsiones con compuertas planas deslizantes en ranuras de acero estructural. Fallas de montaje de estos últimos elementos al colar el concreto de la estructura soporte, han ocasionado trastornos serios durante el cierre de la presa. Por ejemplo,



Acotaciones, estaciones y elevaciones, en m



CORTE POR EL EJE DEL TUNEL 2

Fig 1.8 Obra de toma de la presa José M. Morelos (La Villita)

a mediados de 1961, hubo que obturar el túnel de desvío de la presa Cupatitzio, Mich., de 3 m de diámetro, en condiciones un tanto críticas, pues las piezas fijas estaban defectuosas y el concreto erosionado por el agua; además, dada la corta capacidad del embalse ( $50 \times 10^6 \text{ m}^3$ ) y la elevación de la toma, la carga de agua en un plazo de tres días resultaba de 40 m. Se bajó la compuerta y contra ella rápidamente se formó un filtro invertido con grava y sacos de arena colocados en el asiento inferior, más tierra movida con tractores hasta cubrir la mayor parte de la estructura de entrada. Para facilitar estos trabajos, el gasto en el río que era de  $15 \text{ m}^3/\text{seg}$  se redujo a  $5 \text{ m}^3/\text{seg}$ , almacenando el agua en el tanque de regulación de la planta Zumpimito. En

un lapso de horas, los materiales dispuestos a la entrada fueron arrastrados y el gasto de las filtraciones era mayor de  $1 \text{ m}^3/\text{seg}$ ; el agua fluía por la parte inferior de la compuerta y se proyectaba 20 m en el interior del túnel. Con dificultad se inspeccionó la compuerta, comprobándose que había girado con respecto a las guías y dejaba una abertura de 3 cm en la base; las condiciones de apoyo del obturador eran críticas por los esfuerzos aplicados a los asientos y la estructura de concreto. Con chalanes en el vaso y la ayuda de buzos, se construyó un cono de enrocamiento sobre la estructura de entrada (fig 1.11); a continuación se formó sobre el cono una capa de reza-ga; finalmente, esta se cubrió con arena. Así fue posible reducir la filtración a  $100 \text{ lt}/\text{seg}$  y colar el tapón en el túnel. Dicho incidente, insignificante comparado con un problema semejante en la presa Guri, Venezuela, muestra el cuidado que demanda el proyecto y la ejecución de las estructuras de cierre y sus mecanismos, teniendo muy presente que ellas estarán sujetas a efectos de erosión, cavitación y vibración desusuales.

Para el cierre de presas como las de Netzahuacóyotl y El Infiernillo, se instalaron compuertas provistas de mecanismos hidráulicos y guías maquinadas. En ambos casos no hubo prácticamente filtraciones.

**1.2.6 Obstáculos y azolvamiento en túneles.** Las pilas o guías de compuertas pueden ser en los túneles de desvío obstáculos poco deseables. Debido a un retraso en el colado del revestimiento en el túnel de desviación de la presa El Tunal, Dgo., no hubo tiempo de retirar una sección del molde. Se atoró un tronco de grandes dimensiones en ella, y una gran cantidad de ramas que arrastraba la corriente obstruyó totalmente el túnel; como además se disponía de un canal de desviación, la obra, en la etapa crítica del tratamiento de la cimentación a 20 m debajo del depósito aluvial, no sufrió trastornos mayores.

Pequeños detalles como los que se ilustran a continuación, ocasionan demoras significativas en el programa de construcción. Durante el colado del revestimiento de los túneles 1 y 2 de desvío en El Infiernillo, fue necesario cerrar con obturadores las entradas respectivas, mientras pasaban las avenidas del río Balsas en la temporada de lluvias de 1961. Aun cuando los portales de salida de los mencionados túneles estaban bloqueados con tapones de tierra compactada, el agua sobrepasó la elevación de la corona e inundó las obras. Al desaguar los túneles se encontró que estaban invadidos por una capa de 4 a 5 m de azolve limoarenoso; su extracción implicó un retraso de tres meses, dadas las dificultades que ofrece la excavación de ese material en estado saturado y las limitaciones de espacio para operar el equipo. Algo semejante ocurrió en el canal de



Fig 1.9 Obra de toma de La Villita después de la creciente (sep 1967)

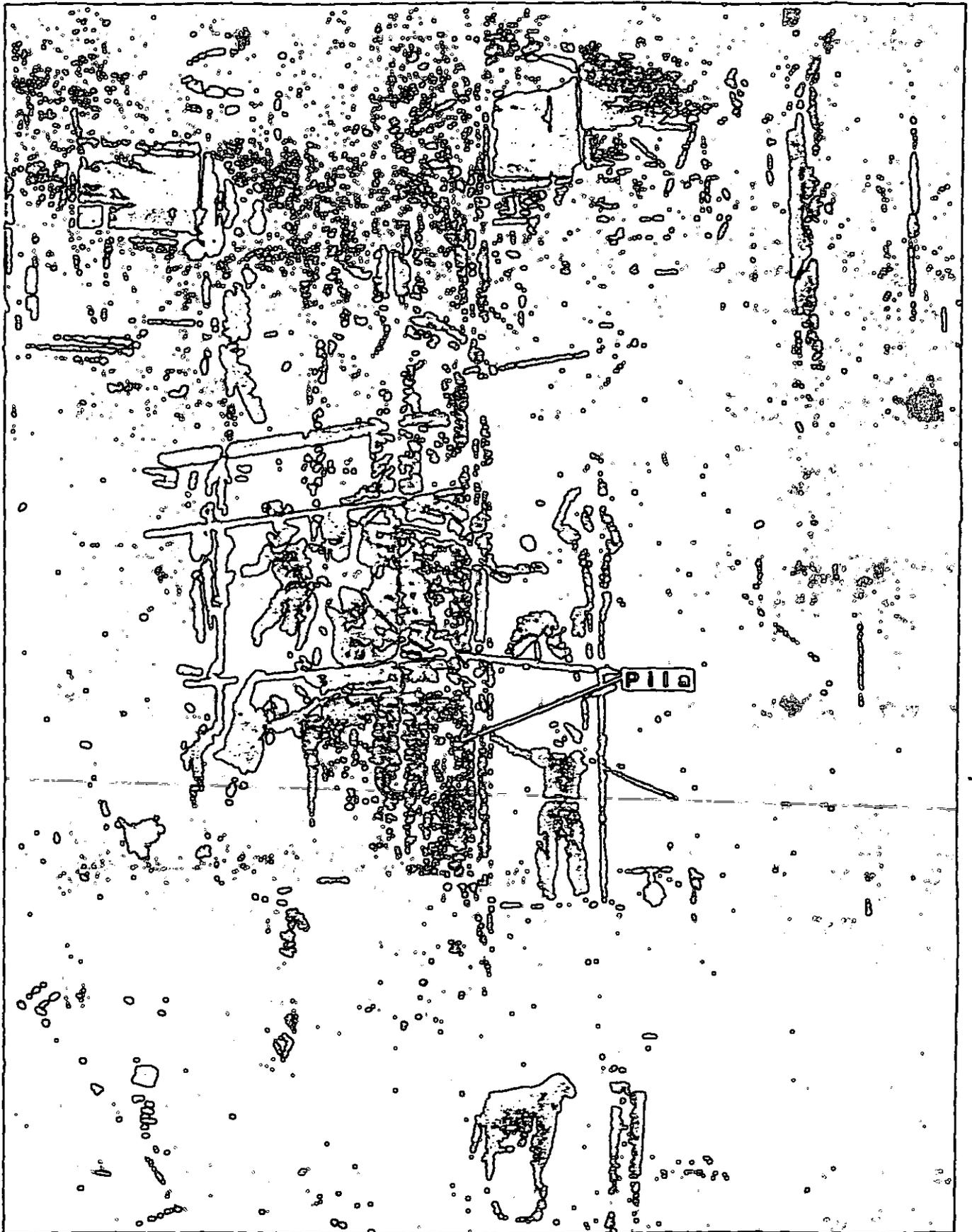


Fig 1.10 Vista de la pila en reparación, túnel 1 de La Villita

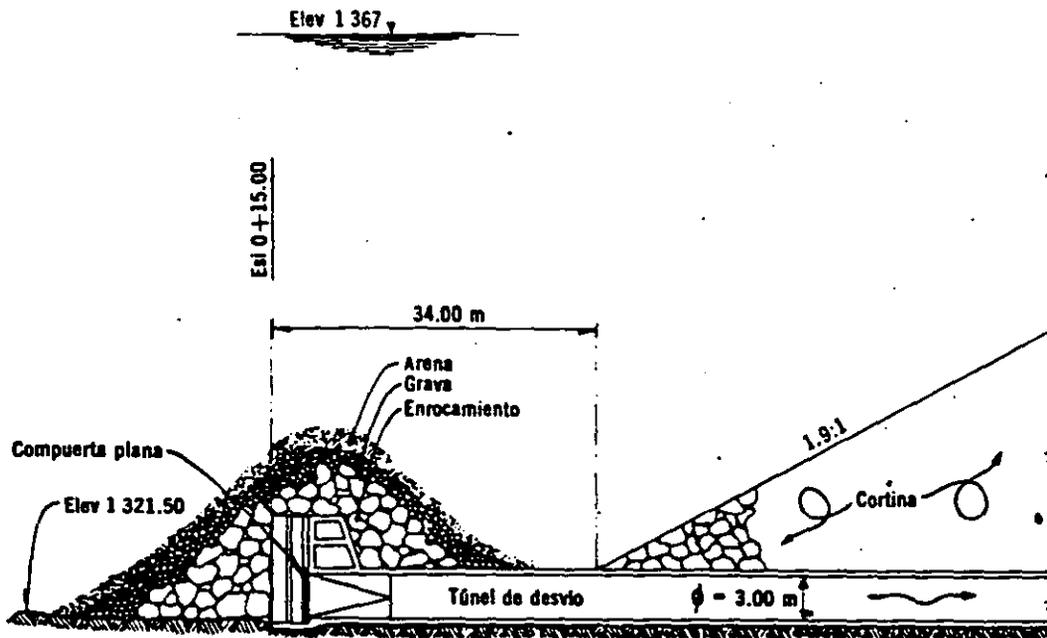


Fig 1.11 Operación de sellado en la entrada del túnel de desvío de la presa Cupatitzio

desfogue de la planta hidroeléctrica de La Venta, a raíz de la inundación mencionada en el inciso 1.1.1 (fig 1.12). En un recinto semicerrado con boca expuesta a la acción de una corriente tangencial, se genera una circulación de baja velocidad que promueve la sedimentación del agua fuertemente cargada con suelos finos en suspensión.

### 1.3 TRATAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES

Las restricciones de tiempo y de presupuesto en materia de estudios, pueden ocasionar decisiones erradas o demasiado optimistas. Aun en casos que se suponían bien investigados, han ocurrido situaciones imprevistas al realizar el tratamiento de la cimentación. Describiremos varios ejemplos que han influido en la actitud del ingeniero frente a estos problemas.

**1.3.1 Presa Benito Juárez.** Después de estudiar alternativamente los sitios de El Marqués y El Tablón, sobre el río Tehuantepec, Oax., se decidió construir la cortina en el último, por razones económicas. La boquilla de El Marqués tiene un ancho aproximadamente 3.5 veces mayor que la de El Tablón, pero la roca de las laderas y el cauce es granito alterado; el cañón de El Tablón está labrado en calizas cársicas, y en el eje escogido por ventajas topográficas, el contacto con la intrusión granítica se encontró en ambas laderas. Según la exploración geológica, la disolución no era excepcional y en el río existía un depósito de aluvión del orden de 10 m. La primera sorpresa fue encontrar en el cauce, debajo de las arenas y gravas, un antiguo derrumbe de ladera for-

mado por grandes bloques de caliza; la profundidad promedio a que se llegó en los trabajos de limpia fue de 20 m. En segundo lugar se descubrió una zona de disolución intensa, al poner en operación los túneles de desviación; la excavación para desplantar el corazón impermeable fue anegada, siendo necesario tratar con rellenos de concreto e inyecciones las cavernas desde el túnel más próximo al río. Dichos problemas causaron retrasos en el programa de construcción y cambios importantes en la ejecución de las excavaciones. El tercer incidente ocurrió en la margen izquierda. Como el contacto de la caliza con el granito acusaba fuerte alteración en las excavaciones del vertedor, se realizaron tres galerías de exploración, paralelas entre sí y normales a la ladera. Así, se localizó en el interior de la misma un tramo de la caliza totalmente fracturada (la apariencia era de un enrocamiento), que fue necesario ademar y tratar con inyecciones. Cuando la limpia en el cauce llegaba al pie de esta margen y se procedía a la remoción de materiales de derrumbe y roca alterada, la Residencia observó movimientos en las tres galerías, que indicaban un deslizamiento local de la ladera. Fue necesario realizar excavaciones adicionales de limpia para eliminar el material fracturado, suelto, y consolidar la roca con inyecciones; además, este deslizamiento impuso modificaciones sustanciales en las estructuras del vertedor. Finalmente, a elevaciones superiores de la ladera derecha se encontró una caverna de grandes dimensiones, no localizada por las exploraciones del estudio preliminar; después de una limpia cuidadosa, se relleno con hormigón un volumen de 3 000 m<sup>3</sup>, aproximadamente. El tratamiento de la caliza en

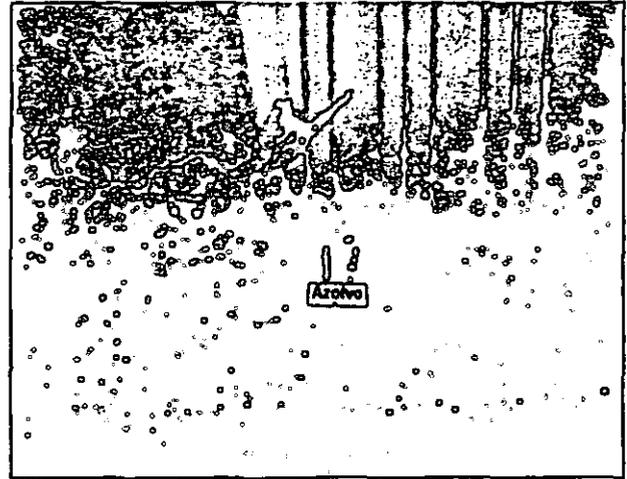
la cimentación se hizo mediante una trinchera, un dentellón de concreto de 10 m de profundidad e inyecciones en tres líneas, dos de confinamiento lateral y la central de sello. El comportamiento de la presa después de 10 años de funcionamien-

to ha sido excelente; las filtraciones aforadas en ambas márgenes, aguas abajo, son menores de 50 lt/seg.

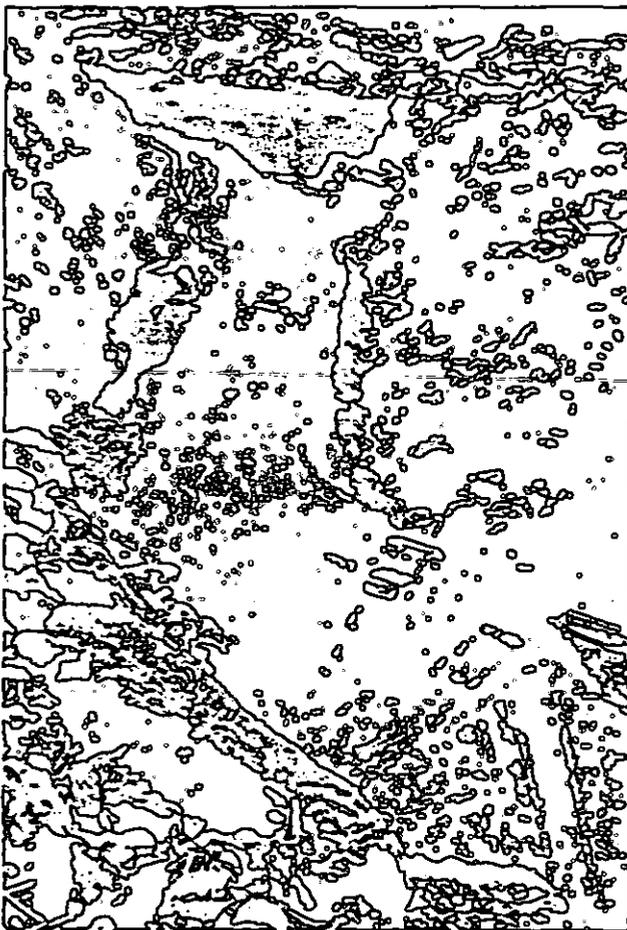
1.3.2 Presa El Bosque. En 1954, habiendo alcan-



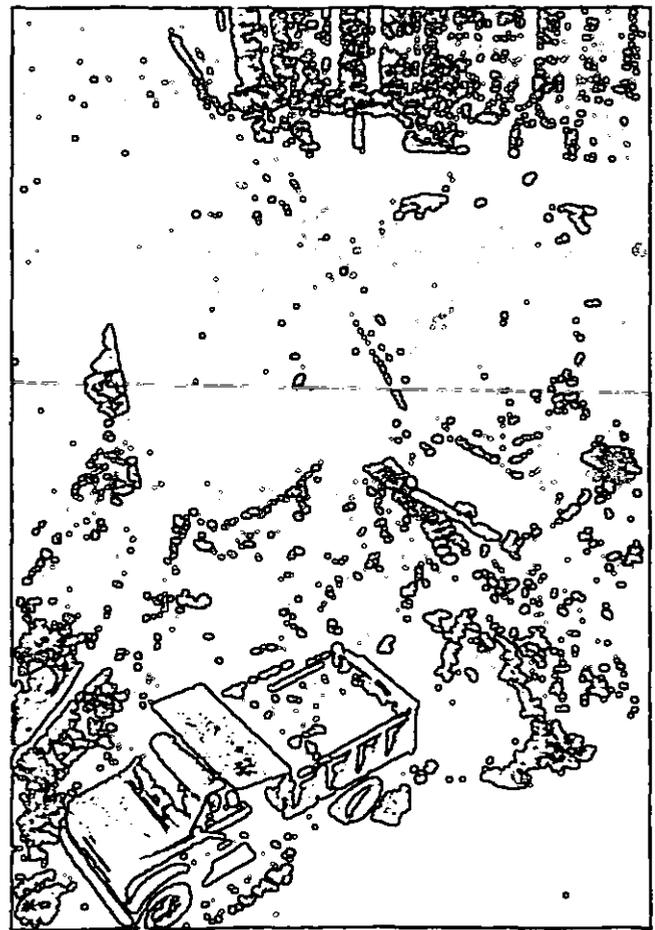
a) Vista del azolve aguas abajo de la casa de máquinas



b) Vista de la pared de aguas abajo de la casa de máquinas



c) Operación inicial de la limpieza del canal de desfogue



d) Descargas de las turbinas, libres de azolve

Fig 1.12 Azolve en el canal de desfogue de la casa de máquinas, La Venta, Gro.

zando el agua la elevación 1 722 en el embalse de El Bosque, Mich., se registraron filtraciones importantes, tanto en los empotramientos como en la zona del vertedor. Los aforos realizados ese año, no completos por la complejidad y evolución del flujo a través de la cimentación, registraron un gasto de  $0.75 \text{ m}^3/\text{seg}$ . Se realizaron varios trabajos de inyección y se construyó un delantal de arcilla compactada para impermeabilizar parte de la ladera derecha, aguas arriba; estos intentos resultaron infructuosos. A consecuencia de lluvias intensas en 1958, el agua en el vaso subió a la elevación 1 739.6 y el total de las filtraciones fue de  $8.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ , aproximadamente. La concentración del flujo se hizo evidente; ocurrieron movimientos al pie del enrocamiento de la presa, aguas arriba, y cuando descendió el nivel en el embalse, se localizaron en él más de 200 puntos de entrada del agua (dolinas) a lo largo de las márgenes.

De acuerdo con los estudios geológicos del lugar, el sitio de la presa El Bosque está localizado en lavas estratificadas de un volcán del Plioceno que hizo erupción al N-NW de la boquilla. Durante el Cuaternario, otro volcán múltiple emitió lavas muy viscosas sobre las formaciones del Terciario de la margen derecha. Debido al enfriamiento, se formaron bloques de muy diversas dimensiones, dejando entre ellos vacíos que fueron rellenados con arcilla residual y arenas del río Zitácuaro (Mooser, 1964).

La exploración original tanto en la boquilla como en la zona del vertedor, se efectuó con máquina rotatoria y brocas EX. Con excepción del empotramiento izquierdo, donde se tenía un derrumbe de ladera, el resto del sitio fue considerado aceptable para desplantar una presa de tierra y roca, recomendándose inyecciones de cemento y agua en el eje de la cortina, siguiendo el método usual en esa época: inyección progresiva y espaciamiento variable de las perforaciones, según el consumo de lechada previamente registrado.

Dado que los huecos entre los bloques de lava estaban principalmente ocupados por arena fina, la formación sufrió erosión interna con gradientes relativamente bajos; en menos de 4 años, la filtración creció de  $0.8$  a  $9 \text{ m}^3/\text{seg}$ . Los detalles de la exploración, tratamiento y observaciones posteriores del flujo por la cimentación, se presentarán en el cap 8.

**1.3.3 Aluviones en el cauce.** En México es frecuente encontrar potentes depósitos aluviales principalmente constituidos por arenas y gravas, en los sitios escogidos para construir presas; el espesor varía de 10 a 100 m. Las soluciones que se han aplicado para reducir las filtraciones a través de dichos mantos permeables, han sido diversas y reflejan la adaptación al caso particular y la evolución de los procedimientos cons-

tructivos. Por ejemplo, la presa Abelardo L. Rodríguez, Son. (Marsal y Tamez, 1954), terminada hace 20 años, tiene un delantal de material arcilloso compactado, de 300 m de longitud, sobre un relleno de grava y arena, con espesor mayor de 50 m. En cambio, la presa José M. Morelos (La Villita) en el río Balsas, se desplantó sobre un depósito de arena, grava y boleas, de espesor comprendido entre 40 y 80 m, el cual fue interceptado con una pantalla de concreto colada *in situ* (ICOS), de 0.60 m de ancho; las zonas adyacentes al muro se trataron mediante inyecciones de 20 m de profundidad, para reducir la compresibilidad del aluvión. La misma solución pero formada por pilotes secantes, se aplicó en la presa derivadora sobre el río Xiucayucan, Pue. Un caso similar en el río Nazas, es el de la presa Las Tórtolas, Dgo.; el tratamiento consistió en formar una trinchera de lodos, de 3 m de espesor y 20 m de profundidad, admitiendo el paso de agua por la parte inferior del relleno natural, relativamente menos permeable que los estratos superiores. El comportamiento en los casos antes citados ha sido bueno, a juzgar por el gasto de filtraciones en la presa Abelardo L. Rodríguez y las mediciones piezométricas en La Villita y Las Tórtolas. El cap 8 presenta detalles constructivos de las soluciones adoptadas y mediciones sobre la efectividad de las pantallas construidas.

Cuando el espesor del depósito fluvial es menor de 25 m, la solución aplicada sistemáticamente ha sido la trinchera rellena con material arcilloso compactado; el ancho de la base de dicha trinchera se fija de acuerdo con la carga de agua y las condiciones de la roca, la cual se trata siguiendo especificaciones semejantes a las adoptadas para los contactos del corazón y las laderas. Ejemplos de esta alternativa (SRH, 1969) son las presas Alvaro Obregón, Son.; Lázaro Cárdenas, Dgo.; Miguel Hidalgo, Sin.; Benito Juárez, Oax.; El Infiernillo, Mich.; Netzahualcóyotl, Chis., etc.

Para la preparación y tratamiento de la roca en las distintas zonas de una presa de tierra y enrocamiento, se han aplicado esencialmente los criterios del U. S. Bureau of Reclamation (1960) y del U. S. Army Corps of Engineers (ASCE, 1967).

#### 1.4 ESTABILIDAD DE TALUDES

Esta sección trata problemas inducidos por cortes importantes en taludes naturales, así como por deslizamientos de estos al almacenar agua en el embalse.

**1.4.1 Obra de toma de El Infiernillo.** En los macizos de roca, lo que importa son las discontinuidades y su arreglo respecto a la obra que se va a ejecutar. Estas discontinuidades son diaclasas, planos de estratificación y fracturas de origen tectónico que pueden estar limpias o rellenas

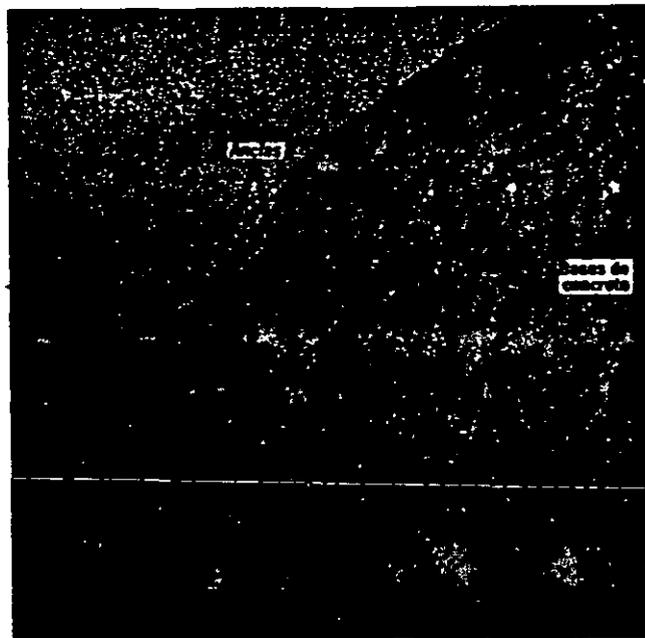
de roca triturada, depósitos hidrotermales o materiales producidos por intemperismo. El comportamiento de la roca depende en la mayoría de los casos de las características mecánicas de esos rellenos. El análisis de estabilidad puede complicarse por la presencia de esfuerzos de origen tectónico en la masa y los efectos no menos importantes generados por las explosiones al excavar la roca. Por ejemplo, en el sitio elegido para los vertedores de El Infiernillo, existe una condición geológica compleja. La roca es un conglomerado silicificado; tiene resistencia a la compresión simple de 1 500 kg/cm<sup>2</sup>, en promedio, y es muy sensible a la acción de los explosivos. Se especificó el uso de corte previo (*pre-split*), para efectuar las excavaciones. Cuando se abrían los portales de acceso a los túneles, ocurrió un corrimiento del talud de 2 a 3 cm, en todo el frente de ataque y según uno de los planos de estratificación, con formación de grietas en varias zonas del corte. Se suspendió el trabajo y se excavaron

dos galerías de exploración. A 5 m del frente, apareció una franja de roca intensamente fracturada y alterada. El resultado de estas investigaciones fue: *a*) desplazar las estructuras del vertedor 12 m hacia el río, con objeto de reducir el volumen de la excavación, y *b*) aplicar en todos los cortes de esta zona una poscompresión de 7 ton/m<sup>2</sup> mediante anclas, inclinadas 45 grados respecto a los planos de estratificación y de 18 a 25 m de profundidad (fig 1.13). Las anclas son barras de 1.25 plg, espaciadas 2.5 m y sometidas a tensión de 42 ton; también se usaron anclajes formados por 14 alambres de acero, de 7 mm de diámetro. Ambos tipos se alojaron en perforaciones de 7.5 cm, fijando a la roca el tramo interior de 4 m, con mortero inyectado. Periódicamente se ha verificado la tensión y a partir de la segunda revisión, la pérdida de carga en las anclas ha resultado menor de diez por ciento. En otros proyectos de la CFE, como El Novillo, Sta. Rosa y La Soledad, se ha usado el anclaje



Obras de toma de la planta hidroeléctrica

(a)



(b)

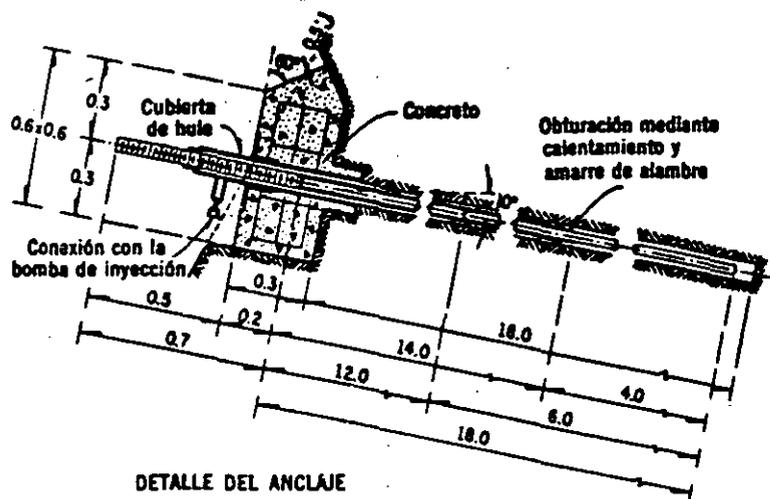


Fig 1.13 Taludes en la obra de toma de El Infiernillo poscompresidos con anclas

Fig 1.14 Geología en el sitio de El Bosque



antes descrito para consolidar los empotramientos de las cortinas respectivas (arco-bóveda), así como los macizos de roca vecinos a las estructuras de dichas obras.

**1.4.2 Derrumbe en El Bosque.** En esta presa se observó el desarrollo de fuertes filtraciones, para niveles en el vaso superiores a la elevación 1722 (inciso 1.3.2). A 1 km de distancia, aguas abajo y en la ladera izquierda, las salidas de agua eran concentradas, brotando por el contacto entre bloques de basalto y derrames más impermeables del Terciario. La ladera de este tramo del río tiene taludes de 1:1 y apariencia de un macizo muy competente; sin embargo, en fotografías aéreas se observan huellas de antiguos deslizamientos en esta zona. De acuerdo con exploraciones geológicas realizadas durante la campaña de tratamiento de la cimentación bajo la presa, se estableció la presencia de un valle sepultado por el domo múltiple (fig 1.14). El flujo de agua antes citado ocurría por este accidente geológico, desconocido antes que la ladera deslizará. El movimiento se produjo en forma súbita, durante la noche, sin que los pobladores del lugar advirtieran el peligro. Abarca una longitud de 300 m, tiene una altura de 100 m, aproximadamente, y presenta la forma de un anfiteatro (fig 1.15).

La superficie de falla salía a nivel del cauce y quedaron intactos pequeños prados e instalaciones rurales; movimientos posteriores convirtieron al talud en una masa informe descubriendo un escarpe vertical en la parte superior. No cabe duda que de ocurrir este deslizamiento a menor distancia de la presa, habría puesto en peligro su estabilidad.

**1.4.3 Deslizamiento en la margen derecha de Sta. Rosa.** La presa es del tipo arco-bóveda, de 114 m de altura y 12 m de espesor en la base, construida sobre el río Santiago, Jal. Cuando se excavaba el canal de acceso al vertedor, en la margen derecha, ocurrió un deslizamiento que tenía la apariencia de un fenómeno local; los movimientos aumentaron durante la época de lluvias. Después de cerrar la presa en 1962 y sobrelevar el agua en el embalse, se reactivó la falla en forma notoria, extendiéndose hacia aguas arriba. Se inició el estudio del problema con base en sondeos y la instalación de piezómetros, inclinómetros y bancos de nivelación y colimación. Posteriormente se colocaron extensómetros eléctricos para detectar desplazamientos desde una estación central. La fig 1.16 muestra la zona adyacente al vertedor de excedencias afectada por el deslizamiento y la localización de las secciones de observación, cuatro de ellas con extensómetros

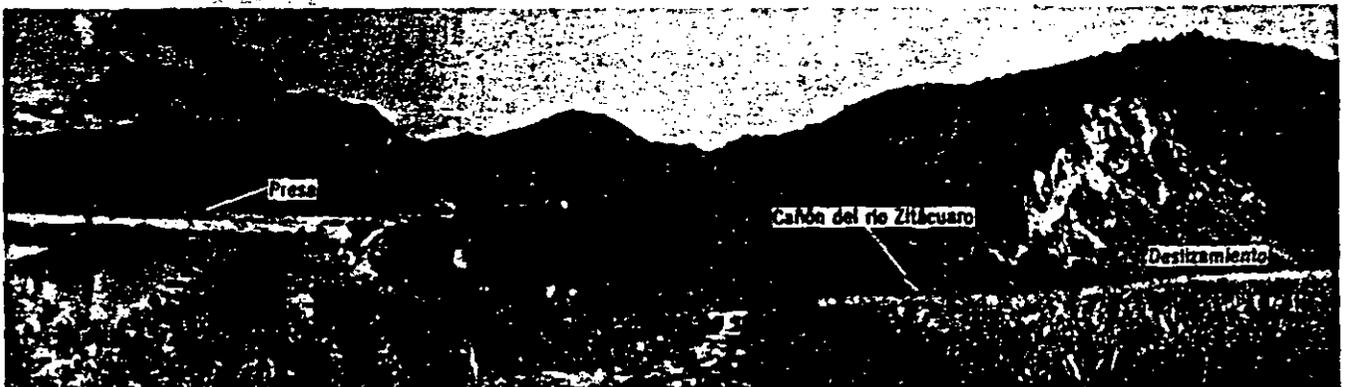


Fig 1.15 Derrumbe aguas abajo de la presa El Bosque

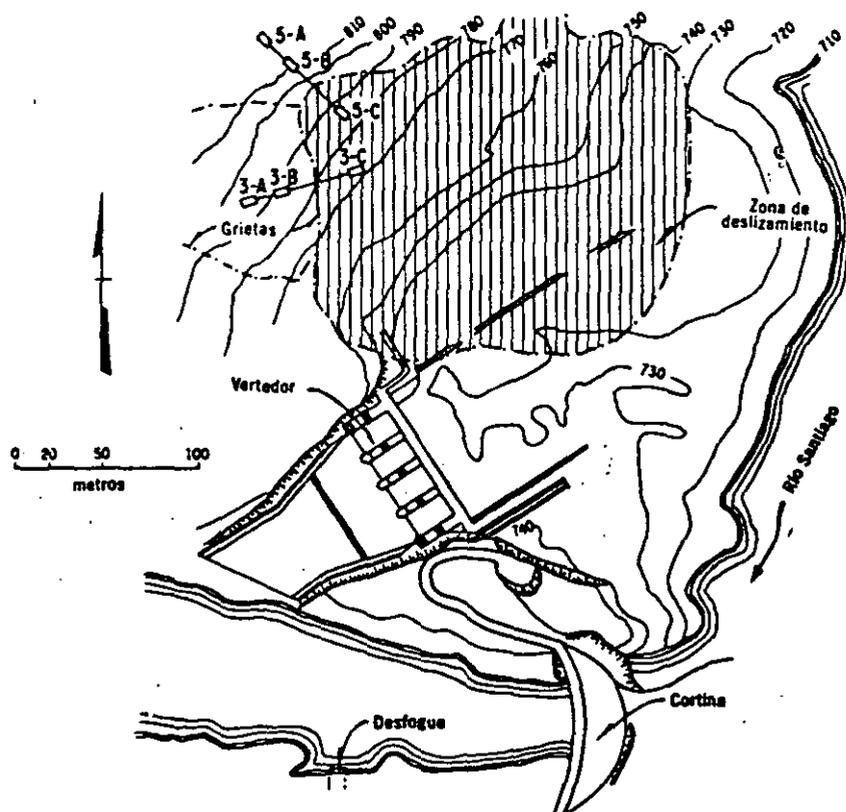


Fig 1.16 Zona afectada por el deslizamiento en el vertedor de la presa Sta. Rosa, Jal.; localización de instrumentos de observación

eléctricos, y las restantes formadas por series de tres bancos superficiales, originalmente alineados. La fig 1.17 presenta la evolución de los componentes vertical y horizontal de los desplazamientos registrados en dos puntos representativos del conjunto y la variación del nivel del agua en el embalse.

De acuerdo con los estudios geológicos, el vaso se extiende por cañones y valles profundos labrados en series volcánicas del Terciario Medio y Superior. Se supone que las calizas del Cretáceo subyacen a las rocas volcánicas. El río Santiago escurre a lo largo de una falla principal que cruza el sitio de la presa, en la margen derecha. En esta área existe un cauce sepultado por deslizamientos antiguos, los cuales hicieron que el río desviara su curso. La presa está cimentada sobre derrames de riolita, a su vez soportados por tobas compactas.

De los sondeos realizados en el deslizamiento del vertedor, se obtuvieron especímenes de la roca, de 5 cm de diámetro; de estos se ensayaron en cámara triaxial las muestras de tobas blandas, bajo presiones confinantes de 4 a 8 kg/cm<sup>2</sup> (estados natural y saturado). Las diferencias entre los esfuerzos desviadores máximo y residual son notables. El ángulo de inclinación correspondiente a la envolvente de resistencia residual resultó mayor de 26 grados. Se analizó la estabilidad del talud, localizando la superficie de falla con base en las mediciones de inclinómetros y para diferentes condiciones del nivel del agua;

la subpresión se estimó a partir de las mediciones piezométricas. Los cálculos indican que el macizo de roca no debió deslizarse. Para que esto ocurriera, sería necesario suponer que el material a lo largo de las superficies de falla analizadas tiene cohesión nula y ángulo de fricción menor de 24 grados. No es sorprendente el resultado del análisis, si se tienen en cuenta las dificultades para muestrear tobas y lavas interestratificadas y, sobre todo, las capas del material trituradas por el propio deslizamiento. La fig 1.18 muestra el perfil del terreno y la posición de las superficies de falla establecidas mediante los inclinómetros.

## 1.5 FUNCIONAMIENTO DE VERTEDORES

Otro aspecto del proyecto de obras hidráulicas que tiene importancia durante la operación, es el comportamiento de las estructuras vertedoras. La tendencia reciente a construir presas cada vez más altas, particularmente con fines de generación de energía, contribuye a hacer el problema más crítico. Poco se conoce sobre el escurrimiento de corrientes de agua a velocidad elevada (mayor de 20 m/seg) y los modelos a escala reducida no habían permitido observar los fenómenos que se comentan más adelante. A esto se debe la investigación que ha realizado el Instituto de Ingeniería, UNAM, promovida por la CFE del flujo a alta velocidad (Echávez, 1969).

En México se han proyectado diferentes tipos

de vertedores, de cresta libre u operados por compuertas, dotados de tanque amortiguador o deflector curvo, con descarga en canal abierto o en túnel. Como consecuencia de problemas surgidos en la adquisición de compuertas durante la última contienda mundial (1939-1945), se desarrolló el vertedor de cresta curva, con salto hidráulico al pie de la misma y canal unido a la sección de control hidráulico, mediante curvas pronunciadas (Hiriart, 1949). El criterio en boga favorece el uso de compuertas, planas o radiales, por la ventaja que ofrecen en la regulación del río. El funcionamiento de las estructuras construidas en las últimas décadas, ha puesto de manifiesto varios problemas aún no resueltos. En este sentido los túneles vertedores de El Infiernillo se convirtieron en un laboratorio a escala natural y han sido los promotores de investigaciones hidráulicas de gran valor para la ingeniería. Por esta razón consideramos de interés exponer, con cierto detalle, los problemas que ha planteado el funcionamiento de esta obra de excepciones.

**1.5.1 Presa El Infiernillo.** Los tres vertedores están localizados en la ladera izquierda. Cada estructura tiene tres compuertas radiales ( $7.5 \times 15$  m) y está conectada a un túnel de 13 m de diámetro; la cota superior de las compuertas es la elevación 169.0. La fig 1.19 muestra el corte longitudinal de uno de los vertedores, que fueron diseñados para un gasto máximo de

$3\,500\text{ m}^3/\text{seg}$ , por unidad; la avenida de diseño es de  $38\,000\text{ m}^3/\text{seg}$  y volumen total de 10 300 millones de metros cúbicos. Debido a retrasos en la construcción de las estructuras de entrada, fue necesario montar las compuertas del túnel 5\* arriba del cimacio, sobre un entramado de acero, a la elevación 167. El cierre de la presa se llevó a cabo el 15 de junio de 1964. El nivel del agua en el vaso alcanzó la cresta vertedora (elevación 154) el 3 de agosto de ese año. En esa fecha, el montaje de las compuertas de los túneles 3 y 4 estaba terminado, a excepción de los mecanismos para izarlas, y se habían completado los revestimientos, inyecciones y drenes del túnel 5.

El flujo de agua por el túnel 5 fue normal hasta que el caudal llegó a un volumen de  $200\text{ m}^3/\text{seg}$ ; la vena líquida no se despegó completamente a la salida del salto de esquí, pues aparentemente se formó el remanso hidráulico dentro del túnel. A partir del citado gasto, la turbulencia y la cantidad de aire incluida aumentaron en forma apreciable y se empezaron a escuchar ruidos desde la galería de drenaje de la elevación 80 y desde el túnel 4. A medida que el caudal aumentaba, el tirante en el túnel era mayor que el previsto por las mediciones en el modelo hidráulico. Para el gasto de  $400\text{ m}^3/\text{seg}$  se hicieron determinaciones de velocidad superficial; el tiempo medido con flotadores entre la entrada y el portal de salida varió de 15 a 16 seg. El aire

\* Los túneles vertedores se distinguen con los números 3, 4 y 5, contados de aguas arriba hacia la presa.

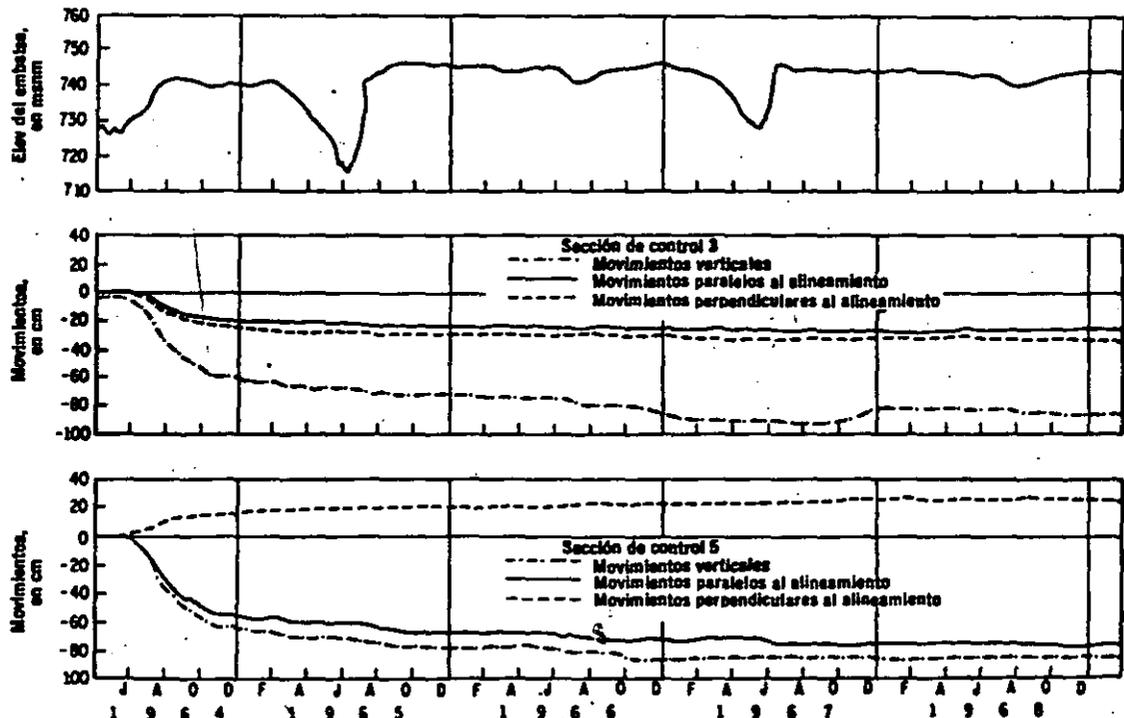


Fig 1.17. Desplazamientos verticales y horizontales en dos estaciones del vertedor de Sta. Rosa

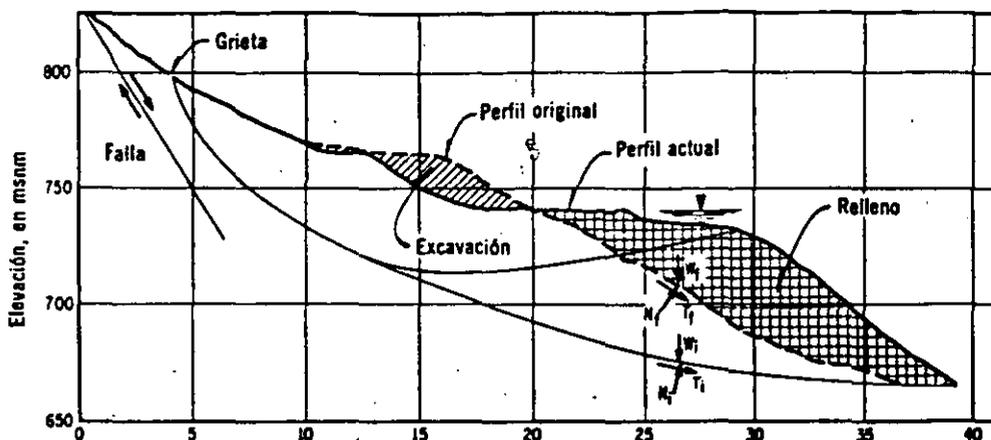


Fig 1.18 Superficies de falla en el vertedor de Sta. Rosa

arrastrado por el escurrimiento era importante y continuo. A principios de septiembre se observó pulsación en la corriente de aire, aumento de turbulencia y formación de ondas estacionarias en el interior del túnel. Para un gasto de  $1\,000\text{ m}^3/\text{seg}$ , el nivel del agua a la salida alcanzaba a la sección diametral del túnel 5. El 13 de septiembre se registró un brusco incremento de  $1.5\text{ m}$  en el tirante de agua y disminución en la velocidad superficial; el tiempo de recorrido de flotadores entre la entrada y el portal de salida resultó variable entre 32 y 48 seg, en cinco determinaciones. Evidentemente el funcionamiento del vertedor era anormal, pero no podía ponerse fuera de servicio porque continuaba el montaje de las compuertas radiales y los mecanismos de operación. Este trabajo se terminó el 21 de septiembre de 1964. El 22 del mismo mes se interrumpieron las descargas del embalse para inspeccionar los vertedores.

Se presentan a continuación las observaciones ilustradas por las fotografías de la fig 1.20: a) Túnel 5. No acusaba daño apreciable en la sec-

ción vertedora ni en la transición; defectos tales como agujeros para anclar formas y placas de acero, no habían inducido desgaste visible en el concreto. En la junta de la transición y el codo, se desprendieron dos masas de concreto reforzado, ubicadas simétricamente en relación al plano vertical que contiene al eje del túnel, y que corresponden a zonas de colado difícil. A partir de la última junta del codo y en una longitud de  $40\text{ m}$ , la mitad inferior del revestimiento desapareció. La profundidad media de socavación en la roca (conglomerado silicificado) fue de  $4\text{ m}$ , con un máximo de  $8\text{ m}$ ; coincidió con una fractura geológica importante. El volumen de materiales socavados por el agua resultó de  $1\,200\text{ m}^3$ , aproximadamente. El concreto de la clave no se derrumbó en esta parte del túnel 5. Aguas abajo y en un tramo de  $100\text{ m}$ , se observó erosión intensa del revestimiento, seguramente producida por los bloques de concreto y de roca, acarreados por el agua. En el resto del túnel, hasta el portal de salida, no se apreciaron daños de consideración. b) Túnel 3. Operó con gastos variables entre  $500$  y  $110\text{ m}^3/\text{seg}$

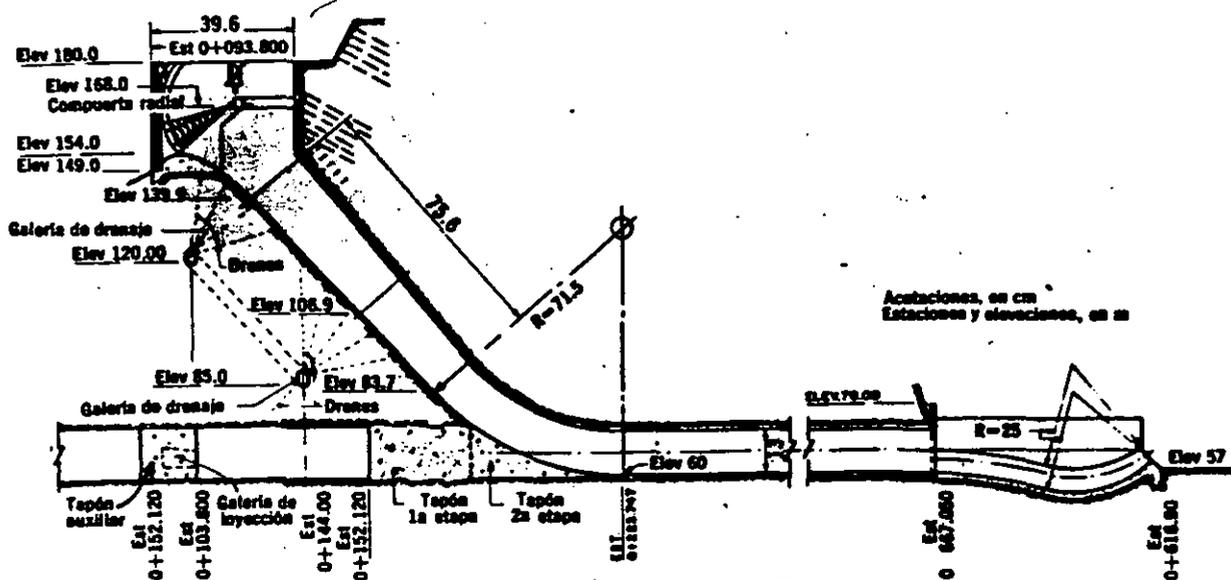
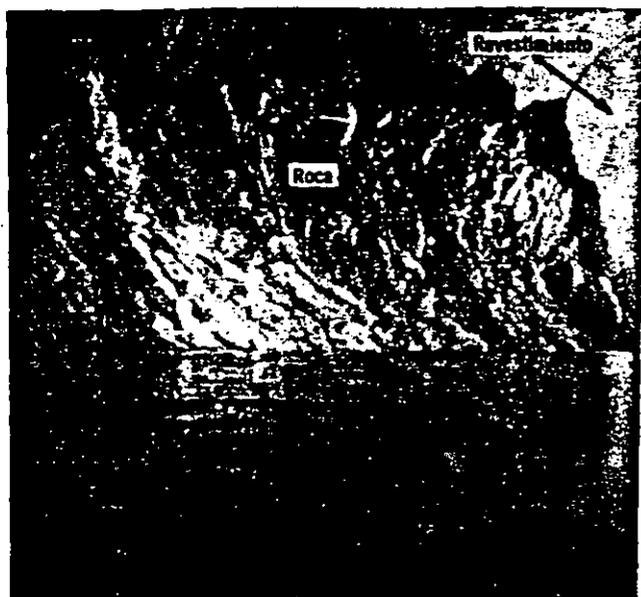
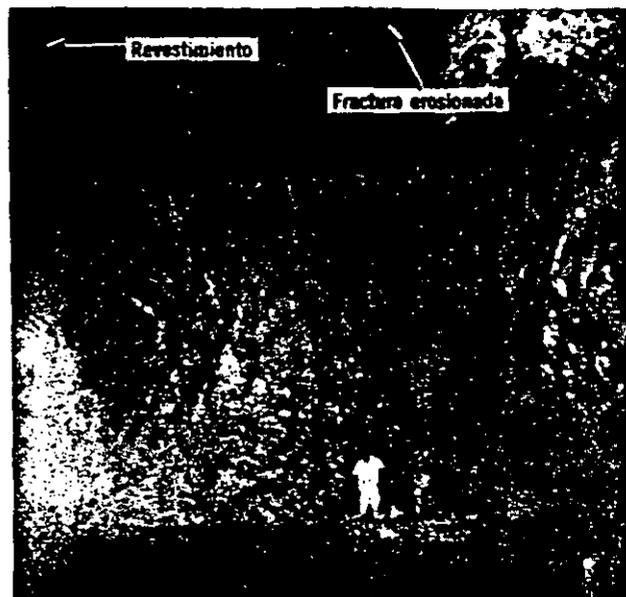


Fig 1.19 Corte longitudinal de uno de los vertedores en túnel de El Infiernillo



(a)



(b)

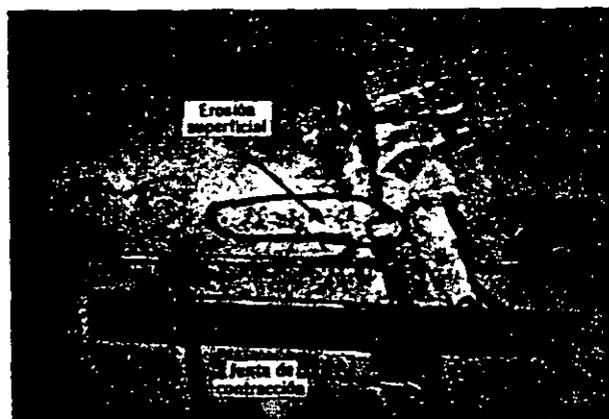
Fig 1.20 Daños en el túnel 5 de El Infiernillo

el día 21 de septiembre y tan solo durante una hora. No se registraron perjuicios importantes, excepto erosión incipiente en la parte final del codo y el tramo adyacente del túnel, donde el concreto había sido mal colado. c) Túnel 4. Debido a que no se había terminado el tratamiento con inyecciones detrás del revestimiento, esta estructura no entró en operación hasta fines de 1964.

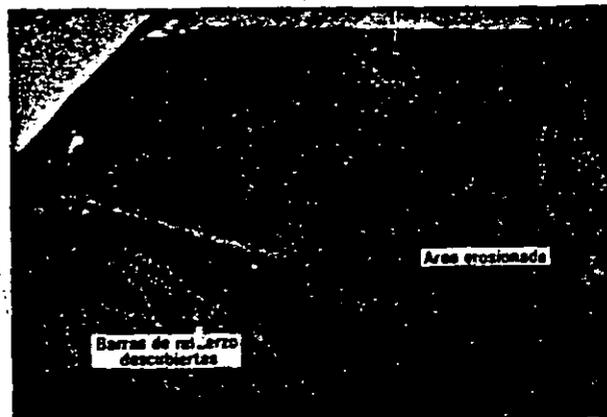
Las reparaciones del túnel 5 se iniciaron de inmediato y consistieron en los siguientes trabajos: a) Limpia superficial y extracción de la roca suelta por medio de martillos neumáticos, en las zonas dañadas del codo; instalación de anclas de 1 1/4 plg de diámetro y 6 m de longitud, con área tributaria de 2 m<sup>2</sup>; colado de concreto reforzado con barras de 1 plg espaciadas cada 30 cm, en dos direcciones y ligadas a las anclas. b) Anclaje del revestimiento de la clave no afectado por la destrucción, aguas abajo del codo, mediante barras de acero de las mismas características que las indicadas en el punto anterior. c) Reposición de la roca y el revestimiento, con hormigón en la parte inferior del túnel, previa limpia, colocación de tubos para inyectado y refuerzo de barras de 1 plg de diámetro, a cada 40 cm, en tres direcciones ortogonales.

Durante el mes de julio de 1965, el túnel 3 acusó daños severos en un tramo de 30 m de longitud, a continuación del codo. El revestimiento de la cubeta desapareció y la erosión afectó a la roca. El volumen estimado de la socavación fue de 400 m<sup>3</sup>. Las fotografías de la fig 1.21 muestran daños registrados en este caso. Las inspecciones del túnel se hacían cada 48 horas. La

reparación del revestimiento fue ejecutada en forma similar a la descrita para el túnel 5. Debido a los daños sufridos por este túnel, durante los



(a)



(b)

Fig 1.21 Erosión en el túnel 3 de El Infiernillo

meses de agosto y septiembre el agua descargó por los túneles 4 y 5. En ellos se registraron erosiones superficiales que se reparaban a medida que ocurrían.

En la temporada de lluvias de 1966, se operaron los tres vertedores. No se observaron mayores daños. Sin embargo, fue necesario reparar erosiones que aparecían con frecuencia aguas abajo del codo y en la junta de unión de este con la transición superior.

En 1967, la operación de los vertedores fue normal hasta mediados de septiembre. El día 26 de ese mes se generó una perturbación meteórica que abarcó la parte central del país y se superpuso a otra que avanzaba a lo largo de la costa del Pacífico. El resultado fue una avenida sin precedentes en la historia del río Balsas, cuyo hidrograma en El Infiernillo se presentó en la fig 1.3. Debido a que estaba en construcción la presa José M. Morelos, 40 km aguas abajo, fue necesario limitar a 6 000 m<sup>3</sup>/seg la descarga en El Infiernillo; esta se aumentó tres días más tarde a 7 000 m<sup>3</sup>/seg, después de sobrelevar la presa Morelos 2.50 m arriba de la cota de seguridad que se había establecido previamente. Se operaron en El Infiernillo los tres túneles verte-

dores con las compuertas radiales abiertas parcialmente; en 13 días se desalojó un volumen de 5 527 × 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>, y el total correspondiente a esta avenida excepcional fue de 7 940 × 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>, operando la obra de excedencias en forma continua durante 36 días. La fotografía de la fig 1.22 muestra el embalse y la salida de los vertedores cuando el agua alcanzaba el nivel máximo, elevación 172.31 (corona de la cortina, elevación 180.00). Los daños registrados en los túneles vertedores fueron moderados; en total, hubo que reponer 350 m<sup>3</sup> de concreto. El más afectado fue el túnel 3, donde se erosionó un tramo de 20 m con profundidad de 2.5 m.

Debido a la operación exhaustiva de la planta

Año	Volumen escurrido × 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	Erogación, en miles de pesos mexicanos *
1964	8 200	2 113
1965	10 228	4 086
1966	7 355	1 287
1967	10 783	547
1968	1 196	25

\* Para expresar las erogaciones en dólares, divídase por 12.47

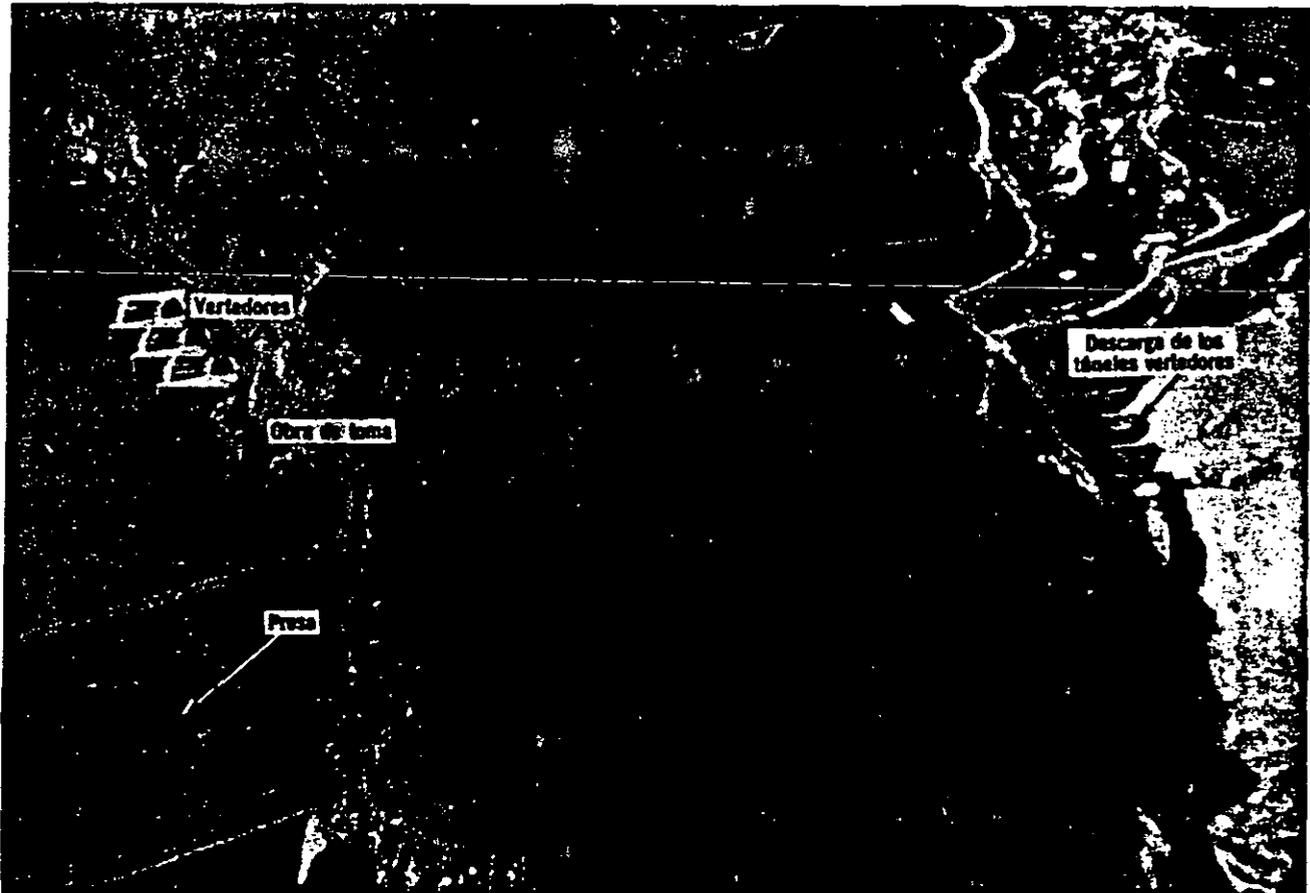


Fig 1.22 Vista aérea de los vertedores de El Infiernillo funcionando durante la avenida (sep 1967)



Fig 1.23 Presa Netzahualcōyotl. Vertedor de operación mostrando la parte dañada del tanque amortiguador

hidroeléctrica y a escurrimientos normales en el río Balsas, las descargas anuales por los vertedores, durante el periodo 1968-1971, fueron menores de  $1\ 200 \times 10^6 \text{ m}^3$ ; los daños en los últimos años han sido menores.

La tabla anexa presenta los volúmenes escurridos por los tres túneles de 1964 a 1968 y los costos de las reparaciones.

**1.5.2 Presa Netzahualcōyotl (Malpaso).** Debe hacerse notar que los daños ocasionados por corrientes de alta velocidad se presentan a continuación del codo de un túnel vertedor, donde existe un cambio importante de dirección; también se ha registrado desgaste excesivo en las estructuras

de algunos vertedores de canal abierto que rematan en deflector curvo. Los problemas han sido, en general, menores en las obras de excedencias dotadas de tanque amortiguador. Un caso digno de mención por los volúmenes que ha descargado, es el vertedor de la presa Netzahualcōyotl; en los cinco primeros años de operación habían pasado  $70 \times 10^6 \text{ m}^3$ , aproximadamente, con gastos máximos de  $1\ 500 \text{ m}^3/\text{seg}$ , y la erosión del concreto, solo apreciable en el tanque amortiguador, era relativamente pequeña. En octubre de 1970, al suspenderse el derrame del vertedor de operación, se observó que algunas losas del revestimiento estaban desprendidas y apiladas en el talud de salida del tanque amortiguador

(fig 1.23). Desaguado este, se pudo comprobar que el 60 por ciento del revestimiento del piso había sido destruido por el agua y que la roca de cimentación presentaba erosión hasta de 6 m. de profundidad, bajo su nivel original, a lo largo del sistema de fracturas predominante (fig 1.24). Estudios con modelos hidráulicos verificaron que la causa del daño era el desarrollo de una subpresión no tomada en cuenta al proyectar el revestimiento de concreto y su anclaje a la roca de cimentación (Sánchez Bribiesca *et al*, 1971). La reparación se efectuó con base en las mediciones de laboratorio, lo que obligó a aumentar el espesor de las losas y el anclaje de sujeción, con un costo aproximado de 20 millones de pesos.

A raíz de la experiencia adquirida al operar los vertedores de El Infiernillo, se hace hincapié en el requisito de flexibilidad funcional para las obras de excedencias. En efecto, considerando que se contaba con tres estructuras independientes en el citado caso, las reparaciones se pudieron realizar sin mayor interferencia. Por tal razón, la presa La Angostura, Chis., contará con dos vertedores gemelos, dotados de compuertas y saltos de esquí, con capacidad para descargar un gasto máximo de 6 500 m<sup>3</sup>/seg.

## 1.6 COMENTARIOS

Los ejemplos examinados no son los únicos que se han encontrado durante el proceso de construcción de las presas de México, en los últimos 30 años. Puede afirmarse que en toda obra de este tipo se han presentado problemas de diversa índole. La geología, la información hidrológica disponible, la incertidumbre de los fenómenos naturales y las circunstancias económicas y contractuales que concurren durante la realización de un proyecto hidráulico, hacen que sea remota la posibilidad de dos casos iguales. Por ello, el diseño de este tipo de obra debe ser flexible y puede considerarse terminado después de haberlo expuesto a varios años de operación. Además, la ocurrencia de meteoros imprevisibles, la acción de sismos como el de Anchorage, Alaska, los avances de la mecánica de suelos y de rocas en época reciente, han conducido a la revisión de estructuras que aparentemente han tenido un comportamiento normal. Los criterios generales y la experiencia en este campo de la ingeniería, constituyen las bases de trabajo; pero, en muchos casos, es tan complejo el problema o las incógnitas involucradas, que debe proyectarse la presa a medida que se construye, con apoyo en mediciones de campo.



**Fig 1.24** Presa Netzahualcóyotl. Losas del tanque amortiguador desplazadas hacia aguas abajo

# CAPITULO 4

## Criterios de diseño

### INTRODUCCIÓN

El proyecto o diseño de una presa de tierra y enrocamiento consiste en la determinación, sobre bases racionales, de todos los detalles referentes a localización, geometría y constitución de la cortina y estructuras colaterales o accesorias. Todo proyecto debe complementarse con un programa de ejecución y una estimación de costos.

Una presa en operación es, en cualquier caso, un sistema cuyos elementos están interrelacionados y se afectan mutuamente. Su proyecto, por tanto, solo puede enfocarse en conjunto. Sin embargo, aquí se abordarán principalmente los aspectos relativos a la estructura de retención (el dique y su cimentación). Se señalarán las relaciones entre estos elementos y los que constituyen la obra, pero no se discutirá en detalle el diseño de estructuras colaterales, como las vertedoras o las de toma.

La concepción general y los detalles de diseño de la cortina de una presa se deben determinar escogiendo, entre las diversas alternativas de cortina y tratamiento de cimentación que se adaptan a las condiciones del sitio, aquella cuyo costo total esperado  $C_T$  es mínimo. Dicho costo puede expresarse:

$$C_T = C_o + \sum P[c_i p_i] \quad (4.1)$$

donde:

- $C_o$  costo inicial esperado
- $c_i$  costo consecuente del daño de tipo  $i$
- $p_i$  probabilidad del daño de tipo  $i$
- $P[c_i p_i]$  valor presente de  $c_i p_i$

La ec 4.1 es útil en la comparación de alternativas, aun cuando la estimación de  $p_i$  y  $c_i$  no pueda formalizarse.

Puede apreciarse fácilmente que, teniendo en cuenta las implicaciones de la falla de una corti-

na,\* se justifica diseñar estas obras de modo que su seguridad esté más allá de toda duda razonable, pues para lograrlo generalmente se incurre en costos que son un mínimo porcentaje del costo esperado de falla.

En la estimación de  $C_T$  debe considerarse que el costo de imprevistos durante la construcción puede ser significativo, particularmente en cuanto al tratamiento de la cimentación para reducir el flujo de agua: El costo esperado de dichos imprevistos disminuye si: *a)* se aumenta el grado de detalle de las investigaciones de campo; *b)* se pone extremo cuidado en la planeación del programa de construcción, teniendo en cuenta clima y tiempo disponible, y *c)* se cuenta con experiencia previa significativa en la ejecución de cada detalle del diseño.

### 4.1 FACTORES QUE AFECTAN AL PROYECTO

Los factores que más afectan el diseño de una cortina de tierra y enrocamiento son:

- a)* función de la obra
- b)* tipo, cantidad y localización de los materiales utilizables
- c)* características de la boquilla, cimentación y vaso
- d)* clima y tiempo disponible para la ejecución
- e)* características geológicas y sismológicas regionales
- f)* importancia de la obra

Estos constituyen los que podrían llamarse factores objetivos del diseño. Sin embargo, fijos todos ellos, pueden existir varias alternativas igualmente satisfactorias, al menos aparentemente, para muchos de los componentes del proyecto. Más aún, ante la necesidad de asignar probabi-

\* Dichas implicaciones incluyen los daños en la propia presa y aguas abajo, y la pérdida de los beneficios derivados del funcionamiento de la obra.

lidades a diversos tipos de daño (ec 4.1), en ningún caso la solución adoptada será independiente de factores subjetivos como la experiencia y preferencias del proyectista, o su interpretación personal del comportamiento satisfactorio o indeseable de otras obras en condiciones similares. Todo esto se debe en gran medida a que el número de variables involucradas es tan grande y las relaciones entre unas y otras pueden ser tan sutiles, que es imposible hacer la evaluación formal de los efectos de todas ellas al proyectar una obra de esta naturaleza.

Es difícil determinar *a priori* la relativa importancia de los seis factores objetivos enumerados. De hecho, en cualquiera de ellos puede estar contenido el detalle de mayor importancia de un proyecto y, dado el gran número de aspectos que el ingeniero debe atender, siempre existe la posibilidad de que ese detalle no sea estimado adecuadamente y aun de que pase inadvertido. De aquí la importancia de un análisis cuidadoso de todas las partes del proyecto y de una evaluación apropiada, durante la construcción, de las condiciones que puedan sugerir modificaciones benéficas al proyecto original. Es evidente que cuanto más detenidamente se analicen los detalles del proyecto y sus implicaciones, menor será el número de imprevistos que ameriten modificaciones al diseño durante la ejecución, pero estas generalmente no podrán eliminarse del todo. En cualquier caso, dichos cambios deben introducirse oportunamente y ser tales que puedan adaptarse al criterio general con que se elaboró el proyecto.

Algunas veces, principalmente en obras que se ejecutan por etapas, es conveniente basar las modificaciones al proyecto original en el estudio del comportamiento previo. En la parte F se consideran, con mayores detalles, la obtención, interpretación y uso de tal información.

No es posible establecer un proceso sistemático en el análisis del conjunto de factores señalados anteriormente. A continuación se presentan algunas formas en que cada uno de esos factores puede afectar al diseño.

**4.1.1 Función de la obra.** Es evidente que la función de la obra es un factor determinante de las dimensiones de la cortina y de las obras de excedencias, pero también afecta las condiciones de diseño o tratamiento de la cimentación y de los empotramientos y las del talud de aguas arriba, principalmente. En efecto, las pérdidas de agua por flujo a través de la cimentación y de los empotramientos, que son aceptables en su caso, pueden ser excesivas en otro, dependiendo de la finalidad de la presa (almacenamiento o derivación). Además, la función de la obra, al determinar el régimen hidráulico de operación, influye en las medidas que han de adoptarse para el di-

seño del talud de aguas arriba por lo que toca a su estabilidad ante vaciado rápido del embalse.

**4.1.2 Materiales.** En principio, prácticamente cualquier material o conjunto de materiales térreos no solubles y con propiedades estables puede servir para la construcción de una presa de tierra y enrocamiento. Sus propiedades mecánicas (resistencia, compresibilidad y permeabilidad) gobernarán la geometría de la cortina. Además, la cantidad y localización de los materiales disponibles afectarán la distribución y dimensiones de las diferentes zonas del dique.

En general, la selección y distribución de los materiales que han de emplearse en la cortina deben hacerse balanceando por una parte las distancias de acarreo, y por otra las operaciones de extracción y proceso de los materiales, con objeto de obtener el mínimo costo de terraplén. Por ejemplo, si los suelos granulares y cohesivos más próximos al sitio se encuentran separados unos de otros (estratificados o en bancos diferentes), quizá la solución más económica sea una sección de materiales graduados, en tanto que tratándose de depósitos erráticos o mezclas con un dominio granulométrico muy amplio (depósitos aluviales, formaciones intemperizadas *in situ*, etc), el costo de cualquier proceso para la selección de materiales puede mejorar la alternativa de sección homogénea.

Sin embargo, es fácil imaginar excepciones a lo anterior; por ejemplo, cuando en el primer caso los materiales son mal graduados o cuando, en el segundo, el material más barato disponible no cumple las condiciones de impermeabilidad impuestas por la función de la obra. Pero, a pesar de esto, el diseño más económico de la cortina será seguramente aquel en que los materiales de menor costo se utilicen en los mayores volúmenes, con una distribución que permita satisfacer simultáneamente las condiciones de impermeabilidad y resistencia de la cortina.

**4.1.3 Características de la boquilla, cimentación y vaso.** Las características topográficas y mecánicas de la cimentación pueden ejercer una gran influencia en diversos aspectos del diseño de una presa de tierra y enrocamiento. En cualquier caso, la cortina debe diseñarse de modo que se adapte en todos sus detalles a dichas características.

La primera condición será elegir la localización y orientación del eje de la cortina, de modo que el volumen y las operaciones para el tratamiento de la cimentación sean mínimos, en lo que influyen otros factores además de los topográficos. En efecto, cuando las propiedades mecánicas de la cimentación o el espesor de sus mantos con características desfavorables varían mucho en el sitio elegido, la economía resultante de la ópti-

ma localización del eje del dique generalmente justifica estudios más detallados y el análisis de mayor número de alternativas.

Los problemas constructivos serán muy diferentes en una boquilla angosta y en una amplia. En el primer caso se justificará cualquier esfuerzo por lograr el diseño más simple posible, que permita una ejecución libre de problemas de circulación y de espacio de trabajo.

En cuanto a la estabilidad de la cortina, siendo iguales todas las otras condiciones, una boquilla estrecha será siempre más favorable, si bien el efecto confinante de los empotramientos no se puede cuantificar en forma confiable.

Lo mismo puede decirse de las condiciones más propicias de una boquilla angosta con empotramientos convergentes hacia aguas abajo, en comparación con el caso en que los empotramientos divergen hacia aguas abajo, principalmente cuando la cimentación o los empotramientos presentan superficies de debilidad en la dirección normal a la cortina.

Por otra parte, los valles angostos suelen ser desfavorables porque ofrecen empotramientos con taludes irregulares o muy empinados, que favorecen la aparición de grietas por asentamiento diferencial (fig 4.1). Estas circunstancias se reflejarán en las características y distribución de los materiales en la cortina, por lo que habrá que incluir suelos impermeables capaces de comportarse plásticamente bajo grandes deformaciones, así como zonas granulares de transición de mayor espesor. El cuidado que se aplique a las condiciones de compactación en las zonas críticas deberá ser también mayor que el ordinario.

Finalmente, en la boquilla angosta, las economías que resultan de análisis de estabilidad muy refinados pueden ser insignificantes. En cambio, si se trata de una cortina de cualquier altura en un valle muy abierto, la minimización de la sección del dique es de la mayor importancia desde el punto de vista económico.

En cuanto a las características de la cimentación, su compresibilidad y resistencia pueden obligar a aumentar las dimensiones de la cortina en la base, más allá de lo que en otras condiciones se requeriría, para evitar asentamientos diferenciales o fallas por cortante. En una cimentación constituida por suelos granulares susceptibles de compactación o de pérdida de resistencia bajo efectos dinámicos, una parte crucial del proyecto será el mejoramiento de las condiciones de tales depósitos bajo la cortina y en sus cercanías, particularmente en regiones de alta sismicidad.

Cuando el problema más importante de la cimentación está ligado al flujo de agua a través de ella, su influencia en el proyecto puede ser también apreciable. Por ejemplo, la posibilidad de que una pantalla impermeable de cualquier

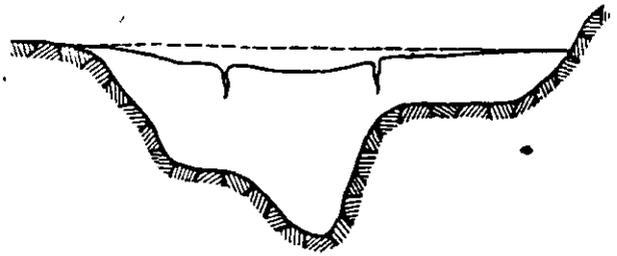


Fig 4.1 Agrietamiento transversal por asentamiento diferencial del terraplén en una boquilla irregular

tipo pueda no ser eficiente implica la necesidad de proporcionar un sistema de drenaje de la cimentación y del terraplén cerca del talud aguas abajo (filtros, pozos de alivio, galerías de drenaje, etc).

Normalmente, "detalles geológicos menores" \* de la cimentación son determinantes de las condiciones de seguridad de toda la cortina, o de la efectividad de ciertos componentes del proyecto, principalmente en lo que se refiere al control del flujo de agua a través de la cimentación \*\* (sec 4.5).

Por otra parte, de una manera indirecta, las características topográficas y geológicas del sitio pueden también afectar el diseño, ya que influyen en el manejo del caudal del río durante el periodo de construcción. En efecto, si el río es desviado por medio de túneles con objeto de trabajar simultáneamente en toda la longitud de la cortina, o si se utiliza una sección de cierre, ciertos aspectos del diseño pueden ser diferentes.

Si se hace una sección de cierre, deben tomarse medidas especiales para evitar grietas por asentamientos diferenciales del terraplén. Por ejemplo, se requerirán materiales más plásticos (mayor índice de plasticidad y/o mayor contenido de agua de colocación) en las zonas impermeables, y mayor espesor de filtros y zonas de transición, especialmente aguas arriba, para prevenir una falla catastrófica en caso de agrietamiento.

Si se usan ataguías de dimensiones considerables, se acostumbra que formen parte de la cortina, por lo que habrán de diseñarse como obras permanentes en cuanto a características de los materiales y condiciones de colocación.

También es posible, aunque poco usual, diseñar una cortina de enrocamiento para permitir

\* Este término, empleado por Terzaghi (1960), se refiere a todos aquellos detalles de estratificación, fisuramiento, permeabilidad, compresibilidad, etc, en cuyas características y variaciones locales puede residir la diferencia entre dos sitios con condiciones geológicas generales idénticas.

\*\* Por control del flujo de agua a través de la cimentación de una presa no debe entenderse su completa eliminación ni su reducción a cantidades pequeñas, sino su manejo por medio de pantallas impermeables o drenaje, de modo que no ponga en peligro ni la estabilidad ni el funcionamiento satisfactorio de la obra.

el paso del agua sobre ella durante cierta etapa de la construcción en época de avenidas (Weiss, 1951). Esto se justifica si las características del sitio y el programa de construcción hacen más económica dicha solución que prever una desviación con capacidad suficiente para descargar avenidas extraordinarias.

Las características topográficas del vaso afectan al diseño, sobre todo en lo que se refiere a protección contra el oleaje en el talud de aguas arriba y dimensiones del bordo libre. Las características geológicas del vaso también deben tomarse en cuenta, pues las condiciones de inestabilidad o estabilidad casi crítica de taludes naturales pueden ser acentuadas por la saturación e inundación de algunas formaciones durante el llenado del embalse. Si bien los efectos de un deslizamiento de grandes proporciones en el vaso, y aun la posibilidad de tal deslizamiento, difícilmente pueden anticiparse al proyecto (Müller, 1964), pequeñas zonas con condiciones de estabilidad desfavorables deben investigarse con detenimiento, principalmente en la vecindad de la cortina, de la obra de toma y de la de excedencias en estudio, pues su localización puede gobernar la de estos componentes del proyecto.

**4.1.4 Clima y tiempo disponible para la construcción.** Generalmente los factores clima y tiempo disponible para la construcción están ligados entre sí, y pueden influir en el proyecto de una cortina de tierra y enrocamiento mucho más que en el de otro tipo de presa. En México, las mayores limitaciones por estos conceptos frecuentemente son impuestas por la lluvia, pero en otras regiones los inviernos muy severos o las sequías extremas pueden resultar de la mayor importancia.

Cuando la construcción se lleva a cabo en un periodo corto, el aspecto clave consiste en programar la ejecución de modo que las diversas operaciones no interfieran entre sí. Cualquier esfuerzo por reducir en el proyecto la interdependencia de las diversas operaciones de construcción está justificado en tales casos.

Si el clima es lluvioso y el tiempo para la construcción es muy reducido, la posibilidad de una cortina de altura media o grande, de sección homogénea, quedaría prácticamente descartada por las dificultades para el control del contenido de agua de compactación y por la magnitud de las presiones de poro que se desarrollarían en el terraplén durante la construcción. En estas condiciones, una sección mixta con corazón arcilloso delgado o una de enrocamiento con pantalla impermeable de concreto serían alternativas mejores.

Cuando, en las mismas condiciones anteriores, el tratamiento de la cimentación no es un problema mayor, el proyecto de una cortina con

corazón impermeable de arcilla puede ser más adecuado si se adopta un corazón inclinado que si este es vertical, pues en el primer caso las operaciones constructivas de la porción de materiales permeables está menos sujeta a contingencias debidas a la construcción de la zona impermeable, es decir, una y otra porciones son menos dependientes entre sí en cuanto al programa de construcción, pues el material del corazón inclinado puede colocarse indistintamente durante la construcción de la zona permeable de aguas abajo o después de ella. Todo esto redundaría en mayor flexibilidad para formular el programa de construcción.

Además, si el inyectado de la cimentación constituye una parte importante del problema constructivo, puede ser necesario hacer el tratamiento de esta simultáneamente, o aun después de la construcción de la cortina. Para ello se requerirá una galería de inyectado en el interior del terraplén o la perforación de este desde el exterior después de la construcción. Es obvio que en dichos casos un corazón vertical, y no uno inclinado, es la solución conveniente.

Cuando el tiempo disponible impone una ejecución muy rápida en una cimentación arcillosa, un factor clave es el desarrollo de presiones de poro en la cimentación y sus consecuencias en la estabilidad de la obra. Esta es una de las situaciones más críticas que pueden presentarse en la construcción de presas de tierra, pues para asegurar la estabilidad de la cortina en condiciones de construcción con la rapidez prevista, se requiere incrementar el volumen del terraplén mucho más allá de lo que sería necesario con un calendario de ejecución más amplio. Esto a su vez implica incurrir en costos elevados que pueden reducir, anular o sobrepasar las economías logradas a través de un periodo de construcción breve. Por tanto, el tiempo de ejecución y el volumen de la cortina deben balancearse, en casos como este, para lograr un buen diseño. Dicha condición de compromiso generalmente requiere la aceptación de factores de seguridad muy próximos a uno en cuanto se refiere a la estabilidad durante la construcción. Este riesgo solo puede correrse si dicho factor de seguridad está basado en datos confiables, obtenidos por medio de la interpretación inmediata de cuidadosas observaciones del comportamiento: presiones de poro, asentamientos y desplazamientos horizontales en el terraplén y la cimentación.

**4.1.5 Condiciones geológicas y sísmológicas.** Así como las características geológicas del sitio y de la región influyen en la elección del tipo de presa más adecuado, también afectan la localización detallada y los criterios de diseño de los diversos componentes de la presa una vez escogido el tipo de esta.

En primer lugar, las condiciones geológicas (además de las topográficas) determinan la localización de vertedor, túneles de desviación, obra de toma y casa de máquinas. En la elección del sitio para el vertedor y en el diseño de este, por ejemplo, deben considerarse la susceptibilidad a la erosión de la roca en la descarga, y la sensibilidad de los materiales de la cimentación a las vibraciones que se producirán en la estructura disipadora al pie del vertedor.

La naturaleza de las formaciones superficiales y su resistencia a la erosión en toda la cuenca tributaria, así como los tipos y la intensidad de los agentes erosivos, influyen en el diseño y en su vida útil porque determinan el volumen de azolves que llegará a la presa.

Por otra parte, son frecuentes los casos en que el lecho del río está labrado a lo largo de una falla, y la presencia de esta debe considerarse en la localización y en los detalles de diseño de la presa. Por ejemplo, si hay indicios de actividad reciente y no existe otra alternativa que construir la presa a través de la falla, deben tomarse medidas especiales de protección contra el agrietamiento y estimarse las consecuencias de este en las peores condiciones posibles, antes de aceptar el riesgo implícito en tal proyecto.

Ya se consideró la influencia de otras condiciones geológicas en la boquilla y en el vaso (estabilidad de taludes naturales y localización de los sitios peligrosos con respecto a las diferentes partes de la obra); más adelante se describirán ciertos casos particulares que ilustran diversos aspectos geológicos.

Por lo que se refiere a las características de sismicidad de la región, debido a que las posibilidades de análisis del comportamiento de una presa de tierra sometida a excitación dinámica son muy limitadas, generalmente el criterio de diseño en una zona sísmica es más conservador; pero las medidas necesarias para reducir los riesgos hasta niveles aceptables, son difíciles de cuantificar (parte E). En general se deberá tener en cuenta, al adoptar dichas medidas especiales, el tamaño y función de la presa, ubicación del vaso, capacidad del embalse y aun la rapidez con que puede vaciarse en caso de emergencia.

**4.1.6 Importancia de la obra.** Finalmente, ya que lo importante no es evitar las fallas o defectos en sí, sino sus consecuencias negativas, todos los aspectos del diseño de una presa serán afectados, principalmente en lo que se refiere a los coeficientes de seguridad, por factores como la capacidad del vaso y su localización con respecto a centros de población y zonas de gran valor económico, y por la importancia intrínseca de la obra. La magnitud estructural de la presa será también un elemento de consideración, pues una cortina de dimensiones sin precedentes involucra-

rá mayores incertidumbres que otras cuyas características pueden compararse con casos de comportamiento conocido.

## 4.2 CAUSAS POTENCIALES DE FALLA

Dado que el diseño y la construcción de presas de tierra están basados aun en gran medida en conocimientos empíricos, resulta especialmente útil revisar la experiencia acumulada en relación con los casos de comportamiento inadecuado, antes de discutir con detalle las condiciones de un buen diseño.

Tabla 4.1. Resumen de las causas más importantes de fallas (según Middlebrooks, 1953)

Causas de la falla parcial o total	Porcentaje del total
Desbordamiento	30
Flujo de agua	25
Deslizamientos	15
Fugas en conductos enterrados	13
Erosión de taludes	5
Otras causas	7
Causas desconocidas	5

La mayor parte de la información que existe sobre comportamiento insatisfactorio ha sido resumida por Middlebrooks (1953), quien ha hecho una magnífica revisión de la experiencia de más de un siglo en la construcción de presas de tierra y enrocamiento, principalmente en Estados Unidos de Norteamérica. De esa publicación se han tomado las tablas 4.1 a 4.3.

Tabla 4.2. Relación entre el porcentaje de fallas y la edad de las presas (según Middlebrooks, 1953)

Edad de la presa, en años	Causa de la falla parcial o total			
	Desbordamiento	Fugas en conductos	Flujo de agua	Deslizamientos
0- 1	9	23	16	29
1- 5	17	50	34	24
5- 10	9	9	13	12
10- 20	30	9	13	12
20- 30	13	5	12	12
30- 40	10	4	6	11
40- 50	9	0	6	0
50-100	3	0	0	0

La tabla 4.1 indica que el evento que ha causado el mayor número de fallas en presas de tierra es el desbordamiento. Esto puede explicarse por la combinación de dos factores independientes: a) la vulnerabilidad de las estructuras térreas a la erosión por corrientes de agua; b) el auge que la construcción de este tipo de presas experimentó a fines del siglo pasado y principios del presente y que dio lugar al diseño de muchas de ellas con severas limitaciones de

información hidrológica (obsérvense en la tabla 4.3 los altos porcentajes de fallas por desbordamiento entre 1890 y 1930).

Tabla 4.3. Porcentaje de fallas en diferentes épocas (según Middlebrooks, 1953)

Años	Causas de la falla parcial o total				Total *
	Desbordamiento	Flujo de agua	Fugas en conductos	Deslizamientos	
1850-60	0	0	0	0	0
1860-70	0	0	7	0	1
1870-80	0	6	7	0	3
1880-90	6	4	11	3	5
1890-1900	12	11	21	3	13
1900-10	21	19	18	16	17
1910-20	22	15	18	23	21
1920-30	14	13	18	26	16
1930-40	11	8	0	23	10
1940-50	9	6	0	3	8
1950	3	8	0	3	4

\* Incluye todos los casos de comportamiento inadecuado, aun aquellos en que la causa de la falla no es conocida. Se respetan los valores de esta columna dados en la publicación original, a pesar de que su suma es 98 (debería ser 100).

La segunda causa importante de fallas en presas de tierra es la acción perjudicial del flujo de agua a través de la cortina o la cimentación. Según la tabla 4.1, a ella debe atribuirse 25 por ciento de las fallas de este tipo de presas. Si se conviene en que los daños por fugas en conductos enterrados son, de hecho, atribuibles a la misma causa, se concluye que casi 40 por ciento de las fallas se deben a lo que podría llamarse flujo incontrolado de agua a través de la cortina o la cimentación.

Por lo que se refiere a los deslizamientos, responsables también de un alto porcentaje de fallas conocidas, pueden ocurrir tanto en los taludes de la cortina como en la cimentación o el vaso. Los deslizamientos que más frecuentemente causan fallas en las presas de tierra son los que afectan a la cimentación y, entre estos, en orden de importancia, los que ocurren en suelos arcillosos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados, en materiales arcillosos fisurados o fuertemente preconsolidados y en arenas o materiales finos no plásticos con relación de vacíos alta.

Finalmente, otra causa frecuente de daño es la erosión de taludes cuando estos no están adecuadamente protegidos contra la acción mecánica del agua. En el talud de aguas abajo, la más importante de dichas acciones es la de la lluvia y en el talud de aguas arriba, la del oleaje, que suele ser más intensa que la primera.

### 4.3 DISEÑO CONTRA DESBORDAMIENTO

Una presa de tierra y enrocamiento es esencial-

mente incapaz de trabajar como estructura vertedora sin un alto riesgo de colapso por erosión. Dadas las implicaciones catastróficas de una falla de este tipo, la probabilidad de su ocurrencia debe mantenerse muy baja. Para ello, la avenida de diseño de una presa térrea debe ser mayor que en una presa de concreto o mampostería. Fija la avenida de diseño, la solución más económica se obtendría balanceando la capacidad del vertedor y la de regulación del vaso variando la altura de la cortina.\*

La defensa de la presa contra desbordamiento temporal producido por oleaje de viento o sismo se hace mediante un bordo libre, definido como la distancia vertical entre el punto más bajo de la corona y el nivel del embalse cuando el vertedor trabaja a su capacidad de diseño. Dicho bordo libre proporciona también cierto margen de seguridad contra avenidas sin precedentes y contra agrietamiento transversal de la presa. En la estimación del bordo libre mínimo necesario debe considerarse también la magnitud probable de los asentamientos de la corona por deformación del terraplén y de la cimentación.

Entonces, el bordo libre debe ser

$$H_{BL} = (H_1 + H_2 + H_3) + \Delta H + H_s \quad (4.2)$$

donde:

- $H_1$  sobrelevación del embalse en la cortina debida al arrastre del agua por el viento
- $H_2$  altura, sobre el nivel del embalse sobrelevado, de la cresta de las olas producidas por viento
- $H_3$  altura de rodamiento de las olas sobre el talud, medida desde la elevación de sus crestas
- $\Delta H$  asentamiento máximo de la corona
- $H_s$  altura adicional de seguridad

La fig 4.2 ilustra, en forma esquemática, la elevación de las olas producidas por viento con respecto al nivel del agua en reposo, así como la altura de rodamiento de las mismas sobre el talud de aguas arriba de la presa. Para los taludes usuales en presas de tierra y enrocamiento (1.5:1 a 4:1) el valor de  $H_2 + H_3$  varía entre 1.33 y 2 veces la altura del oleaje, dependiendo principalmente de la rugosidad del talud. Los valores extremos indicados corresponden respectivamente

\* Cuando las características topográficas del vaso lo permiten, es aconsejable incorporar en el diseño líneas adicionales de defensa contra avenidas sin precedentes (de baja probabilidad). Dichas defensas pueden estar constituidas por un dique con elevación de corona menor que la de la cortina principal, alojado en un puerto del vaso con vertiente hacia un cauce en que los daños por inundación no sean excesivamente altos.

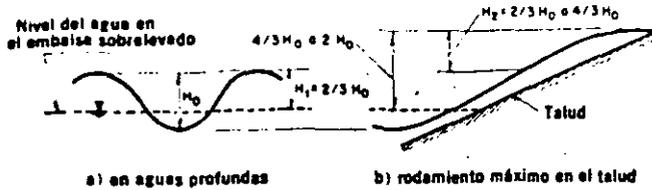


Fig. 4.2 Características del oleaje

te a taludes con protección de enrocamiento a volteo y con recubrimiento de concreto o similar. Para la estimación de  $H_1$  y  $H_2$ , pueden consultarse el trabajo de Saville *et al* (1963) o la revisión bibliográfica de Springall (1970).

La altura máxima de olas generadas por movimientos sísmicos, estimada a partir de los conocimientos actuales, generalmente resulta menor que la del oleaje producido por vientos fuertes, excepto en casos de resonancia, cuya probabilidad es siempre incierta. Por dichos motivos, es usual estimar el borde libre suponiendo que la altura máxima del oleaje es la correspondiente a viento.\*

En presas constituidas esencialmente por suelos no cohesivos (presas de enrocamiento o de materiales graduados con corazón impermeable delgado) el asentamiento máximo de la corona,  $\Delta H$  en la ec 4.2, debe incluir no solo los asentamientos debidos a compresibilidad, sino también la pérdida de altura ocasionada por distorsión del terraplén bajo efectos sísmicos (parte E).

La altura adicional de seguridad,  $H_s$ , en la ec 4.2, debe cubrir principalmente los posibles errores en las estimaciones hidrológicas y la profundidad de agrietamiento de la corona por secado, por asentamientos diferenciales o por sismo. Generalmente se adopta para  $H_s$ , un valor entre 1 y 4 m, dependiendo de las condiciones locales.

La corona o cresta de una presa de tierra debe estar protegida contra erosión y agrietamiento, y tener drenaje superficial hacia el embalse. Su ancho no influye en el comportamiento de la presa y usualmente está condicionado por otras consideraciones (por ejemplo, el paso de una carretera o un ferrocarril). No debe ser menor de 3 m, a fin de permitir el tránsito de equipo de mantenimiento.

En cuanto a la forma de la corona en elevación, es conveniente que su sección por un plano vertical a lo largo del eje de la cortina sea una curva continua convexa hacia arriba, con máxima contraflecha en la sección en que los asentamientos serán mayores. Esto tiene el doble propósito de compensar los asentamientos sin pérdida de borde libre y de hacer menos notable a simple vista

\* Sin embargo, es necesaria una estimación independiente del borde libre a fin de proteger la presa contra oleaje debido a deslizamientos en los taludes naturales del embalse. Este asunto se trata en las secciones 1.1, 3.2 y 17.8; particularmente, en esta última, se exponen los métodos de diseño.

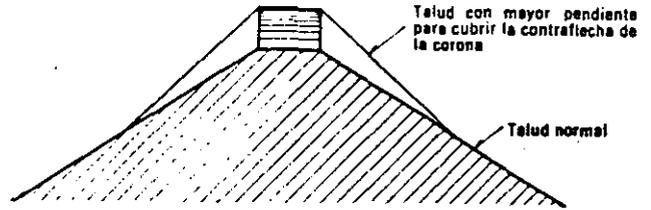


Fig. 4.3 Modificación de los taludes bajo una corona con contraflecha

la posible irregularidad de tales hundimientos. A fin de que la convexidad de la corona no obligue a incrementar sustancialmente el volumen de la cortina, es permisible aumentar ligeramente la pendiente de los taludes en la porción más alta de la presa (fig 4.3).

#### 4.4 DISEÑO CONTRA FLUJO INCONTROLADO

Los efectos nocivos del flujo de agua pueden ser la causa directa de colapso cuando producen tubificación, reblandecimiento o subpresión excesiva en alguna parte de la estructura o de su cimentación, y pueden provocar la falla indirectamente cuando el agua actúa como agente erosivo, previa aparición de grietas en las porciones impermeables de la cortina, o rotura de conductos enterrados.

Aunque no está incluida en los casos de la tabla 4.1, podría considerarse también la pérdida abundante o total del agua del embalse a través de formaciones permeables o de grietas, como una forma de comportamiento insatisfactorio encuadrada en el grupo de las que hemos llamado fallas por flujo incontrolado de agua. Comenzaremos por discutir este último tipo de problemas.

**4.4.1 Permeabilidad del vaso.** El caso más obvio de falla de una obra de almacenamiento sería el consistente en la fuga del agua a través de conexiones permeables del vaso con el exterior. Estas conexiones generalmente están constituidas por fracturas, contactos permeables o conductos de disolución. Otra causa potencial de fugas es la disolución de rocas como el yeso, que son rápidamente atacadas por el agua, particularmente si esta tiene altos contenidos de bióxido de carbono.

Contra tales eventualidades no es posible dar procedimientos de análisis o diseño generales y precisos, salvo la recomendación de estudiar concienzudamente todos los detalles geológicos regionales y locales relativos a: a) fracturas abiertas o rellenas de material permeable o erosionable; b) contactos permeables entre formaciones geológicas diversas; c) formaciones cavernosas o permeables; d) topografía del nivel freático.

La naturaleza del problema seguramente puede comprenderse mejor describiendo dos ejemplos de fallas del tipo que se discute: las presas Lone Pine, Arizona, EUA, y Huichapan, Hgo.

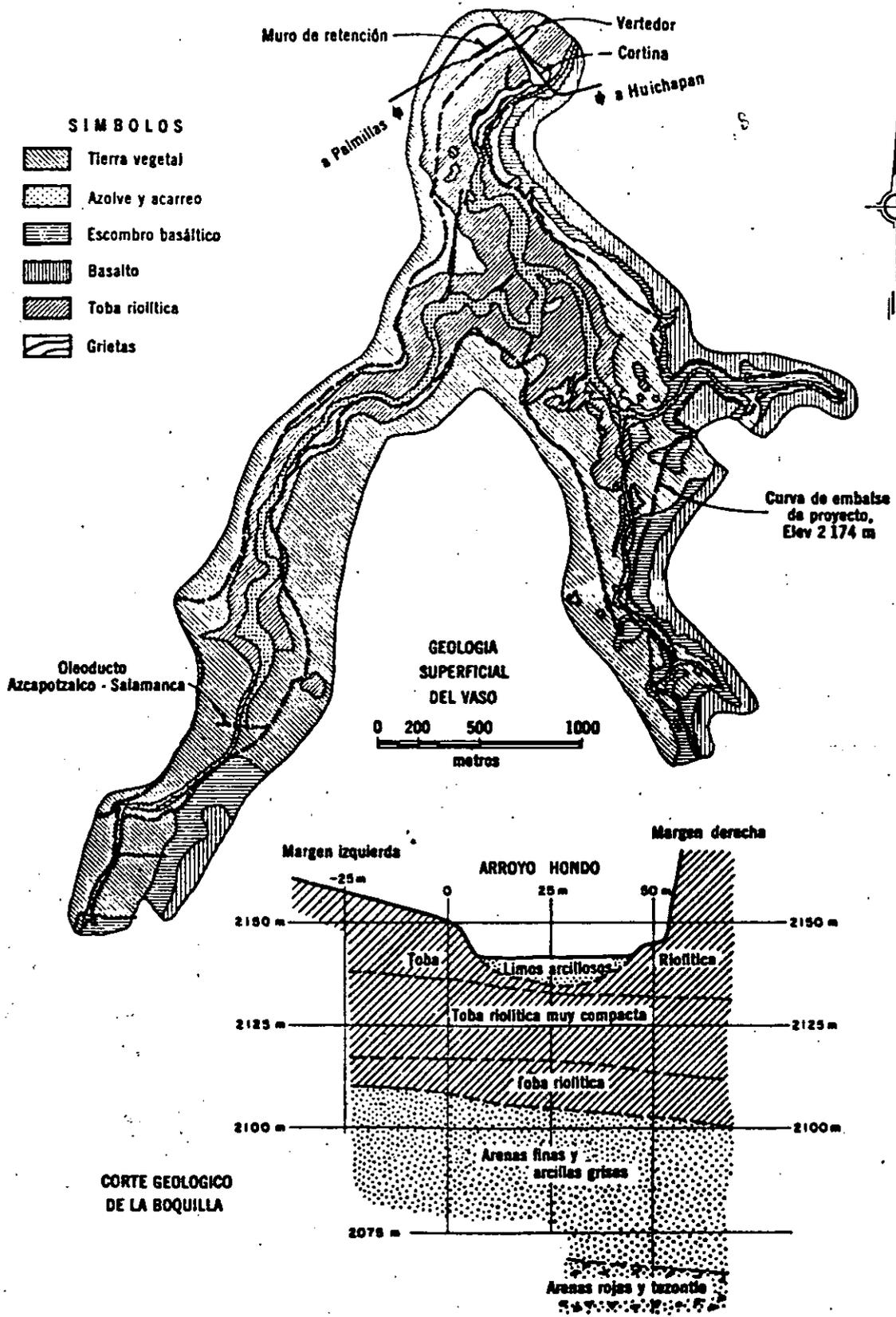


Fig 4.4 Geología del vaso y la boquilla de la presa Huichapan, Hgo.

La presa Lone Pine es una cortina de tierra y enrocamiento de aproximadamente 30 m de altura y más de 200 m de longitud, construida en 1935-36 con propósito de almacenar 13 millones de metros cúbicos de agua. Poco tiempo después que se inició el primer llenado aparecieron en el vaso numerosos sitios de fugas concentradas, ante cuya magnitud resultaron inútiles todos los esfuerzos realizados para sellarlas. La trascendencia de la falla puede estimarse por el hecho de que jamás pudo almacenarse la menor cantidad de agua para los fines planeados (Tschebotaroff, 1951).

Investigaciones geológicas posteriores manifestaron que las fugas habían ocurrido a través de grietas muy profundas en la arenisca que constituía la roca basal del vaso, producidas por un estado regional de tensión característico de una extensa área del norte de Arizona. En el vaso, dichas grietas estaban completamente ocultas por depósitos de suelo superficial que, incapaces de soportar la carga de agua del embalse, fueron arrastrados localmente a través de las grietas de tensión de la roca basal. El geólogo que investigó la falla concluyó que, cuando las exploraciones ordinarias para un pequeño proyecto como el de Lone Pine se reducen a investigaciones locales en la boquilla y en el vaso, con gran probabilidad serán incapaces de descubrir la presencia de tales caracteres geológicos o de revelar sus posibles implicaciones en el funcionamiento de la obra (*ibid*). Casos como este muestran con claridad la importancia de los estudios geológicos regionales que cubren áreas más allá de las fronteras del proyecto en estudio.

El caso de la presa Huichapan, sobre el Arroyo Hondo, Hgo., es en varios aspectos semejante al anterior. Se trata también de una presa relativamente pequeña pero localizada en una zona semidesértica en que el agua para fines agrícolas tiene alto valor.\* La geología superficial del vaso y un corte geológico de la cimentación de la cortina se muestran en la fig 4. 4. La geología del sitio se caracteriza por la presencia, en la parte superior, de corrientes basálticas de aproximadamente 10 m de espesor, apoyadas en una formación potente de tobas riolíticas brechoideas, porosas y poco resistentes, de cerca de 90 m de espesor, la que yace a su vez en depósitos permeables (probablemente lacustres) de arena escasamente cementada con espesor aproximado de 40 m. Debajo de estos depósitos aparecen escorias basálticas muy permeables de espesor indeterminado.

En la mayor parte de la zona, la capa de roca

\* La cortina, de 53 m de altura máxima y 457 m de longitud, es de enrocamiento con pantalla de concreto reforzado en el paramento de aguas arriba. El área de la cuenca de captación es de 280 km<sup>2</sup> y el del vaso 230 hectáreas, con capacidad de almacenamiento de 25 millones de m<sup>3</sup> (Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1962).



Fig 4.5 Grieta en el vaso de la presa Huichapan, Hgo.

basáltica ha sido totalmente removida por erosión, de manera que el vaso y la boquilla están labrados en el manto de tobas riolíticas. Estas manifiestan una intensa fracturación que les da en los cantiles aspecto columnar y han mostrado progresivamente, después del primer llenado, una familia de grietas verticales de gran longitud, que no se identificaron durante los estudios previos a la construcción por estar cubiertas con material intemperizado. Han aparecido en dichas tobas, además, numerosas grietas de menor longitud concentradas en ciertas zonas del vaso (figs 4.4 y 4.5). No obstante el intento de sellar las grietas mediante trincheras rellenas con concreto o con arcilla, la presa nunca ha sido capaz de almacenar durante periodos prolongados un volumen mayor de 2 millones de metros cúbicos (esto es, menos de la décima parte de su capacidad). Se estima que las fracturas mayores llegan en algunos sitios a los depósitos arenosos subyacentes, ya que a través de ellas se han fugado hasta cerca de 6 m<sup>3</sup>/seg (*ibid*).

Las presas Huichapan y Lone Pine ejemplifican las condiciones que pueden hacer a un vaso inadecuado para la creación de un almacenamiento, e ilustran hasta qué punto todos los aspectos de un proyecto son igualmente importantes cuando se trata de asegurar el éxito del mismo. Los cuidados puestos en el diseño de la cortina son inútiles si no se aprecian adecuadamente las posibles implicaciones de la geología del lugar en el funcionamiento de la obra.

Generalmente todos los detalles geológicos que pueden dar lugar a fugas de agua en el vaso (fracturas, contactos, carsticidad) se encuentran cubiertos por material intemperizado y son, por tanto, de difícil identificación en levantamientos geológicos superficiales.\*\* La carga del embalse

\*\* La inspección superficial sí puede dar indicios de la permeabilidad del vaso en casos de carsticidad intensa, en que el techo de los conductos de disolución subterráneos ha disminuido a tal grado que se derrumba formando una dolina (cavidad superficial de planta sensiblemente circular). En algunos casos, la presencia de estos accidentes topográficos es lo que permite la identificación de formaciones cavernosas subterráneas; sin

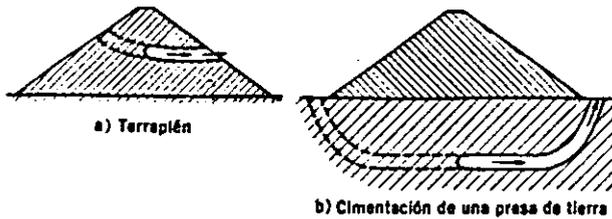


Fig 4.6 Proceso de erosión regresiva que conduce a la tubificación

puede, sin embargo, producir el arrastre progresivo de los mantos superficiales y abrir, finalmente, vías francas para la fuga incontrolada del agua.

**4.4.2 Tubificación.** El agua que fluye a través de un cuerpo poroso ejerce sobre las partículas de este una fuerza por unidad de volumen, (en la dirección del gradiente hidráulico) igual al producto de dicho gradiente por el peso volumétrico del agua. El suelo resiste esta acción, por una parte, mediante las fuerzas de cohesión entre partículas y, por otra, gracias al soporte que a cada partícula le brindan las que se encuentran aguas abajo de ella. El componente del peso del suelo en la dirección del flujo puede actuar en favor o en contra del arrastre de partículas, según la dirección de aquel con respecto a la vertical.

Es obvio que, en un dominio de flujo homogéneo, las partículas localizadas sobre la superficie de salida del flujo se encuentran más expuestas al arrastre por las fuerzas de filtración. Más aún, ciertas irregularidades, como una pequeña cavidad en la cara de salida, crean concentraciones de flujo que aumentan la tendencia a dicho arrastre. Un proceso de erosión iniciado en el lado de aguas abajo de una presa (sobre el talud o en la cimentación) puede progresar de esta manera hacia el embalse en la forma de un ducto o tubo, como se indica en la fig 4.6. Al avanzar el proceso, se generan concentraciones de flujo y gradientes hidráulicos cada vez mayores en el extremo de aguas arriba del ducto, hasta que, al llegar a las proximidades del embalse, se crea una vía continua para el agua y la falla de la presa es inminente. El fenómeno descrito se denomina tubificación (cap 27).

Puede inferirse que para evitar la tubificación basta, en principio, con proteger contra el arrastre por las fuerzas de filtración a las partículas de suelo en la cara de salida.

Por otra parte, conocidas las propiedades hidráulicas del terraplén y de la cimentación, es posible resolver en forma gráfica la ecuación diferencial que gobierna el flujo de agua en ellos; calcular a partir de dicha solución el gradiente hidráulico en las superficies de salida (cap 5) y mediante este valor estimar el factor de seguridad

embargo, en ciertos climas las huellas de dolinas son borradas en corto tiempo por los agentes erosivos.

contra tubificación\* y adoptar medidas adecuadas para la protección contra el arrastre de partículas en las zonas críticas. Sin embargo, en formaciones naturales hay detalles geológicos cuya detección resulta imposible mediante los métodos usuales de exploración del subsuelo. La influencia de esos pequeños detalles (variaciones de permeabilidad, principalmente) en problemas de esta naturaleza es tal que puede alterar localmente en forma radical la red de flujo, volviendo inaplicable la solución idealizada que se obtiene mediante el procedimiento señalado. En terraplenes compactados, las pequeñas irregularidades debidas a cambios en las propiedades intrínsecas o en las condiciones de colocación de los suelos pueden introducir modificaciones desfavorables en las características del flujo.

La susceptibilidad de un suelo compactado a la tubificación depende de la cohesión del mismo, y por tanto es función del tipo de material, de la energía de compactación y del contenido de agua de colocación, principalmente. Del estudio de presas que han soportado concentraciones de flujo a través de porciones constituidas por material fino, puede deducirse una relación clara, aunque cuantitativamente muy burda, entre la resistencia a la tubificación, las propiedades del material y los métodos de compactación (Sherard, 1952). Resulta, por ejemplo, que la propiedad más importante de un material en cuanto a su resistencia a la tubificación es el índice de plasticidad; siendo iguales las otras condiciones, las arcillas de plasticidad alta ( $I_p > 15$ ) ofrecen la máxima resistencia al arrastre de partículas por las fuerzas de filtración, en tanto que los materiales con  $I_p < 6$  constituyen los precedentes menos satisfactorios.

Las arcillas con alto contenido de iones de sodio en el agua de poro son una excepción a la regla del párrafo anterior. En efecto, tales arcillas parecen ser, independientemente de su índice de plasticidad, altamente susceptibles a dispersión y erosión interna en presencia de agua de bajo contenido salino, y han dado lugar a la falla por tubificación de gran número de pequeñas presas en Australia y Estados Unidos. El mecanismo que da lugar a tal comportamiento no es aún bien conocido, pero se han desarrollado ciertos índices que permiten identificar el grado de susceptibilidad de las arcillas a la tubificación por dispersión de partículas (Sherard, Decker y Ryker, 1972). El cap 27 describe la falla del dique La Escondida, Tams., atribuida a esta causa.

\* Si en la fig 4.6b, por ejemplo, el suelo de cimentación tiene cohesión despreciable, una estimación de factor de seguridad contra tubificación sería la relación entre el peso volumétrico sumergido del suelo de cimentación (fuerza resistente) y el producto del gradiente hidráulico de salida por el peso volumétrico del agua (fuerza actuante).

El control del contenido de agua de compactación es importante en la prevención de daños por tubificación, principalmente a causa de su influencia en la permeabilidad de los suelos compactados. Un terraplén construido sin control adecuado del contenido de agua resultará heterogéneo y ofrecerá condiciones favorables para el desarrollo de concentraciones de flujo. Además, si se compacta uniformemente pero con muy bajo contenido de agua, resultará con permeabilidad inicial relativamente alta y las partículas tendrán tendencia a la dispersión, lo que aumenta el riesgo de erosión interna. Por otra parte, a mejor compactación corresponde, en igualdad de circunstancias, mayor resistencia a la tubificación.

Aparte de la selección del material y de los métodos de construcción más apropiados, la medida usual para prevenir el desarrollo de la tubificación consiste en la colocación de filtros aguas abajo de la zona que se pretende proteger. El criterio más generalizado para el diseño de tales filtros está basado en las propiedades granulométricas de los suelos, y desprecia la contribución de la cohesión del material protegido o la resistencia al arrastre por las fuerzas de filtración.

Sin embargo, Davidenkoff (1955) ha concluido que el factor de seguridad contra tubificación de un suelo cohesivo es directamente proporcional a la resistencia del suelo a la tensión simple, y que este factor puede ser tan importante que, por ejemplo, un corazón de 1.5 m de espesor uniforme, inclinado con un talud 1.5:1 y constituido por un suelo con resistencia a la tensión simple de 50 g/cm<sup>2</sup>, acomodado sobre enrocamiento con partículas de diámetro medio próximo a 20 cm, puede soportar una diferencia de carga hidráulica de 45 m antes de tubificarse. No obstante, debe decirse en relación con este enfoque, que el peligro de acarreo de las porciones finas a través de los vacíos de las gruesas que las soportan aguas abajo no se debe únicamente a la posibilidad de tubificación, sino también a erosión por el agrietamiento previo de la sección impermeable. Dado que este último fenómeno representa quizá un peligro potencial mayor que la tubificación en presas zonificadas con secciones impermeables de arcilla, el diseño de estas porciones no puede considerarse satisfactorio si no se las provee de filtros de retención aguas abajo, capaces de evitar el arrastre del material fino, y, para tal fin, el criterio usual basado en consideraciones granulométricas parece ser el apropiado.\*

\* La falla de la presa Schofield en EUA (Sherard *et al.*, 1963), cuya amplia sección impermeable se apoyó directamente sobre la porción de enrocamiento de aguas abajo, ilustra claramente el punto: la cortina de aproximadamente 20 m de altura, construida en 1926, constaba de una zona impermeable de material arcilloso compactado, aguas arriba, apoyada sobre una zona de enrocamiento

Cuando el dominio de flujo es estratificado, como ocurre con frecuencia en las cimentaciones de presas, hay concentraciones de flujo a lo largo de los estratos más permeables. Si estos están constituidos por suelos finos poco plásticos, el peligro de erosión interna es inminente. También puede ocurrir que, si el estrato superficial es de muy baja permeabilidad, la subpresión en él llegue a ser suficientemente grande para producir su rotura o para poner en peligro la estabilidad de la cortina. En estos casos, más que en los de dominios homogéneos, existe la agravante de que el problema puede permanecer oculto hasta que sus consecuencias sean irreparables, a menos que: a) se localicen, aforen y observen continuamente las salidas del flujo aguas abajo de la presa, de modo que puedan identificarse los incrementos de gasto o de turbidez que puedan ser indicios de erosión interna; y se instalen piezómetros que permitan conocer en todo momento las condiciones de estabilidad de los estratos superficiales de la cimentación aguas abajo de la presa, o bien b) se instalen pozos de alivio que corten el estrato o estratos permeables en todo su espesor. Esta última es la medida más efectiva para el control del flujo de agua en una cimentación estratificada aguas abajo de una presa.

Las fallas de las presas mexicanas Santa Ana Acaxochitlán, Hgo. (Marsal y Tamez, 1956) y Laguna, Ver. (Marsal y Pohlenz, 1972) han sido atribuidas directamente a erosión interna de estratos de la cimentación constituidos por suelos finos poco plásticos.

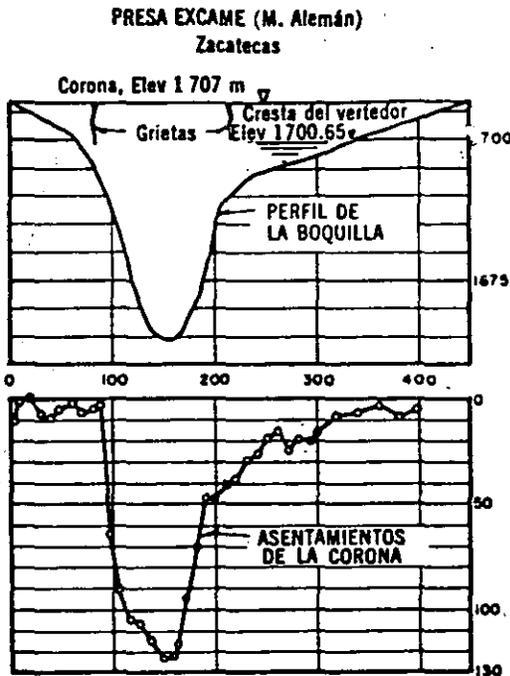
**4.4.3 Agrietamiento de la cortina.** En ocasiones la erosión interna de los materiales de una cortina no es iniciada por las fuerzas de filtración, sino por la apertura de vías directas para el agua a través de la porción impermeable de la cortina, producidas por agrietamiento.

El agrietamiento, a su vez, puede deberse a cualquier fenómeno que induzca tensión en las zonas impermeables, como asentamientos diferenciales de la cortina, flexión de la sección impermeable cuando es muy delgada, secado o deficiente colaboración de materiales con propiedades esfuerzo-deformación diferentes.

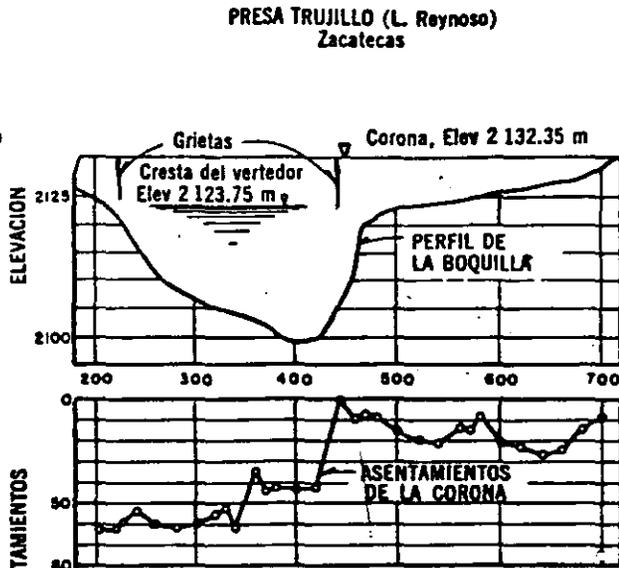
En cortinas con corazón delgado, las deflexiones aguas abajo, sin filtro intermedio, constituyendo cada porción aproximadamente la mitad del volumen del dique.

Cuando al año siguiente al de su terminación la presa se llenó por primera vez, aparecieron grietas hasta de 4 cm de ancho en el talud de aguas arriba y poco después fueron arrastradas por el agua grandes cantidades de material de la zona impermeable a través del enrocamiento.

En México, el caso de la presa Guadalupe es también ilustrativo del efecto de retención de los filtros de aguas abajo, y de las propiedades sellantes de un filtro adecuado aguas arriba (inciso 4.4.3).



NOTA: Asentamientos medidos en may 1955  
Presa concluida en ago 1949



NOTA: Máximo nivel del agua (nov 1953)  
Elev 2 128.75 m  
Las grietas se descubrieron en dic 1953  
Asentamientos medidos en abr 1955  
Presa concluida en may 1949



PRESA EXCAME

Grietas en el corazón impermeable



PRESA TRUJILLO

PROPIEDADES MECANICAS													
PRESA	CLASIFICACION MIT (muestra integral)				LIMITE DE ATTERBERG (< malla 40)			γ <sub>s</sub>	PROCTOR ESTANDAR (< malla 4)				CLASIFICACION (sistema unificado)
	Grava %	Arena %	Limo %	Arcilla %	LL %	LP %	IP —		γ <sub>o</sub> kg/m <sup>3</sup>	w <sub>o</sub> %	e <sub>o</sub> —	G <sub>o</sub> %	
EXCAME	8	39	33	20	52	20	32	2.61	1635	19	0.59	86	CH
TRUJILLO	26	52	16	6	40	21	19	2.64	1760	16	0.50	82	SC

Fig 4.7 Deformación y agrietamiento de las presas Excámé y Trujillo

nes por movimientos sísmicos de gran intensidad pueden producir grietas en la porción alta del corazón, particularmente cerca de los empotramientos, tanto por deflexión como por desfásamiento de las oscilaciones de la cresta y de la boquilla. Los daños producidos por esta causa nunca han sido muy graves, pero debe advertirse que hasta hoy ninguna presa con corazón delgado de gran altura ha estado sujeta a sismos intensos.

En ciertas presas construidas recientemente en boquillas angostas, se ha pretendido reducir el peligro de agrietamiento transversal dando a las secciones horizontales de la cortina una ligera convexidad hacia aguas arriba, con la idea de inducir efectos de arco que reducirían el peligro de tensión en las porciones impermeables del dique en operación. Es posible que, en ciertos casos, dicho arqueado efectivamente ocurra, y por tanto la introducción de aquella curvatura sea benéfica, pero no hay evidencias concluyentes.

Los asentamientos desiguales de diversas zonas de la cortina son quizá la causa más frecuente de agrietamiento. En seguida, se ilustran las circunstancias en que con mayor probabilidad ocurren.

Las grietas transversales son obviamente las más peligrosas. Ocurren cuando los estratos compresibles de la cimentación o las zonas impermeables del dique presentan, a lo largo del eje de la cortina, cambios bruscos de compresibilidad o de dimensiones. También puede sobrevenir como consecuencia del desfásamiento de deformaciones cuando se construye una sección de cierre.

En la fig 4.7 se presentan los datos de las presas mexicanas M. Alemán (Excamé) y L. Reynoso (Trujillo), Zac., que sufrieron agrietamiento transversal en condiciones muy similares. Ambas presas, de aproximadamente 45 m de altura máxima, constan de un amplio corazón central impermeable con taludes 1:1 aguas arriba y 0.75:1 aguas abajo, confinado por respaldos de enrocamiento con zonas de transición de rezaga bien graduada.

En los dos casos la boquilla es relativamente angosta y presenta cambios bruscos de pendiente en los empotramientos, que se traducen en asentamientos diferenciales del corazón impermeable (fig 4.7). Estos a su vez generan tensiones en las zonas próximas a la corona localizadas encima de los cambios de pendiente pronunciados.

A pesar de que los asentamientos diferenciales fueron menos severos en la presa Trujillo que en la Alemán, en ambas se presentaron dos zonas de tensión con grietas de más de 7 m de profundidad y 5 cm de abertura en la cresta. El hecho de que ante deformaciones diferenciales de diversa magnitud hayan ocurrido agrietamientos de características casi idénticas, es atribuible a la deformabilidad diferente de los suelos del cora-

zón impermeable en una y otra presa. En efecto, el material impermeable de la presa Alemán (la más severamente deformada) es más plástico ( $I_p = 32$ ) que el de la presa Reynoso ( $I_p = 19$ ). A pesar de que en la presa Alemán el agua llegó a la zona agrietada, la inspección por medio de pozos a cielo abierto no reveló erosión de los materiales. La reparación consistió, en ambos casos, en la apertura de una trinchera de 2 m de ancho y 8 m de profundidad a lo largo del eje de la cortina, desde cuyo fondo se inyectaron las grietas (aproximadamente de 1 mm de ancho a esa elevación) con mezcla de agua y arcilla plástica, rellenándose posteriormente la trinchera con una arcilla compactada con humedad tres por ciento mayor que la óptima próctor (Marsal y Tamez, 1959).

En otros casos el mismo tipo de agrietamiento se presenta, aunque no haya cambios bruscos de pendiente en la boquilla, en las fronteras entre materiales de diferente compresibilidad cuando, por ejemplo, se utilizan bancos de préstamo distintos a uno y otro lado del eje del cauce, o bien en los contactos entre porciones construidas en periodos diferentes, como secciones de cierre o, finalmente, cuando los asentamientos diferenciales a lo largo de la cortina se deben a deformaciones de la cimentación.

El riesgo de agrietamiento transversal y la probabilidad de que, dado este, la erosión ponga en peligro la integridad de la cortina, aumentan al disminuir el espesor del corazón impermeable. Se sabe de corazones impermeables que se han comportado satisfactoriamente con espesores tan pequeños como diez por ciento de la carga de agua. Sin embargo, no parece aconsejable llegar a tales valores, a menos que se trate de una presa pequeña cuyo corazón, además, esté protegido contra los efectos catastróficos del agrietamiento mediante amplios filtros y transiciones a ambos lados. En ausencia de grandes asentamientos diferenciales, un espesor no inferior a quince o veinte por ciento de la carga de agua puede considerarse aceptable en presas de altura moderada o grande. Por ejemplo, en la presa El Infiernillo el corazón impermeable central tiene espesor no menor de veintidós por ciento de la carga de agua a cualquier elevación.

Es concebible que, debido a efectos de arqueado, las grietas producidas por asentamientos diferenciales de la cimentación o del terraplén no sean verticales, sino que corten a la cortina casi horizontalmente. Al menos en un caso se ha observado este comportamiento de una presa de sección homogénea, construida con suelos compactados poco plásticos (A. Casagrande, 1953).

El agrietamiento longitudinal es generalmente menos peligroso que el transversal, excepto en presas con corazón inclinado, en las cuales ambos tipos son igualmente graves. Como contra-

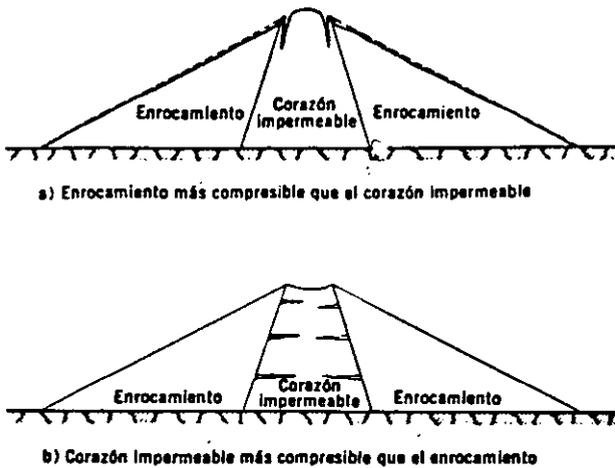


Fig 4.8 Agrietamiento debido a diferencias de compresibilidad de una sección compuesta

partida, las grietas longitudinales son más frecuentes, al menos en presas de sección compuesta por una zona central impermeable y respaldos de enrocamiento colocado a volteo. En estos casos, la compresión de los respaldos por reacomodo o rotura de partículas da lugar a grandes esfuerzos cortantes en los contactos con el corazón de arcilla, que pueden ser suficientes para crear tensión en este cerca de la corona (fig 4.8a). Muchas presas de construcción relativamente reciente han mostrado grietas de esta naturaleza, algunas veces asociadas a una precipitación pluvial muy intensa que promueve la compresión de los enrocamientos (Marsal y Tamez, 1959).

Se ha sugerido que el fenómeno inverso (es decir, mayor compresibilidad del corazón impermeable que de los enrocamientos) también puede dar lugar a grietas horizontales a través

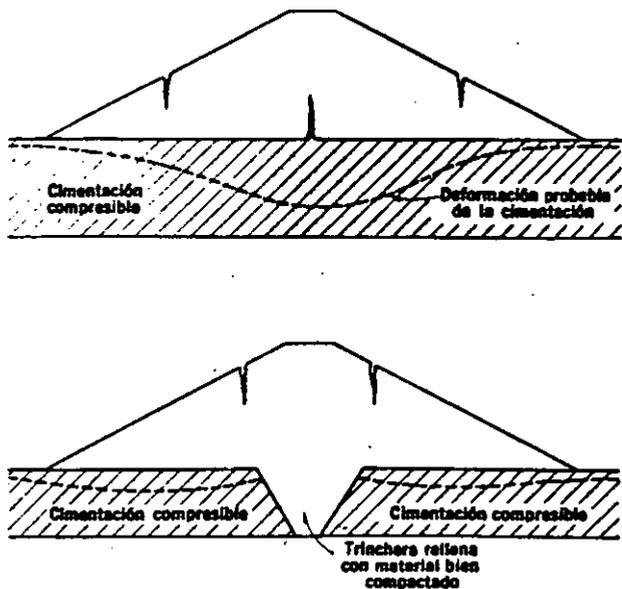


Fig 4.9 Grietas longitudinales por deformación diferencial de la cimentación

del corazón, debido a arqueó inducido por el desarrollo de esfuerzos cortantes en el contacto con los enrocamientos (fig 4.8b) (Sherard *et al*, 1963).

Las deformaciones diferenciales de la cimentación son la causa más frecuente de grietas longitudinales en una cortina. La fig 4.9 ilustra los casos en que con mayor probabilidad se desarrollarían grietas por esta causa; cuando la zona de tensión ocurre en la parte inferior de la cortina, la existencia de las grietas solo puede sospecharse por las condiciones de deformación o por otros indicios, como la pérdida del agua de perforación si se hacen exploraciones profundas en la zona impermeable.

Un caso notable de falla de una presa mexicana a causa del agrietamiento producido por hundimientos diferenciales de la cimentación es el de la presa Guadalupe, Edo. de Méx. Esta se construyó inicialmente (1940) como una cortina de enrocamiento desplantada sobre depósitos aluviales de compresibilidad variable, con pantalla de concreto aguas arriba, unida esta a un dentellón de concreto de 20 m de profundidad a fin de minimizar las pérdidas de agua a través de la cimentación. Varios años después de terminada la cortina y al llenarse por primera vez surgió una filtración que llegó a ser mayor de 1 m<sup>3</sup>/seg, debida a agrietamiento de las losas en la vecindad de su unión con el dentellón de concreto. La falla aparentemente se debía a deformaciones de la cimentación bajo la masa de enrocamiento. Dado que los asentamientos prácticamente habían cesado, se decidió reparar la cortina dos años después, colocando sobre la losa de concreto previamente perforada un corazón inclinado de material impermeable (arena arcillo-limosa con finos de plasticidad media) protegido aguas arriba por una capa de enrocamiento, y prolongado horizontalmente. Entre la losa de concreto y el corazón impermeable se colocó una capa de filtro (fig 4.10).

Al ponerse en servicio la presa modificada, volvieron a aparecer filtraciones que alcanzaron 500 lt/seg. Después de vaciar el vaso, pudo hallarse una grieta longitudinal en gran parte del corazón, acusada superficialmente por una depresión del enrocamiento protector de aguas arriba. La grieta, de ancho variable entre 3 y 30 cm en su parte superior, cortaba al corazón casi verticalmente y conducía en un sitio a una cavidad; esta cavidad apuntaba hacia donde la pantalla de concreto se agrietó en la primera falla (fig 4.10).

Todo indicaba que este nuevo agrietamiento se debía a flexión del corazón, atribuible a su vez a hundimiento del pesado delantal construido aguas arriba como prolongación del corazón impermeable, o a deformaciones adicionales de la cimentación y del enrocamiento bajo el peso del

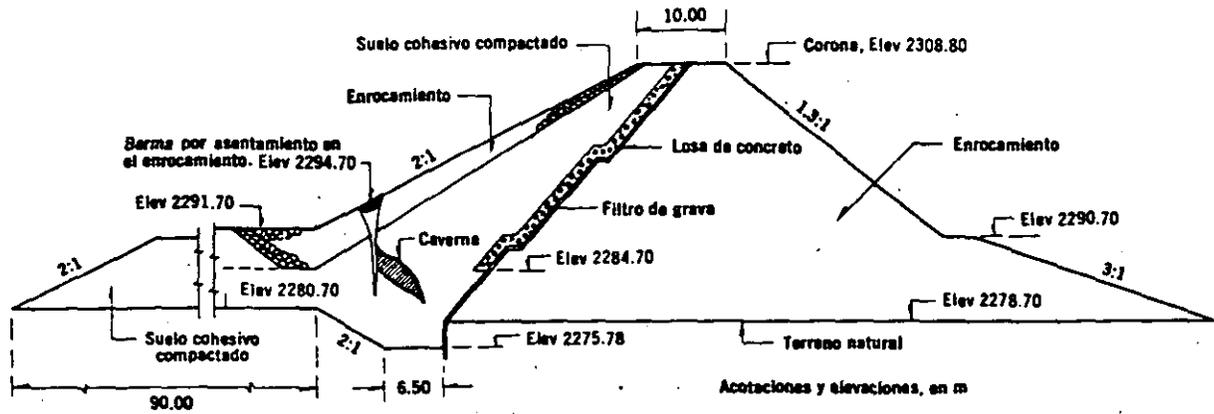


Fig 4.10 Sección máxima de la cortina mostrando agrietamiento y caverna originada por el agua

propio corazón inclinado (Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1953; Marsal y Tamez, 1956).

Lo relevante en dicho ejemplo fue que, excepto en la porción conectada a la caverna, la grieta había sido obturada por la rezaga que servía de apoyo al enrocamiento de protección (fig 4.11). Esto indica que, de haber sido más abundante y mejor graduada dicha rezaga, y de haberse colocado un filtro continuo aguas abajo del corazón impermeable,\* las filtraciones y los daños a la cortina habrían sido mucho menores, aun ante un caso de agrietamiento tan severo como el ocurrido. La fig 4.11 y las observaciones colaterales muestran, además, el mecanismo de trabajo y la importancia de la zona de material granular limpio a ambos lados de un corazón sometido a deformaciones que pueden producirle grietas.

Aguas arriba del corazón impermeable de una presa, las capas de material granular tienen la función de sellar cualquier grieta de la zona impermeable, penetrando en ella bajo la acción del flujo de agua. Para ello, dicho material granular debe estar libre de finos que puedan darle cohesión e impedir su migración a la grieta; debe, también, constituir una capa de espesor suficiente para rellenar la grieta y autosellarse.

Los filtros de aguas abajo del corazón impermeable, por su parte, tienen funciones de retención y de drenaje, esto es, deben impedir el arrastre de las partículas del material de aguas arriba, así como desalojar rápidamente el agua filtrada a través del corazón impermeable. Para cumplir tales funciones, dichos filtros deben tener cierta granulometría, ser de un espesor generoso y estar libres de finos; estas dos últimas características garantizarán su capacidad autosellante.

El dimensionamiento de filtros de sellado y de retención es, por necesidad, empírico, salvo por lo que se refiere, en los filtros de retención,

a su granulometría y capacidad de drenaje. Estos dos aspectos se discuten a continuación.

**4.4.4 Capacidad de retención y drenaje de los filtros.** Para ser eficiente, la permeabilidad de cualquier filtro debe ser mucho mayor que la del suelo que protege. Es aceptable un filtro con permeabilidad mínima 50 veces mayor que la del suelo, pero usualmente se pretende que la permeabilidad del filtro sea 100 o más veces ma-



Fig 4.11 Aspectos de la grieta longitudinal, sellada por la rezaga (Elev 2 284.70 m)

\* Obsérvese en la fig 4.10 que la capa de filtro entre la antigua losa de concreto y el corazón impermeable se suspende antes de llegar a la cimentación, dejando sin proteger la parte inferior del corazón.

yor. Además, los poros del filtro deben ser suficientemente finos para impedir el paso de partículas del material protegido.

Para cumplir la primera condición ( $k_{\text{filtro}} \geq 100 k_{\text{suelo}}$ ) es necesario que las partículas más finas del filtro sean cierto número de veces mayores que las más finas del suelo protegido. Experimentalmente se sabe que esa condición se cumple si  $D_{15}$  (del filtro)  $\geq 5 D_{15}$  (del suelo), en que  $D_{15}$  es un diámetro tal que solo quince por ciento por peso de las partículas son menores que él.

También es un hecho experimental que si un filtro es capaz de retener las partículas gruesas del suelo, estas forman una malla que, a su vez, retiene al resto. Ya que las partículas finas del filtro serían, en cualquier caso, las encargadas de retener a las partículas gruesas del suelo protegido, se ha investigado la relación entre  $D_{15}$  (del filtro) y  $D_{85}$  (del suelo) necesaria para cumplir la segunda condición mencionada, y se ha concluido que esa relación es aproximadamente  $D_{15}$  (del filtro)  $\leq 5 D_{85}$  (del suelo) (Bertram, 1940).

Por tanto, las dos condiciones (permeabilidad y capacidad de retención) que debe cumplir un filtro, se satisfacen si sus características granulométricas se eligen atendiendo a las del suelo por proteger, de modo que

$$\frac{D_{15} \text{ (del filtro)}}{D_{85} \text{ (del suelo)}} \leq 5 \leq \frac{D_{15} \text{ (del filtro)}}{D_{15} \text{ (del suelo)}} \quad (4.3)$$

En una presa de tierra es conveniente cumplir las condiciones expresadas por la ec 4.3 entre todo par de materiales adyacentes.

Las dimensiones de los filtros y las zonas de transición deben fijarse en atención a diversas consideraciones.

Por facilidad de construcción y para evitar las consecuencias de la contaminación, no es recomendable colocar filtros de espesor inferior a un metro, a menos que se empleen procedimientos de colocación especiales.

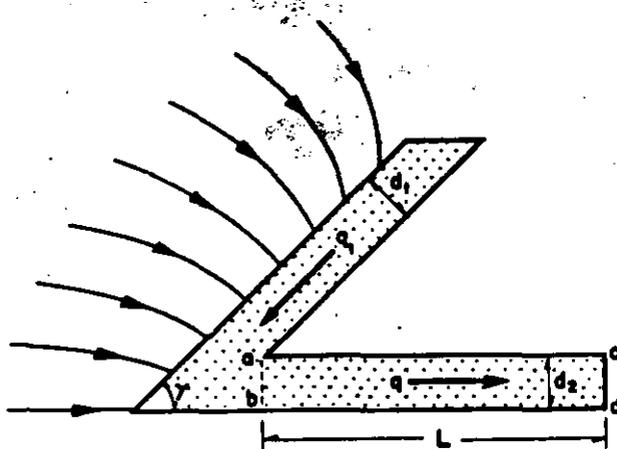


Fig 4.12 Condiciones de flujo para el diseño de un filtro

La capacidad hidráulica es otro aspecto que debe analizarse al dimensionar los filtros de una presa. El caso más general de filtro en una presa de tierra se muestra en la fig 4.12, en que la dirección del flujo está indicada con flechas. En cuanto al filtro inclinado, la porción inferior de él es la sometida al máximo flujo de agua. Considerando que en esa porción el flujo se aproxima a uno paralelo y uniforme en la dirección indicada por la flecha, entonces, por la ley de Darcy, el espesor mínimo del filtro inclinado con permeabilidad  $k$  debe ser

$$(d_1)_{\text{mín}} = \frac{q_1}{k \text{ sen } \gamma}$$

donde  $q_1 < q$ , siendo  $q$  el gasto total hacia el filtro, por unidad de longitud de la presa, calculado a partir de la red de flujo. Incluyendo un factor de seguridad que probablemente es próximo a 2, se tiene

$$(d_1)_{\text{mín}} = \frac{q}{k' \text{ sen } \gamma} \quad (4.4)$$

El gasto por unidad de longitud de presa que puede pasar a través del filtro horizontal es, por la fórmula de Dupuit (cap 5)

$$q_H = \frac{k (h_1^2 - h_2^2)}{2L}$$

siendo  $h_1$  y  $h_2$  las cargas hidráulicas en las secciones a-b y c-d, respectivamente. Imponiendo la condición de que la carga de agua en la salida del filtro sea nula, y suponiendo que el filtro inclinado tiene dimensiones adecuadas, entonces  $(h_1)_{\text{máx}} = d_2$  y  $h_2 = 0$ , por lo que, incluyendo un factor de seguridad de 2 en el gasto, se tiene

$$d_2 = \sqrt{\frac{4qL}{k}} \quad (4.5)$$

Finalmente, en los filtros o transiciones cuya función principal es proteger a la presa contra una falla catastrófica por agrietamiento, el espesor necesario no se puede cuantificar sino empíricamente, y debe ser bastante amplio para eliminar riesgos excesivos.

**4.4.5 Análisis cuantitativo del agrietamiento.** En el cap 15 se describe una técnica de análisis de una cortina para cuantificar los problemas de agrietamiento mediante el método de elementos finitos. Si bien dicha técnica es aún muy limitada (pues requiere multitud de simplificaciones, particularmente en la geometría del problema), constituye la única herramienta cuantitativa actual-

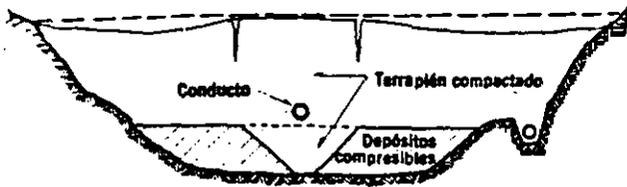


Fig 4.13 Agrietamiento debido a sustitución de depósitos naturales compresibles por suelo bien compactado en trinchera, para servir de apoyo a un conducto enterrado

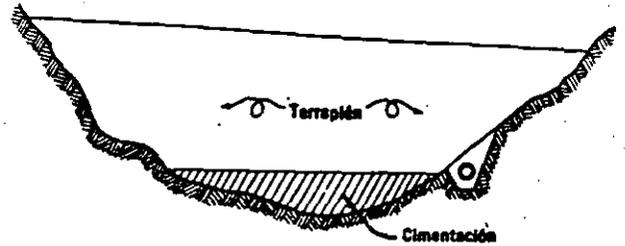


Fig 4.14 Alternativa aceptable para alojamiento de un conducto bajo el terraplén

mente disponible para investigar el punto. Ella hace posible, al menos, dilucidar los efectos de ciertos detalles geométricos de la boquilla y la cortina y de las propiedades mecánicas de los materiales en la localización y la extensión de las zonas de la cortina sujetas a tracción. Esto permite, a su vez, tomar en cada caso decisiones mejor fundadas que las que se derivan de la pura intuición.

**4.4.6 Conductos enterrados.** La colocación de un conducto de agua (generalmente perteneciente a la obra de toma) a través de un terraplén o de una cimentación deformable lleva implícitos riesgos de tres clases: a) fugas a través de juntas y fisuras, con sus consecuencias en las propiedades de los suelos que las reciben; b) fallas estructurales del ducto por incompatibilidad a deformación con el medio en que yace, o por excesiva presión de contacto con el mismo, y c) vías para el agua entre el ducto y el terreno, favorecidas por la compactación deficiente y por la incompatibilidad a deformación.

Cualquiera de esos posibles problemas tiene el agravante de ser de difícil solución o francamente catastrófico. En otros casos, al tratar de colocar un ducto evitando los riesgos mencionados se han creado problemas adicionales, como el ilustrado en la fig 4.13.

Por eso siempre se tratará de evitar la colocación de conductos a través de un terraplén o de una cimentación compresible. Cuando resulte indispensable hacerlo, se deben colocar dentro de una pequeña trinchera abierta en la roca (fig 4.14), rellenando después con material cuidadosamente compactado.\* Además, el diseño estructural del conducto debe ser conservador, pues la economía que de otro modo se logra no justifica en forma alguna correr los riesgos de una falla.

El diseño de la sección del ducto bajo carga

\* Esta es la solución adoptada en tres presas mexicanas: Abelardo Rodríguez y Alvaro Obregón, Son. y Presidente Alemán, Oax., las dos últimas provistas también de otra toma a través de un túnel en la roca. Con estas excepciones, en México siempre se ha evitado la instalación de conductos a través de la cortina o de una cimentación compresible.

estática puede hacerse superponiendo a la presión exterior del agua las siguientes presiones debidas al suelo:

- a) Una presión vertical  $\bar{p}_v$  igual al peso efectivo de toda la columna de suelo superyacente.
- b) Una presión horizontal efectiva  $\bar{p}_h$  proporcional al alargamiento del diámetro horizontal del tubo, que resulta, para un ducto de sección circular

$$\bar{p}_h = \frac{0.26 w_{pp} + 0.17 p_v}{2.7 E_c I_c / E_s R^3 + 0.17} \quad (4.6)$$

donde

- $w_{pp}$  peso propio de una porción del ducto de longitud unitaria
- $E_c$  módulo de elasticidad del material del conducto
- $I_c$  momento de inercia de una sección transversal de longitud unitaria de la pared del ducto
- $E_s$  módulo de deformación del suelo en términos de esfuerzos efectivos y bajo cargas sostenidas
- $R$  radio medio del ducto

La ec 4.6 se obtiene de suponer que la relación carga vs desplazamiento horizontal de las paredes laterales del ducto bajo  $\bar{p}_h < \bar{p}_v$  es semejante a la de una zapata de gran longitud, es decir  $\delta = 1.35 F/E_s$ , en que  $\delta$  es el desplazamiento y  $F$  es la carga que lo produce.

En cuanto a flexión longitudinal, debe verificarse que los conductos enterrados sean capaces de soportar sin agrietamiento los asentamientos diferenciales previsibles a lo largo de su eje, calculados como si el conducto no existiera.

El diseño de conductos enterrados bajo excitación sísmica se discute en la parte E.

**4.4.7 Condiciones de seguridad contra flujo incontrolado: resumen.** De lo discutido en relación con los problemas que crea el flujo de agua a través de la cimentación y de la cortina de presas de tierra, se puede concluir que en el diseño de estas obras deben tomarse medidas especiales contra tubificación, agrietamiento, reblandecimiento

cimiento y subpresión. Dichas medidas pueden resumirse en las siguientes condiciones de seguridad contra flujo incontrolado:

a) Debe evitarse que las condiciones geológicas de la cimentación o del vaso permitan concentraciones de flujo intolerables hacia fuera del embalse.

b) El contenido de agua y la energía de compactación de los suelos del corazón impermeable deben ser tales que los asentamientos posteriores a la construcción resulten mínimos.

c) Los diversos materiales de la cortina deben distribuirse adecuadamente, proveyendo zonas de transición de espesor y granulometría adecuados a ambos lados del corazón impermeable, especialmente en cortinas en que son posibles asentamientos diferenciales de importancia.

d) Debe procurarse que las propiedades mecánicas (compresibilidad, resistencia y permeabilidad) del material colocado en las zonas impermeables sean uniformes, a fin de minimizar las posibilidades de deformación diferencial, arqueo, agrietamiento o concentración del flujo de agua. Para esto se requiere el control tanto de las propiedades índices de los suelos (en especial su granulometría y sus límites de consistencia) como de las condiciones de colocación y compactación (particularmente el contenido de agua y la energía de compactación).

e) El gradiente de salida aguas abajo de la presa debe ser mucho menor que la unidad y, si la cimentación es de material térreo, el agua debe descargar a un filtro invertido de espesor y granulometría adecuados.

f) Las filtraciones a través de la cortina o de la cimentación deben observarse continuamente aguas abajo de la presa, y, cuando las condiciones geológicas favorecen la creación de subpresiones altas, deben instalarse pozos de alivio.

g) La compactación de los suelos finos en los contactos con la boquilla o con estructuras rígidas debe ser especialmente cuidadosa, a fin de impedir que tales contactos constituyan vías de fácil acceso para el agua.

h) Deben evitarse los conductos a través de terraplenes o cimentaciones compresibles y, cuando sean ineludibles, diseñarlos conservadoramente.

## 4.5 DISEÑO CONTRA DESLIZAMIENTOS

**4.5.1 Métodos de análisis.** Cuando en una o más superficies continuas de un terraplén y/o de su cimentación el valor medio de los esfuerzos cortantes iguala la resistencia media disponible, ocurre lo que se llama un deslizamiento o falla por cortante. Su manifestación exterior puede ir desde una distorsión más o menos notoria de los taludes hasta un desplazamiento masivo de la cortina o de una porción importante de ella. El diseño contra deslizamientos tiene por objeto

verificar que la inclinación de los taludes no sea tan grande que resulte en valores esperados muy altos de los daños por deslizamiento, ni tan pequeña que dé lugar a un costo inicial excesivo de la cortina.

El análisis de estabilidad de una presa y su cimentación es posible, en principio, por dos métodos: a) el cálculo de esfuerzos y deformaciones en todo el terraplén y su cimentación mediante solución numérica de las ecuaciones de la mecánica de medios continuos; b) la determinación, por análisis límite, de la relación entre esfuerzo cortante y resistencia a lo largo de superficies que definan un mecanismo potencial de falla; en este caso es necesario un proceso de tanteos para hallar el mecanismo con mínimo factor de seguridad. Reséndiz y Romo (1972) han sugerido un tercer enfoque que, combinando las ventajas de los dos anteriores, permite hacer análisis de estabilidad en términos del factor de seguridad o bien en términos de deformaciones (cap 14).

El primer método mencionado está cada vez más cerca de ser satisfactorio. Generalmente se basa en la técnica de elementos finitos y sus limitaciones actuales más importantes radican en la dificultad para definir las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales involucrados. En el cap 13 se discute este método y se ilustra su uso.

En el método de análisis límite, la elección de los mecanismos de falla no es asunto trivial, pues si el factor de seguridad calculado ha de tener un sentido físico y ha de determinarse mediante un número razonable de tanteos, cada mecanismo de falla analizado debe cumplir la condición de ser cinemáticamente admisible. Elegido cada mecanismo de falla, el análisis de estabilidad tiene dos aspectos igualmente importantes: la estimación de la resistencia del suelo a lo largo de las superficies de deslizamiento supuestas, y el cálculo de los esfuerzos de corte actuantes en las mismas superficies. En un análisis determinista, es conveniente que ambas estimaciones sean de confiabilidad comparable.

Generalmente se considera que el diseño contra deslizamiento de una presa es satisfactorio si su factor de seguridad contra este tipo de falla en cada condición de trabajo, determinado por análisis límite, es superior a cierto valor mínimo sancionado por la experiencia como adecuado.\*

\* El factor de seguridad calculado es función de ciertos detalles del procedimiento de análisis como el método de estimación de resistencias y presiones de poro. Sin embargo, es práctica corriente aceptar los siguientes factores de seguridad mínimos: 1.5 para la condición de embalse lleno a largo plazo; 1.3 para vaciado rápido, y 1.1 (si las presiones de poro se miden *in situ*) para la etapa de construcción. Ante solicitaciones sísmicas, el concepto convencional de factor de seguridad carece de significado.

Teniendo en cuenta que el objetivo del diseño es minimizar el costo total esperado (ec 4.1), el factor de seguridad tampoco debería ser muy superior a dicho mínimo.

**4.5.2 Condiciones críticas en la estabilidad de una presa.** Generalmente la estabilidad de una presa pasa por cuatro estados críticos en los cuales debe verificarse que el diseño contra deslizamientos es adecuado:

a) *Al final de la construcción.* Durante el proceso de construcción de una presa, las porciones poco permeables de la cimentación y del terraplén sufren, por una parte, aumentos sostenidos de esfuerzo cortante y, por otra, incrementos de resistencia. Los incrementos de resistencia se deben a que, por no estar el suelo totalmente saturado, parte de los incrementos de esfuerzo se transforman instantáneamente en esfuerzos efectivos y a que las presiones de poro se disipan progresivamente. Las variaciones de esfuerzo actuante y resistencia son tales que, generalmente, el factor de seguridad de la cortina contra deslizamiento disminuye al progresar la construcción. Al final de esta, el factor de seguridad es tanto menor cuanto mayor haya sido el grado de saturación del suelo compactado y cuanto menor haya sido la rapidez de disipación de la presión de poro en las zonas críticas. Es usual analizar la estabilidad en esta condición en términos de esfuerzos totales suponiendo disipación nula de presión de poro (esto es, tomando la resistencia no consolidada-no drenada de especímenes con esfuerzos confinantes y con características semejantes a las del suelo compactado *in situ*), o bien en términos de esfuerzos efectivos con las presiones de poro resultantes de mediciones en la propia cortina.

b) *A largo plazo y con presa llena.* Al llenarse el embalse, los esfuerzos actuantes en la cortina aumentan y el desarrollo del flujo de agua hace incrementar paulatinamente las presiones de poro en zonas próximas a la base de la cortina hasta hacerlas máximas cuando se alcanza la condición de flujo establecido. Por tanto, el factor de seguridad llega a un mínimo en la condición de trabajo a largo plazo con presa llena. Lo más conveniente en este caso es hacer el análisis de estabilidad en términos de esfuerzos efectivos a partir de la resistencia consolidada-drenada de especímenes representativos.

c) *Durante vaciado rápido.* Después de cierto tiempo de operación de la presa, la cortina ha sido infiltrada y ha alcanzado condiciones de flujo establecido hacia aguas abajo. Si en esas condiciones ocurre un descenso rápido del nivel del embalse, el talud de aguas arriba será sometido a un aumento de las fuerzas que tienden a producir inestabilidad (principalmente por la desaparición del empuje del agua en una porción

del paramento mojado) y, en ciertos casos, a incrementos de presión de poro en las zonas impermeables de la cortina. Así, el factor de seguridad del talud de aguas arriba presenta un mínimo durante vaciado rápido.

En efecto, analicemos, en términos de esfuerzos efectivos, el caso general de una sección zonificada con cubierta prácticamente incompresible aguas arriba del corazón con tendencias al cambio de volumen (positivo o negativo) bajo incrementos de esfuerzo cortante. El aumento de fuerzas actuantes se presenta mediante uno de los tres siguientes mecanismos: a) si la cubierta incompresible es poco permeable ( $k < 10^{-3}$  cm/seg), el agua que la satura permanecerá en los poros después del vaciado rápido en la forma de agua capilar y, por tanto, el peso de la cubierta aumentará de sumergido a saturado; b) si la cubierta incompresible es relativamente permeable ( $k$  entre  $10^{-1}$  y  $10^{-3}$  cm/seg), al bajar rápidamente el embalse se establece en ella un flujo descendente cuyas fuerzas de filtración se suman a las fuerzas gravitacionales actuantes; además, estas últimas también aumentan al pasar el peso volumétrico de la cubierta de sumergido a saturado; c) si la cubierta es muy permeable, el agua sale de sus poros, prácticamente con la misma rapidez que la de vaciado del embalse y las fuerzas actuantes aumentan al cambiar el peso volumétrico de la cubierta de sumergido a seco. El cambio de presión de poro en la porción impermeable puede calcularse mediante una expresión como la ec 5.30 si el análisis se hace en términos de esfuerzos efectivos, o bien, en un análisis con esfuerzos totales dicho cambio puede introducirse implícitamente determinando la resistencia del suelo por medio de pruebas consolidadas-no drenadas que reproduzcan en el laboratorio la trayectoria de esfuerzos del suelo en el prototipo, como se discutirá en el inciso 4.5.3.

d) *Bajo excitación sísmica.* Durante un sismo, a las fuerzas actuantes permanentes se suman fuerzas de inercia alternantes debidas a la respuesta dinámica de la cortina. Esta variación de esfuerzos a su vez induce cambios de presión de poro y de resistencia en los suelos. Los resultados netos son variaciones transitorias del factor de seguridad en uno y otro sentido. Debido a que el periodo durante el cual disminuye el factor de seguridad es muy pequeño (mucho menor que el necesario para dar lugar a un deslizamiento como los que ocurren bajo carga sostenida), dicho factor de seguridad puede alcanzar transitoriamente valores aun menores que la unidad sin que necesariamente resulte una falla por cortante. Así pues, el concepto convencional de factor de seguridad pierde su significado en este caso y el diseño contra deslizamiento bajo sismo debe hacerse en términos de las distorsiones de la cortina resultantes de la acumulación de pe-

queños desplazamientos en cada ciclo de fuerzas inerciales. El análisis de una cortina ante esta condición es mucho más complejo que bajo carga estática y a él se dedica la parte E de este libro.

Existe una excelente revisión por Lowe (1967) de los procedimientos de análisis de estabilidad para las condiciones *a)* a *c)*, incluyendo la determinación de la resistencia de los suelos en el laboratorio, la elección del método de análisis y la determinación de los esfuerzos actuantes. Por tanto, se omite aquí la discusión de tales tópicos.

**4.5.3 Análisis de estabilidad con esfuerzos totales y con esfuerzos efectivos.** Cuando se desea verificar la estabilidad de un terraplén en una condición en que hay presiones de poro transitorias inducidas por las cargas actuantes (es decir, presiones de poro que no corresponden a un estado de flujo establecido), hay la opción de realizar el análisis en términos de esfuerzos efectivos o de esfuerzos totales.

Para esclarecer a fondo ambos métodos conviene señalar algunos hechos fundamentales de la resistencia al corte de los suelos.

La resistencia de un suelo depende tanto de las características que definen el estado inicial del material (relación de vacíos, grado de saturación y estructura) como del modo de aplicación de los esfuerzos exteriores (trayectoria de esfuerzos, velocidad de carga y condiciones de drenaje). Por tanto, la correcta aplicación de la mecánica de suelos al análisis de estabilidad de una presa, exige la determinación de la resistencia de los materiales en muestras para las cuales las variables enunciadas sean tan semejantes a las de campo como resulte posible.

Se ha visto que en muchos casos los efectos de todas esas variables en la resistencia de un suelo pueden expresarse, aproximadamente, en términos de solo tres factores: el esfuerzo efectivo en el plano de falla durante esta, la trayectoria de esfuerzos efectivos y la velocidad de deformación, siendo el primero de ellos, con mucho, el factor dominante. Este enunciado es una expresión del principio de los esfuerzos efectivos.

La utilidad directa del principio de los esfuerzos efectivos en el análisis de estabilidad de una presa depende, obviamente, de la posibilidad de predecir dichos esfuerzos en el momento de la falla. Pero, salvo casos en que las fuerzas actuantes permanecen constantes o cambian tan lentamente que la presión de poro inducida por ellas es nula, la estimación de las presiones de poro, y por tanto de los esfuerzos efectivos en la falla, es un asunto difícil.

Sin embargo, ocurre que en todo proceso de carga a contenido de agua constante la presión de poro inducida en el momento de la falla de-

pende, *esencialmente*, del estado inicial del suelo, esto es, de la historia de esfuerzos efectivos anterior al momento de iniciación del proceso de deformación a volumen constante (Bishop y Edin, 1950). Este hecho y el principio de los esfuerzos efectivos permiten concluir que la resistencia de un suelo deformado a volumen constante depende *principalmente* de las siguientes tres variables: historia de carga antes del proceso de falla, trayectoria de esfuerzos durante el proceso de falla y velocidad de deformación, siendo la primera, con mucho, la más importante. Alguna vez se ha propuesto llamar a este enunciado "principio de la resistencia no drenada" (Whitman, 1960) y es el fundamento explícito del procedimiento de análisis de estabilidad en términos de esfuerzos totales.

Ahora bien, el papel tan importante del esfuerzo efectivo en la resistencia de los suelos ha dado lugar a que algunos ingenieros consideren "más fundamental" o más correcto un análisis en términos de esfuerzos efectivos que uno en términos de esfuerzos totales. En la base de tal posición hay una falacia, pues, si se aplican con conocimiento, ambos métodos son idénticamente confiables.

La diferencia entre el método de esfuerzos efectivos y el de esfuerzos totales radica, *exclusivamente*, en el hecho de que en el primero el componente transitorio (o inducido) de la presión de poro se toma en cuenta *explícitamente*, en tanto que en el segundo no se hace estimación alguna de dicho componente porque se encuentra *implícito* en el valor de la resistencia no drenada que se usa.

Por el principio de la resistencia no drenada, para un análisis en términos de esfuerzos totales se requieren determinaciones muy cuidadosas de la resistencia en muestras representativas con historia de carga igual a la de los elementos correspondientes del prototipo, ensayadas con trayectoria de esfuerzos y velocidad de deformación semejante a los de campo. Por su parte, la determinación de la resistencia (consolidada-drenada) para un análisis en términos de esfuerzos efectivos es menos problemática, pues sus resultados son poco sensibles a las condiciones del ensaye.

Un análisis con esfuerzos efectivos exige, sin embargo, la predicción de la presión de poro inducida por las cargas en el prototipo, y para ello tienen que usarse los resultados de mediciones de presión de poro en pruebas de laboratorio del mismo tipo que las usadas en el método de esfuerzos totales. Así pues, si la *medición* de la presión de poro en el laboratorio *fuese absolutamente precisa*, los resultados de ambos métodos de análisis serían idénticos, pues tanto la predicción de las presiones de poro del prototipo (para el método de esfuerzos efectivos) como la esti-

mación de la resistencia no drenada (para el método de esfuerzos totales) dependerían de una misma condición básica: la reproducción de las presiones de poro del prototipo en pruebas de laboratorio no drenadas.

En consecuencia, puede concluirse que:

a) El método de esfuerzos totales tiene la ventaja de ser más directo por cuanto no requiere medir la presión de poro inducida y, por tanto, elimina los errores instrumentales asociados a dicha medición.

b) El método de esfuerzos efectivos es más útil para fines de control, pues permite verificar la estabilidad en cualquier etapa de la construcción de la presa mediante mediciones de presión de poro en el prototipo.

c) Ambos métodos pueden considerarse igualmente válidos y la elección entre uno y otro solo puede basarse en la sencillez de aplicación a cada caso.

**4.5.4 Mecanismos de falla.** A pesar de que la geometría exterior de todas las presas de tierra y enrocamiento no es muy variable, los mecanismos de falla por cortante de menor factor de seguridad pueden diferir mucho de un caso a otro, dependiendo del perfil estratigráfico de la cimentación y de la zonificación de materiales en la cortina. Es muy importante tener presente este hecho al hacer análisis de estabilidad, pues de otro modo el riesgo de omitir el mecanismo de falla más desfavorable es muy alto.

En *cimentaciones arcillosas de gran espesor*, normalmente consolidadas o poco preconsolidadas, el mecanismo de falla más crítico generalmente es una superficie de deslizamiento cilíndrica, relativamente profunda, que da lugar a movimiento rotatorio hacia abajo de una gran porción de la cortina. Esta clase de fallas generalmente ocurren a corto plazo, pues la resistencia de la cimentación aumenta por consolidación después de la construcción de la cortina. Sin embargo, Peterson *et al* (1960) han descrito casos inquietantes de fallas de este tipo que se han presentado muchos años después de terminada la construcción. Aparentemente, los deslizamientos en estos casos pueden atribuirse a una reducción de la resistencia no drenada como la observada en el laboratorio al aumentar el tiempo a la falla (Casagrande y Wilson, 1951; Reséndiz, 1964), pero también pueden deberse a concentraciones de esfuerzos causadas por arqueo del terraplén consecuente al asentamiento diferencial de la cimentación (Trollope, 1957).

En *cimentaciones arcillosas fuertemente preconsolidadas*, los mecanismos de falla críticos generalmente contienen superficies de deslizamiento planas, asociadas a zonas de debilidad (microestratificación, capas fisuradas o con *slickensides*, juntas bentoníticas, etc). La exploración

cuidadosa de esos detalles geológicos es el aspecto clave en tales casos. Por otra parte, las pequeñas deformaciones de falla de esos suelos y la pérdida de resistencia al alcanzar la deformación de falla generalmente provocan una colaboración ineficiente con materiales blandos y falla progresiva. Wilson (1970) ha descrito con detalle los diversos factores que determinan el mecanismo de falla en estos materiales.

El deslizamiento de la presa Waco, en EUA, durante la construcción, se produjo en suelos de este tipo (West, 1962). Uno de los diques de la presa Netzahualcóyotl, en Chiapas, está desplazado sobre pizarras arcillosas fuertemente fisuradas en las que fue necesario realizar pruebas de campo especiales, de gran escala, para obtener estimaciones de resistencia representativas (Marsal *et al*, 1965).

En *cimentaciones de suelos estratificados*, los mecanismos de falla más desfavorables suelen incluir superficies de deslizamiento horizontales contenidas en los estratos más débiles próximos a la superficie del terreno. Cuando la cimentación tiene estratos delgados de arenas o limos sueltos confinados por materiales poco permeables, pequeñas deformaciones en aquellos pueden ocasionar transferencia de carga al agua de poro, y por tanto, pérdida de resistencia o licuación. Esto último fue lo que dio lugar a la falla de la presa Fort Peck en EUA (Casagrande, 1965). En tanto que los deslizamientos en suelos arcillosos poco sensitivos o en suelos granulares compactos son movimientos lentos y producen desplazamientos pequeños en comparación con las dimensiones de la presa, los deslizamientos por licuación pueden hacer que grandes masas de material fluyan centenas de metros en pocos minutos.

La falla en suelos interestratificados también puede deberse a presiones de poro intrusivas difundidas del vaso hacia aguas abajo a lo largo de estratos permeables. Una regla valiosa en el diseño de presas térreas es que todo obstáculo (corazón o pantalla impermeables) al flujo de agua para disminuir el gasto de filtración a través de la cortina o de la cimentación debe colocarse en la porción de aguas arriba de la cortina, tan cerca del talud mojado como sea posible, en tanto que dichos obstáculos no solo deben evitarse en la zona de aguas abajo, sino que en esta debe favorecerse la evacuación rápida y libre de las filtraciones. Tal regla está encaminada a la eliminación de los problemas que representa la subpresión excesiva en la cimentación.

Por lo que se refiere a *deslizamientos que afectan principalmente al terraplén*, sus causas pueden ser las presiones de poro excesivas durante la construcción, la disminución de la resistencia del suelo con el tiempo, las fuerzas de

filtración, el incremento de fuerzas actuantes por empuje hidrostático en grietas o por sismo, o detalles de construcción deficientes.

Los deslizamientos en terraplenes de *suelos granulares limpios* tienden a ser muy superficiales, a menos que una capa cohesiva profunda en el terraplén o en la cimentación sea la responsable del deslizamiento. Esto es así porque la resistencia de los materiales granulares se incrementa rápidamente con la presión confinante; por tanto, en general basta que el talud exterior de una masa granular tenga un ángulo con la horizontal mayor que el de fricción interna del suelo para que toda la masa sea estable en condiciones estáticas.

En *terraplenes cohesivos*, en cambio, los deslizamientos tienden a ocurrir en superficies más profundas. Así, en un sistema terraplén-cimentación homogéneo la superficie de deslizamiento más crítica emergerá más allá del pie del talud. El punto de salida de dicha superficie estará afectado por la existencia de una superficie resistente en la cimentación, de modo que, si dicha superficie está muy próxima al contacto terraplén-cimentación, la superficie de deslizamiento será poco profunda y puede emerger arriba del pie del talud.

Las *fallas por exceso de presión de poro durante la construcción* generalmente afectan las presas de sección homogénea cuando el contenido de agua de compactación y la rapidez de construcción del terraplén son relativamente altos. Estos deslizamientos pueden ocurrir indistintamente en ambos taludes de la cortina y en general no alcanzan proporciones catastróficas, tanto por involucrar volúmenes reducidos, como por presentarse cuando la cantidad de agua almacenada es pequeña o nula. Se pueden evitar controlando cuidadosamente alguno de los factores que los producen, esto es, colocando los materiales con contenido de agua inferior al óptimo\* o manteniendo la velocidad de construcción del terraplén dentro de valores aceptables, por medio de observaciones piezométricas. En climas muy húmedos estas medidas pueden ser impracticables o incompatibles con el programa de construcción; en tales casos habrá de recurrirse a otros procedimientos para mantener en todo momento un factor de seguridad razonable, siempre en términos de observaciones *in situ*. Estos procedimientos alternativos pueden ser la inclusión, en

\* Al hacer esto no deben descuidarse otros aspectos de gran importancia: aquellos que se refieren a las condiciones de seguridad contra tubificación, agrietamiento y reducción de resistencia por saturación. Así, las condiciones de colocación (contenido de agua y peso volumétrico) deben ser tales que el terraplén resulte suficientemente plástico para soportar asentamientos diferenciales sin agrietamiento, y que no sufra consolidación adicional al saturarse después del primer llenado del embalse.



Fig 4.15 Drenes horizontales para reducción de presiones de poro durante la construcción

el cuerpo del terraplén, de drenes que aceleren la disipación de presiones de poro (fig 4.15), o la disminución de la pendiente de los taludes según se requiera.

La *disminución de resistencia con el tiempo* puede producir en el terraplén deslizamientos en dos casos. Por una parte, cuando el material ha sido compactado con contenido bajo de agua y con peso volumétrico tal que presenta tendencias a consolidarse y a perder resistencia cuando se satura por primera vez, pueden producirse deslizamientos tanto en el talud de aguas abajo como en el de aguas arriba. Por otra parte, al llenarse el embalse, los esfuerzos efectivos en el material que constituye el talud de aguas arriba disminuyen, con la consecuente tendencia a la expansión y pérdida de resistencia de los suelos de dicho talud.\*\* La disminución de resistencia por expansión puede no ser suficiente para producir la falla por sí misma; pero suele serlo si se conjuga, por ejemplo, con las *fuerzas de filtración* producidas por un vaciado rápido, tratándose del talud de aguas arriba, o con las producidas por filtración de agua pluvial durante una precipitación intensa, en el caso del talud de aguas abajo. La causa del incremento de fuerzas actuantes necesario para producir la falla, por sí mismo o combinado con la disminución de resistencia del material, puede ser también el *empuje hidrostático en grietas* longitudinales en la corona al llenarse estas con agua superficial, o las *fuerzas de masa debidas a la aceleración horizontal de un movimiento sísmico*, o ambas.

Un caso especial de deslizamiento, debido a la combinación poco favorable de una cimentación en arcillas residuales de baja resistencia y un detalle constructivo descuidado, es el que afectó a uno de los diques de la presa Presidente Alemán, Oax. (SRH, 1955). En la porción afectada, el dique tenía una altura de 14 m aproximadamente y la sección que se indica en la fig 4.16a. Cuando el nivel del embalse estaba aún debajo del pie del dique, después de una lluvia intensa se produjeron movimientos en ambos respaldos de enrocamiento, como se indica en la fig 4.16b. La superficie de deslizamiento cortaba en ambos casos una pequeña porción de la cimentación arcillosa y el corazón impermeable en la

\*\* Esta es una de las razones que hacen indeseable la sobrecompactación de materiales finos, pues la tendencia a la expansión es más marcada en suelos que se han compactado excesivamente.

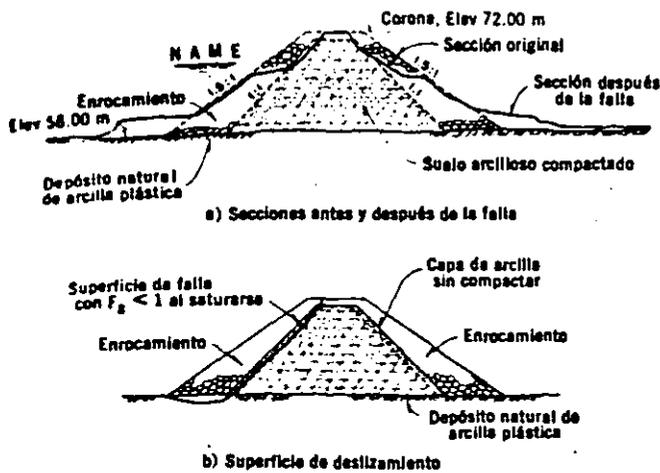


Fig. 4.16 Falla del dique Pescaditos, presa Presidente Alemán, Oax.

zona más próxima al contacto con los respaldos permeables.

Según los análisis de estabilidad previos a la construcción, y tomando los valores de la resistencia no drenada de la arcilla de la cimentación y del material compactado del corazón impermeable, el factor de seguridad para la superficie de deslizamiento indicada en la fig 4.16b era mayor de 1.5, por lo que no permitía pensar en una falla como la observada. Sin embargo, durante la construcción, el nivel del corazón siempre se mantuvo por encima del de los respaldos de roca, de modo que la compactación del corazón en la vecindad de los respaldos permeables resultó prácticamente nula. En condiciones de compactación tan pobres, la resistencia de los suelos del corazón con contenidos de agua superiores al óptimo era tal que, introducida en el análisis de estabilidad de la misma superficie de deslizamiento de la fig 4.16b, daba valores del factor de seguridad inferiores a la unidad.

El mismo valor bajo de la resistencia usado para el análisis de otra sección semejante de alrededor de 8 m de altura, que no falló, dio un factor de seguridad de 1.4.

Este ejemplo muestra la importancia de una buena compactación en toda porción de una zona impermeable, particularmente si la cimentación es débil. Cuando el procedimiento de construcción no permite la compactación satisfactoria de la capa frontera de las zonas impermeables, dicha capa debe removerse antes de colocar las zonas permeables.

Los deslizamientos a través de masas granulares como las que constituyen los respaldos permeables de cortinas zonificadas no son frecuentes; pero pueden presentarse cuando varios factores concurren para crear condiciones especialmente críticas. Uno de estos casos ocurrió en la presa La Calera, Gro., en que una porción

del talud de aguas arriba, constituido por rezaga contaminada y protegido con chapa de enrocamiento, deslizó verticalmente alrededor de 4 m en una sección de cerca de 30 m de longitud. El deslizamiento, iniciado en el borde de aguas arriba de la corona, afectó un espesor del talud estimado en 3 m, y ocurrió durante un sismo intenso (magnitud 6.5 en la escala Richter) que produjo en el vaso olas de 2.5 m de altura aproximadamente. Se cree que los factores determinantes de la falla fueron el oleaje y la aceleración horizontal debidos al sismo, combinados con la baja permeabilidad de la rezaga contaminada, que dio lugar a fuerzas de filtración relativamente altas durante los intervalos de receso del agua en el embalse.

No puede cerrarse la discusión del diseño contra deslizamientos, sin señalar la importancia de una revisión cuidadosa de la posibilidad de deslizamientos en el vaso, cuya peligrosidad es ilustrada por el desastre de la presa Vajont (Müeller, 1964). El factor determinante de tales deslizamientos en taludes naturales suele ser la alteración de las condiciones de equilibrio por la inmersión de dichas formaciones al llenarse el embalse. En esos casos, la modificación del equilibrio generalmente obra a través de una pérdida de resistencia de los materiales, sea por simple disminución de los esfuerzos efectivos o por cambios estructurales en ciertos suelos o rocas, particularmente aquellos con cementación muy ligera que no han estado sometidos previamente a saturación.\*

## 4.6 DISEÑO CONTRA EROSIÓN DE TALUDES

**4.6.1 Naturaleza del problema.** En presas con respaldos de enrocamiento, los posibles daños por lluvia y oleaje en los taludes son intrascendentes, excepto si el tamaño medio de las partículas superficiales del enrocamiento es muy pequeño; pero aun en tales casos los daños son de fácil reparación y no llegan a poner en serio peligro a la cortina.

Por lo que se refiere a una presa con taludes exteriores de material fino, de arena o de grava, deben protegerse estos de alguna manera contra la erosión. Los procedimientos más conocidos para la protección del talud de aguas arriba son:

- chapa de enrocamiento sobre un filtro de dimensiones y características adecuadas
- pavimento de concreto sobre un filtro de arena bien graduada
- mezclas asfálticas o suelo-cemento.

\* En ciertas tobas muestreadas en un sitio del embalse de la presa Sta. Rosa, Jal., la saturación produjo disminución de la resistencia a la compresión simple de 210 a 30 kg/cm<sup>2</sup> en pruebas no drenadas (Instituto de Ingeniería, 1965).

Para la protección del talud de aguas abajo, los medios más comunes son la chapa de enrocamiento y el césped, combinados con un sistema de drenaje superficial (cunetas) que impida la concentración de grandes caudales de agua pluvial.

Por falla del sistema protector de un talud debe entenderse la pérdida parcial o completa de la protección en cierta zona, o cualquier daño mayor atribuible a dicha pérdida. La falla puede producirse por la remoción total de la protección o por la erosión de los filtros bajo la chapa de enrocamiento o la losa de concreto.

Las fallas por lavado de los filtros son potencialmente más graves que las de la chapa de protección, pues pueden permanecer ocultas por mucho tiempo, durante el cual la zona vulnerable queda sin defensa alguna, sometida a la erosión constante del oleaje. Además, este tipo de falla implica operaciones de reparación más costosas que las requeridas para remediar el desplazamiento completo del sistema protector, pues supone una labor adicional de remoción de los remanentes de dicho sistema, que puede resultar extremadamente difícil cuando este incluye rocas de gran tamaño.

Las estadísticas indican que el lavado de los filtros es la falla más frecuente, sea que la protección consista de enrocamiento o de losas de concreto articuladas (Bertram, 1951). La única manera de evitar este tipo de daño es, en el caso de protección con enrocamiento, diseñar el sistema con el criterio de filtros graduados. En la alternativa de losas articuladas,\* la experiencia indica que los filtros siempre están en peligro de ser erosionados y acarreados a través de juntas o grietas por el flujo y reflujos del agua bajo la losa. De hecho, entre los sistemas de protección más usuales, el de losas articuladas parece ser el que menos satisfactoriamente se ha comportado. Sherard *et al* (1963) describen varios ejemplos de fallas iniciadas, todas ellas, por lavado de los filtros en este tipo de protección.

La protección por medio de losas continuas de concreto reforzado, si bien no es muy usual, ha mostrado comportamiento satisfactorio aun bajo condiciones de clima y oleaje muy severas. La práctica común es desplazar la losa directamente sobre el talud por proteger, sin provisión de filtros o drenes por debajo. Sin embargo, este procedimiento no es aconsejable, teniendo en cuenta principalmente el peligro de agrietamiento del talud y, en zonas con estaciones muy frías, la posibilidad de formación, entre el talud de material cohesivo y la losa, de lentes de hielo que podrían flexionar y agrietar la protección.

\* Con la articulación se pretende dar mayor flexibilidad al pavimento protector, para que pueda ajustarse sin daños severos a las deformaciones diferenciales de la cortina.

En México el recubrimiento de concreto como sistema de protección contra el oleaje, solo se ha aplicado en la presa Venustiano Carranza, Coah.\*\* La protección consiste en una losa continua de concreto reforzado de espesor variable, colocada directamente sobre el material impermeable del talud y prolongada hasta la roca sana de la cimentación mediante un dentellón con profundidad máxima de 8 m. En un intento por reducir la ascensión de las olas sobre el talud, la losa se construyó con escalones verticales. La poca eficiencia de dicha medida indica que esta es una de las desventajas de las losas de concreto en comparación con el enrocamiento, pues la rugosidad de este último disipa la energía de las ondas en un trecho menor, reduciendo la distancia de rodamiento de las olas hacia la corona. La única solución satisfactoria en taludes con protección de concreto sometidos a oleaje intenso consiste en proveer un parapeto curvo en la corona, que produzca la deflexión hacia el vaso de las olas ascendentes (Sherard *et al*, 1963); de otro modo sería necesario aumentar el bordo libre o aceptar que el talud de aguas abajo permanezca mojado por periodos que pueden ser largos.

Otra desventaja de las losas de concreto en comparación con la protección de enrocamiento proviene de su susceptibilidad al agrietamiento producido por asentamientos del terraplén, a los cuales una chapa de enrocamiento es prácticamente insensible cualquiera que sea la magnitud de los hundimientos diferenciales. En el caso de la presa Venustiano Carranza, a pesar de que las deformaciones de la cortina no han sido extraordinarias (40 cm de hundimiento máximo de la corona), la losa está fuertemente fisurada, y ha desarrollado distorsiones notables en algunos sitios (SRH, 1958).

#### 4.6.2 Diseño de protecciones de enrocamiento.

La protección del talud de aguas arriba contra el oleaje, por medio de una capa de enrocamiento colocada a mano o a volteo, continúa siendo el sistema de mayor uso. Sus ventajas más conspicuas son:

- a) gran flexibilidad, que lo hace insensible a las más severas condiciones de deformación del terraplén
- b) rugosidad, que reduce considerablemente la altura de rodamiento de las olas sobre el talud, disminuyendo en la misma medida los requisitos de bordo libre
- c) permeabilidad, que elimina problemas de subpresión
- d) resistencia al oleaje
- e) facilidad de reparación.

\*\* Como elemento impermeable se ha usado además en las presas Huichapan, Hgo.; San Ildefonso, Méx.; Taxhimay, Méx.; La Esperanza, Hgo., y Zicuirán, Mich.

En la actualidad se sabe también que una protección de enrocamiento a volteo es más satisfactoria desde todo punto de vista (excepto, quizá, el estético) que una roca acomodada. La principal razón para esto es la menor influencia que en la estabilidad del conjunto tiene la de una roca individual. Así, si el oleaje desplaza de su sitio una roca de una protección a volteo, el resto de la capa apenas resentirá alguna consecuencia, en tanto que la remoción de una pieza en una carpeta de roca cuidadosamente acomodada puede ser el principio de una falla progresiva de toda la chapa de protección o el punto débil por el que se inicie la erosión de los materiales más finos que la subyacen.

Hasta 1948, en que se publicaron los resultados de un análisis cuidadoso del comportamiento de diversos tipos de protección de taludes en EUA (ASCE, 1948), se consideraba que la protección con roca acomodada era superior que la dispuesta a volteo. Así, era usual estimar igualmente satisfactoria la protección proporcionada por una capa de enrocamiento a volteo de alrededor de 1 m, o por una chapa de enrocamiento acomodado a mano de la mitad de espesor. Por las razones indicadas arriba, la protección con enrocamiento a volteo es la más eficiente, pero el diseño sigue siendo esencialmente empírico. La tabla 4.4 resume el criterio usual.

Tabla 4.4. Criterio usual para diseño de protecciones de enrocamiento (según Sherard et al, 1963)

Altura máxima de las olas, en pies	Tamaño medio mínimo ( $D_w$ ) recomendado, en plg	Espesor del estrato recomendado, en plg
0-2	10	12
2-4	12	18
4-6	15	24
6-8	18	30
8-10	21	36

Para apreciar la conveniencia de un criterio más racional, deben distinguirse los factores que determinan el comportamiento de una capa de enrocamiento sometida a la acción del oleaje. Dadas las condiciones que ha de satisfacer tal protección (estabilidad de las rocas superficiales bajo la acción del oleaje y protección de los filtros y materiales finos subyacentes contra la erosión progresiva), se ve que su cumplimiento requiere un tamaño mínimo de las rocas individuales en la superficie y una granulometría que satisfaga los criterios de diseño de filtros invertidos. Ya que el segundo aspecto se trató en otra parte de este capítulo, se analizarán aquí solo los factores que determinan la estabilidad o inestabilidad de las rocas más superficiales; estos son:

a) la fuerza ejercida por el oleaje en una roca superficial

- b) las condiciones de apoyo de dicha roca
- c) la forma y el peso volumétrico de la misma
- d) la inclinación del talud en que descansa la roca.

Suponiendo que la fuerza que tiende a mover una roca en la superficie del talud es:

$$F = K_1 D^2 v^2 / \gamma_w$$

donde:

- $K_1$  constante indeterminada
- $D$  diámetro medio de la roca (supuesta aproximadamente equidimensional)
- $v$  velocidad del agua
- $\gamma_w$  peso volumétrico del agua

y que la velocidad de avance de las olas es pequeña en comparación con la velocidad del agua en el seno de una onda, Carmany (1963) da como condición de estabilidad que el peso de la roca individual sea cuando menos

$$W = \frac{K d_{cr}^3 \gamma_w^3 \gamma_r}{(\gamma_r - \gamma_w)^2 \text{sen}^2(\alpha_{cr} - \alpha)}$$

donde:

- $d_{cr}$  profundidad crítica o de rompimiento de la ola
- $\gamma_w$  peso volumétrico del agua
- $\gamma_r$  peso volumétrico de la roca de protección
- $\alpha$  ángulo de inclinación del talud por proteger
- $\alpha_{cr}$  ángulo de inclinación del talud necesario para que, en una roca superficial típica, la línea GC sea vertical (fig 4.17), siendo G el centro de gravedad y C el punto de contacto más bajo de la roca
- $K$  constante experimental

Ante la reducida información de datos sobre fallas debidas a tamaño insuficiente de la roca, se ha dado a  $K$  el valor de 0.003, para concordar con los tamaños mínimos de roca que han resultado satisfactorios\* (Carmany, 1963).

Teniendo en cuenta que la profundidad de rompimiento de las olas es aproximadamente, según Thorn (1960),  $d_{cr} = 1.28 H_0$ , donde  $H_0$  es la altura del oleaje (distancia de cresta a seno), la ecuación de Carmany en términos de  $H_0$  puede escribirse

$$W = \frac{0.0063 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^2} \left[ \frac{H_0}{\text{sen}(\alpha_{cr} - \alpha)} \right]^3 \quad (4.7)$$

\* Con esto se está introduciendo un factor de seguridad desconocido pero que probablemente no es muy superior a 1.

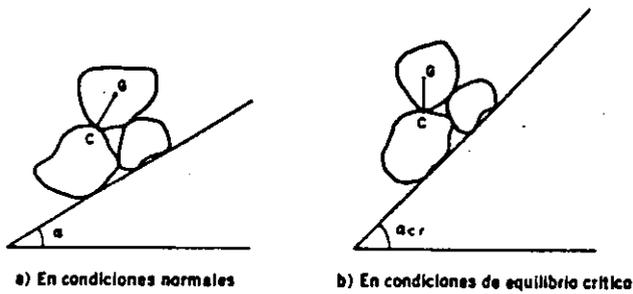


Fig 4.17 Roca superficial típica en una protección de enrocamiento que conduce a la tubificación

en que, para enrocamiento a volteo  $\alpha_{cr} \approx 65^\circ$ . Puede inferirse de la fig 4.17, que para enrocamiento acomodado a mano  $\alpha_{cr}$  será prácticamente  $90^\circ$  y, por tanto, una roca individual de este tipo de protección tendrá mayor estabilidad que otra de un enrocamiento a volteo, lo cual no debe considerarse en contradicción con las estadísticas de comportamiento de ambos tipos de protección, pues como ya se dijo, la diferencia principal entre uno y otro radica en las implicaciones del desplazamiento de una roca individual en la estabilidad del conjunto.\*

Para talud 2:1 y roca con peso volumétrico  $\gamma_r = 2.4 \text{ ton/m}^3$ , valores que pueden considerarse representativos de las condiciones medias en presas, la ec 4.7 da los resultados de la tabla 4.5 para diversas alturas de oleaje.

El espesor de la capa de enrocamiento, para una protección eficiente, debe ser tal que permita alojar el tamaño máximo de roca incluido, así como una transición gradual hasta la capa de filtro. Un espesor de capa entre 1.5 y 2 veces el diámetro de las rocas mayores es en general suficiente para cubrir ambos requisitos.

\* Recientemente, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EUA ha divulgado un informe sobre extensas pruebas en modelos (Thomsen, Wohlt y Harrison, 1972), cuyos resultados pueden expresarse con sorprendente precisión mediante la ec 4.7, si la  $H_o$  de falla se define como la máxima altura del oleaje que no remueve el material de transición entre la capa de enrocamiento y el talud protegido.

Tabla 4.5. Pesos y diámetros mínimos de roca para protección contra oleaje en condiciones medias (talud 2:1 y  $\gamma_r = 2.4 \text{ ton/m}^3$ )

$H_o$ , en m	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
$W_{mín}$ , en kg	3	23	78	184	359	620
$D_{mín}$ , en cm	13	26	39	52	65	78

**4.6.3 Diseño de otros tipos de protección.** Los elementos que deben considerarse en el proyecto de una losa de concreto para protección contra el oleaje son: deformación probable del talud, presión del oleaje, acción erosiva del agua, efectos de cuerpos flotantes (troncos de árboles, témpanos, etc), erodibilidad de los materiales subyacentes, subpresión debida a lentes de hielo entre la losa y el terraplén, y cambios volumétricos por temperatura. El criterio de diseño, sin embargo, dista mucho de estar bien establecido. Se han comportado satisfactoriamente losas monolíticas con espesores de 20 a 25 cm, reforzadas mediante malla continua con área relativa de acero entre 0.3 y 0.5 por ciento en cada dirección (Sherard *et al*, 1963). Otros tipos de elementos de concreto para protección, precolados o colados *in situ*, son posibles, pero su aplicación se ha hecho principalmente en obras de protección marítimas (Thorn, 1960).

En cuanto a los pavimentos asfálticos y de suelo-cemento como sustitutos de los medios tradicionales de protección de taludes, la U. S. Bureau of Reclamation viene investigando su aplicabilidad desde hace algo más de veinte años (Powers *et al*, 1952). En relación con las protecciones asfálticas no ha sido posible obtener conclusiones claras; pero por lo que se refiere al suelo-cemento, la más reciente evaluación parece indicar que su uso es adecuado si, además de ser una solución más económica que la chapa de enrocamiento, las deformaciones del terraplén después de colocada la protección son pequeñas (Holtz y Walker, 1962).

INSPECTION AND PERFORMANCE EVALUATION OF DAMS  
A GUIDE FOR MANAGERS, ENGINEERS AND OPERATORS.

SAN FRANCISCO, CA: MORRISON-KNUDSEN ENGINEERS, INC. 1986 (EPRI AP-4)

Chapter 4

DPEP FOR EMBANKMENT DAMS

DAM PERFORMANCE EVALUATION GROUP

F 535

4.1 INSPECTION CHECK LIST

4.1.1 All Types of Embankment Dams

4.1.1.1 Crest and Roadway

- Cracking along the axis of the dam (longitudinal) and across the axis (transverse); cracks in gutters, roadway, sidewalk and parapets.
- Dips, bumps or wrinkling of roadway pavement.
- Tilting of posts and parapets.
- Lateral weaves in walls or roadway.
- Misalignment of guardrail.
- Vegetation.

4.1.1.2 Upstream Face

- Bubbling or vortices in reservoir water surface.
- Sudden unexplained drops in reservoir level.
- Cracking on slope or near crest.
- Sloughs, raveling, sliding, bulging or depressions.
- Erosion or beaching.
- Weathering of riprap.
- Vegetation.
- Animal burrows.
- Concrete facings: joint separation, cracks in panels, corrosion of reinforcement bars and damage to waterstops.
- Metal facings: buckling, bending, corrosion or punctures.
- Timber facings: Rotting, cracking or splitting.

Table 4-1

**DAM INSPECTION AND PERFORMANCE EVALUATION  
INVENTORY OF POTENTIAL INCIDENTS  
EMBANKMENT DAMS**

NO.	FEATURE	DEFECT	INDICATORS	POSSIBLE CAUSES	DEGREE OF DEFICIENCY			POTENTIAL EFFECTS	POSSIBLE REMEDIAL MEASURES
					MINOR	SERIOUS	VERY SERIOUS		
4.1 4.1.1	<b>CREST AND ROADWAY</b>	TRANSVERSE CRACKING.	CRACKS IN ROADWAY, SIDEWALK AND PARAPETS. DIPS AND BUMPS IN PAVEMENT SURFACES. TILTING OF POSTS AND PARAPETS. DISPLACEMENT MEASUREMENTS.	DIFFERENTIAL FOUNDATION SETTLEMENT. SHARP IRREGULARITIES IN ABUTMENT GEOMETRY. EARTHQUAKE. SHRINKAGE & DESICCATION OF CORE MATERIAL		*	IF TRANSVERSE CRACKS ARE DEEP AND EXTEND BELOW RES. WATER LEVEL.	LOSS OF FREEBOARD. EMBANKMENT CRACKING. INCREASED SEEPAGE. BREACHING AND FAILURE OF DAM	LOWER RESERVOIR. DETERMINE EXTENT OF CRACKING BY TEST PITS OR BORINGS. EXCAVATE TO DEPTH OF CRACKS AND BACKFILL WITH COMPACTED IMPERVIOUS SOIL. BENTONITE GROUTING
4.1.2		LONGITUDINAL CRACKING	CRACKS IN ROADWAY, SIDEWALKS AND PARAPETS. DIPS AND BUMPS IN PAVEMENT SURFACES. TILTING OF POSTS AND PARAPETS. DISPLACEMENT MEASUREMENTS.	RAPID RESERVOIR DRAINAGE. EARTHQUAKE. UNEQUAL DEFORMATION OF SHELL & CORE MATERIALS. TRANSVERSE CRACKING WITHIN CORE OF DAM. SETTLEMENT OF POORLY COMPACTED ROCKFILL SHELLS.		*	IF CRACKS DAY-LIGHT BELOW WATER LEVEL & EXTEND INTO CORE	EMBANKMENT CRACKING. INCREASED SEEPAGE. SLOPE FAILURE.	SEE 4.1.1
4.1.3		EXCESSIVE SETTLEMENT.	MEASUREMENTS OF SURVEY MONUMENTS OR INTERNAL SETTLEMENT. DIPS IN ROAD. DEPRESSIONS ON SLOPES	EMBANKMENT AND FOUNDATION CONSOLIDATION.		*	IF CREST SETTLES TO < 2 FT (0.6M) OF NORMAL WATER LEVEL	LOSS OF FREEBOARD. RISK OF OVERTOPPING	RAISE DAM BY PLACING ADDITIONAL COMPACTED SOIL AFTER STUDY OF FOUNDATION CONDITIONS. LOWER RESERVOIR
4.1.4		LOSS OF EMBANKMENT MATERIAL.	SUDDEN INCREASE IN SETTLEMENT AND LEAKAGE. SINKHOLES. DISCOLORATION OF SEEPAGE WATER	INTERNAL EROSION OF EMBANKMENT OR FOUNDATION. PIPING. SINKHOLES IN SOLUBLE FOUNDATION		*		PROGRESSIVE EROSION. BREACHING AND FAILURE OF DAM	LOWER RESERVOIR. REMOVE MATERIALS FROM SINKHOLES AND REPLACE WITH COMPACTED FILL. & RESTORE DAM. SEE ALSO 4.3.1
4.1.5		SLOPE INSTABILITY.	LONGITUDINAL CRACKS WITH OR WITHOUT VERTICAL DISPLACEMENT. DISPLACEMENT MEASUREMENTS. SLIDES.	INSUFFICIENT SHEAR STRENGTH OF EMBANKMENT OR FOUNDATION MATERIALS.		*		SUCCESSIVE FAILURES ABOVE UP-SLOPE AS UNSTABLE SCARPS SLIDE AGAIN. POSSIBLE LOSS OF FREEBOARD AND LOSS OF EMBANKMENT BY BREACHING.	SEE 4.2.2 & 4.3.2
4.1.6		EXCESSIVE HORIZONTAL DISPLACEMENT.	MEASUREMENTS OF SURVEY MONUMENTS. LATERAL WEAVES IN WALLS OR ROADWAY.	SLIDING OF THE EMBANKMENT AND OR FOUNDATION		*		LOSS OF DAM	SEE 4.3.2

---

#### 4.1.1.3 Downstream Face and Toe

- Increased flow from drains.
- Color change or turbidity of seepage water; piping.
- Wet spots, boils or soft areas.
- Cracking on slopes or near crest.
- Sloughs, ravelling, sliding, bulging, or depressions.
- Erosion or gullies.
- Vegetation: type, color, rate of growth.
- Animal burrows.

#### 4.1.1.4 Foundation and Abutments

- Movement, sliding, sloughs, cracking, depressions, bulges.
- Erosion.
- Color change or turbidity of seepage water; piping.
- Wet spots, boils or soft areas.
- Galleries and tunnels: heaving, squeezing, offsets and rock-falls, turbid or excessive flow.
- Vegetation: type, color, rate of growth.

#### 4.1.1.5 Instrumentation and Measurements

- Surface monuments: settlement and lateral deformation.
- Weir or flume measurements of seepage or drainage flow.
- Internal pore pressures (piezometers).
- Embankment movement (inclinometers, extensometers, settlement cells).
- Seismographs (if installed).

### 4.2 INVENTORY OF POTENTIAL INCIDENTS

Table 4-1 is an inventory of potential incidents, defects and problems for embankment dams. It shows the types of defects which may be observed during inspection, their causes, the degree of deficiency, potential effects on embankment dam performance and some possible remedial actions to correct a particular defect.

Table 4-1 (continued)

NO.	FEATURE	DEFECT	INDICATORS	POSSIBLE CAUSES	DEGREE OF DEFICIENCY			POTENTIAL EFFECTS	POSSIBLE REMEDIAL MEASURES
					MINOR	SERIOUS	VERY SERIOUS		
4.2	<u>UPSTREAM FACE</u>								
4.2.1		LOSS OF EMBANKMENT MATERIAL & EXCESSIVE LEAKAGE THRU DAM	BUBBLING OR VORTICES IN RESERVOIR SURFACE UNPLANNED DROP IN RESERVOIR LEVEL. SINKHOLES.	INTERNAL EROSION OF EMBANKMENT OR FOUNDATION. PIPING. MAJOR CRACKING IN CONCRETE OR ASPHALT DISCOLORATION OF SEEPAGE WATER			*	INCREASING LEAKAGE. PIPING & EROSION OF DAM MATERIAL. FAILURE OF DAM.	LOWER RESERVOIR SEE 4.1.4 & 4.3.1
4.2.2		SLOPE INSTABILITY	CRACKING. RAVELLING. SLIDING. BULGING. DEPRESSIONS. SCARPS	INSUFFICIENT SHEAR STRENGTH OF EMBANKMENT OR FOUNDATION MATERIALS. EARTHQUAKE. RAPID RESERVOIR DRAINDOWN.		*		IF DEEP-SEATED. LOCAL SLIDES PROGRESSIVELY MOVING UPSLOPE. POSSIBLE LOSS OF FREEBOARD. BLOCKAGE OF INTAKES AND CONDUITS BY SLIDE DEBRIS	LOWER RESERVOIR. PLACE COMPACTED OR DUMPED FILL BUT-TRESS AGAINST UPSTREAM SLOPE. REMOVE SLIDE MATERIAL & REBUILD PORTION OF DAM.
4.2.3		CRACKING	TRANSVERSE &/OR LONGITUDINAL CRACKING. DISPLACEMENT MEASUREMENT.	SEE 4.1.1 & 4.1.2		SEE 4.1.1 & 4.1.2	*	SEE 4.1.1	SEE 4.1.1
4.2.4		SLOPE EROSION	SLOPE EROSION. LOSS OF RIPRAP. GULLIES. MATERIAL ACCUMULATED AT TOE OF SLOPE	INSUFFICIENT PROTECTION OF FACE AGAINST WAVE ACTION OR SURFACE RUNOFF WEATHERING OF RIPRAP.	*			PROGRESSIVELY DEEPER EROSION GULLIES. LOSS OF RIPRAP & EMBANKMENT MATERIAL.	REMOVE LOOSE MATERIAL AND REPLACE WITH COMPACTED FILL. PLACE RIPRAP FOR EROSION PROTECTION. OR REPLACE ORIGINAL WITH LARGER SIZE. USE OF BAGGINS.
4.2.5		CONCRETE FACING DETERIORATION	CRACKING OF SLABS. SEPARATION OF JOINTS. DAMAGE TO WATERSTOPS. TILTING OF SLABS	UNEVEN EMBANKMENT SETTLEMENT. FREEZE-THAW ACTION		FOR ROCK-FILL DAMS	FOR EARTH-FILL DAMS	LOSS OF WATER. EROSION OF EMBANKMENT MATERIALS. FAILURE OF EARTH-FILL DAM.	REPLACE DAMAGED PANELS. PLACE IMPERVIOUS MATERIALS IN LOCAL DAMAGED AREAS. CONSIDER USING SYNTHETIC MEMBRANES OR COMBINATIONS OF BITUMINOUS EMULSIONS AND POLYMERIC COMPONENTS
4.2.6		CORROSION OF STEEL REINFORCEMENT IN CONCRETE FACING	DETAILED INSPECTION	STEEL EXPOSED TO ATMOSPHERE.		*		SEE 4.2.5	REPAIR OR REPLACE DAMAGED PANELS WITH ADDITIONAL COVER & REINFORCEMENT.
4.2.7		DETERIORATION OF STEEL FACING	BUCKLING. BENDING. PUNCTURES. LEAKAGE	UNEVEN EMBANKMENT SETTLEMENT. IMPACT OF LARGE ROCK OR DEBRIS		*	*	SEE 4.2.5	REPLACE DAMAGED PANELS
4.2.8		CORROSION OF STEEL FACING	VISIBLE CORROSION. LEAKAGE	STEEL EXPOSED TO ORGANIC MATTER IN RESERVOIR WATER		*		SEE 4.2.5	REPLACE DAMAGED PANELS. APPLY PROTECTIVE COATING.
4.2.9		DETERIORATION OF TIMBER FACING	ROTTEN TIMBERS. LEAKAGE	ROT. FUNGI		FOR ROCK-FILL DAMS	FOR EARTH-FILL DAMS	SEE 4.2.5	REPLACE DETERIORATED TIMBERS OR PANELS. APPLY PROTECTIVE COATING.

Table 4-1 (continued)

NO.	FEATURE	DEFECT	INDICATORS	POSSIBLE CAUSES	DEGREE OF DEFICIENCY			POTENTIAL EFFECTS	POSSIBLE REMEDIAL MEASURES	
					MINOR	SERIOUS	VERY SERIOUS			
4.3	<b>DOWNSTREAM FACE AND TOE</b>									
4.3.1		EXCESSIVE EMBANKMENT LEAKAGE	<p>EXCESSIVE OR INCREASED FLOW FROM DRAINS. FLOW TURBIDITY. CHANGE OF FLOW COLOR. SINKHOLES</p> <p>WET SPOTS. SOFT AREAS. AREAS WITH GROWTH OF HEAVY GREENER VEGETATION</p> <p>BOILS</p> <p>CHANGES IN EFFLUENT TEMPERATURE</p> <p>SEEPAGE FROM ANIMAL BURROWS OR ALONG TREE ROOTS</p>	<p>CONCENTRATED FLOW ALONG EMBANKMENT CRACKS. INTERNAL EROSION OF EMBANKMENT.</p> <p>SEEPAGE ALONG PERVIOUS LAYERS BYPASSING INTERNAL DRAIN SYSTEM. OR ALONG CONTACT WITH ROCK OR STRUCTURES</p> <p>EXCESSIVELY HIGH EXIT GRADIENT</p> <p>CHANGE IN INTERNAL DRAINAGE PATTERNS</p> <p>CHANNELS FORMED BY DECOMPOSITION OF ORGANIC MATERIAL. LEAKAGE ALONG ANIMAL BURROWS</p>			*	<p>PROGRESSIVE INTERNAL EROSION OF EMBANKMENT AND INCREASING LEAKAGE POSSIBLE EMBANKMENT FAILURE</p> <p>HIGH PHREATIC LEVEL IN DOWNSTREAM SLOPE COULD LEAD TO SLOPE INSTABILITY</p> <p>PROGRESSIVE INTERNAL EROSION OF EMBANKMENT. POSSIBLE EMBANKMENT FAILURE</p> <p>NEW SEEPAGE PATHS</p>	<p>EMERGENCY MEASURES INCLUDE: LOWER RESERVOIR LEVEL. BULLDOZE MATERIALS INTO THE RESERVOIR FROM THE EMBANKMENT CREST. PLACE COMPACTED BUTTRESS FILL ON DOWNSTREAM SLOPE WITH PROPERLY DESIGNED FILTER AND DRAIN LAYERS. PERMANENT MEASURES INCLUDE: CONSTRUCT CUTOFF THROUGH DAM AND FOUNDATION. SUPPLEMENT GROUT CURTAIN. CONSTRUCT IMPERVIOUS UPSTREAM BLANKET WITH IMPERVIOUS CLAYEY SOIL OR SYNTHETIC MEMBRANE LINER.</p> <p>EXCAVATE ROOTS AND BURROWS. REPLACE WITH COMPACTED FILL. CONTROL RODENTS</p>	
4.3.2		SLOPE INSTABILITY	<p>RAVELLING. SHALLOW SLIDES AND CRACKS. SCARPS.</p> <p>DEEP CRACKS AND SLIDES. BULGES AND DEPRESSIONS. SCARPS.</p>	<p>INSUFFICIENT SHEAR STRENGTH OF SOIL WHEN SATURATED BY HEAVY RAINFALL</p> <p>INSUFFICIENT SHEAR STRENGTH OF EMBANKMENT OR FOUNDATION MATERIALS EARTHQUAKE LOADING</p>			*	<p>VERY SERIOUS IF ASSOCIATED WITH WET ZONES OR SEEPAGE AT THE DOWNSTREAM TOE</p> <p>AS ABOVE</p>	<p>PROGRESSIVE SLOUGHING AND DEEPER SLIDES. FAILURE OF DAM.</p> <p>SUCCESSIVE SLIDES MOVE UPSLOPE AS UNSTABLE SCARPS SLIDE AGAIN. POSSIBLE LOSS OF FREEBOARD AND LOSS OF EMBANKMENT BY BREACHING</p>	<p>FLATTEN DOWNSTREAM SLOPE BY CONSTRUCTING COMPACTED FILL BUTTRESS WITH ADEQUATE FILTERS AND DRAIN LAYERS. INSTALL PRESSURE RELIEF WELLS THROUGH FOUNDATION MATERIALS. INSTALL DRAINS IN DOWNSTREAM PORTION OF DAM. CONSTRUCT IMPERVIOUS BLANKET ON UPSTREAM FACE.</p>
4.3.3		SLOPE EROSION	EROSION GULLIES AT SLOPE AND ALONG EMBANKMENT-ABUTMENT CONTACTS.	INSUFFICIENT PROTECTION OF SLOPE AGAINST SURFACE RUNOFF			*	PROGRESSIVE WEAKENING OF SLOPE AND DEEPER EROSION GULLIES	REMOVE LOOSE MATERIALS AND REPLACE WITH COMPACTED FILL. SEED-MULCH SLOPE. PLACE RIPRAP.	
4.3.4		TRANSVERSE OR LONGITUDINAL CRACKS.	MEASUREMENTS OF SLAVEY INDICATORS OR INTERNAL DISPLACEMENT INSTR.	SEE 4.1.1 DIFFERENTIAL SETTLEMENT OF EMBANKMENT OR FOUNDATION			*	SEE 4.1.1	SEE 4.1.1	
4.3.5		CLOGGED DRAINS	INCREASED PIEZOMETRIC PRESSURE	INTERNAL DISPLACEMENT OF FINE PARTICLES. EXCESSIVE VEGETATION AND ROOT GROWTH. CHEMICAL DEPOSITS. IRON BACTERIA			*	HIGH PHREATIC LEVEL IN DOWNSTREAM SLOPE POSSIBLY LEADING TO SLOPE INSTABILITY	SEE 4.3.1 INSTALL NEW DRAINAGE SYSTEM. REMOVE TREES AND ROOTS. CLEAN OUT DRAINS.	

Table 4-1 (continued)

NO.	FEATURE	DEFECT	INDICATORS	POSSIBLE CAUSES	DEGREE OF DEFICIENCY			POTENTIAL EFFECTS	POSSIBLE REMEDIAL MEASURES
					MINOR	SERIOUS	VERY SERIOUS		
4.4	<b>FOUNDATIONS AND ABUTMENTS</b>					*			
4.4.1		EXCESSIVE SETTLEMENT	MEASUREMENTS OF SURVEY MONUMENTS OR INTERNAL DISPLACEMENT INSTRUMENTS. DIPS IN ROADS. DISRUPTION OF UTILITIES	EARTHQUAKE LOADING. EMBANKMENT LOAD. CONSOLIDATION OF UNDERLYING SOILS. REGIONAL SUBSIDENCE. INTERNAL EROSION OF FOUNDATION SOILS ALONG CONCENTRATED LEAKS. SOLUTION OF FOUNDATION MATERIALS.			*	LOSS OF FREELBOARD  PROGRESSIVE INTERNAL EROSION OF EMBANKMENT OR SOLUTION OF FOUNDATION. POSSIBLE LOSS OF EMBANKMENT	SEE 4.1.1  SEE 4.1.4
4.4.2		DIFFERENTIAL SETTLEMENT	SEE 4.1.1	SEE 4.1.1		*		SEE 4.1.1	SEE 4.1.1
4.4.3		EXCESSIVE SEEPAGE	EXCESSIVE OR INCREASED FLOW COLLECTED IN INSPECTION OR DRAINAGE TUNNELS AND GALLERIES OR DOWNSTREAM OF THE DAM IN WEIRS AND FLUMES. FLOW TURBIDITY. CHANGE IN FLOW COLOR ALSO SEE 4.3.1	INTERNAL EROSION OF EMBANKMENT, FOUNDATION, OR ABUTMENT MATERIALS ALONG CONCENTRATED LEAKS. LEACHING OF SOLUBLE MATERIALS. DETERIORATION OF GROUT CURTAIN ALSO SEE 4.3.1			*	DIFFERENTIAL SETTLEMENT OF EMBANKMENT. CRACKING, PIPING. FAILURE OF DAM. ALSO SEE 4.3.1	SEE 4.3.1
4.4.4		ABUTMENT OR FOUNDATION INSTABILITY	MOVEMENTS, SLIDES, SLOSHES. CRACKING, DEPRESSIONS, OR BULGES IN SOIL OR ROCK SLOPES. MOVEMENTS ALONG ROCK DISCONTINUITIES. ROCK FALLS. OFFSETS AND OPENING OF CRACKS IN CONCRETE LININGS OF GALLERIES AND INSPECTION TUNNELS. HEAVING OR SQUEEZING GROUND IN GALLERIES OR TUNNELS	INSUFFICIENT SHEAR STRENGTH. EMBANKMENT AND RESERVOIR LOADING. STRESS RELIEF INDUCED BY EXCAVATION. EARTHQUAKE.			*	PROGRESSIVE SLOPE FAILURES AND LOSS OF EMBANKMENT BY BREACHING	SEE 4.3.2
4.4.5		EROSION	SEE 4.3.3	SEE 4.3.3	*			SEE 4.3.3	SEE 4.3.3



SETTLEMENT AND CRACKING OF EARTHFILL DAM  
DUE TO SHALE FOUNDATION FAILURE  
Waco Dam, Texas, 1961  
(Courtesy: U.S. Army, Corps of Engineers)



---

### 4.3 APPRAISAL AND EVALUATION

#### 4.3.1 Classification of Incidents

The degree of an incident, deficiency or defect which may occur in a dam is classified as minor, serious or very serious. An incident which may either reduce stability of the dam below acceptable limits or lead to an unsafe situation is classified as serious or very serious. Only serious or very serious incidents or defects are discussed in the following paragraphs.

For a particular dam, each defect has to be considered together with others and on a site-specific basis in order to evaluate its probable impact on performance of the dam.

#### 4.3.2 Crest and Roadway

##### 4.3.2.1 Cracking

(a) Transverse cracking. This type of cracking may be caused by differential settlement of the dam or the foundation, or by shrinkage of the clay core. It can occur when some portions of the dam foundation are relatively more compressible than the remaining. For example, a clay-filled channel in a rock foundation could cause differential settlement. Sharp irregularities in an abutment can also cause differential settlement and transverse cracking. Some core materials, particularly silts, are susceptible to cracking. Earthquakes can also cause such cracks.

Transverse cracking can be a very serious problem because, if sufficiently deep, the cracks can provide a path for concentrated leakage. Transverse cracks that are in wet zones or from which water is emerging should be repaired with urgency. The extent and depth of each transverse crack should be investigated by test pits, trenches or borings.

(b) Longitudinal cracking. Longitudinal cracks are often the result of differential settlement between the core and the shell zones of the dam, particularly when the shells are rockfill. Shells founded on compressible foundation materials can settle relative to the core producing longitudinal cracks. An earthquake or rapid reservoir drawdown can also cause such relative settlements and cracks.

Longitudinal cracks which have offsets between the upstream and downstream sides are very serious, because that could indicate incipient or initial slope failure.



Open crack when it occurred



Crack repaired by excavation of loose material  
and compacted impervious backfill  
**LONGITUDINAL CRACK IN TOP OF ROCKFILL DAM**  
Watauga Dam, Tennessee  
(Courtesy: Tennessee Valley Authority)

Cracks without vertical displacement may result from tension and can also indicate incipient failure conditions. Longitudinal cracks may also indicate the presence of hidden transverse cracks within the core of the dam.

#### 4.3.2.2 Embankment Movements

(a) Settlement. Significance of embankment settlement is determined by the time rate of change, which is linked to the cause. Slowly decreasing settlement is due to embankment and/or foundation consolidation; it is not a serious problem unless the crest camber is lost and the freeboard reduced below permissible limit.

Sudden or rapid increase in settlement is a very serious problem; it could be caused by loss of material by piping or internal erosion due to a rapidly progressing leak through the dam or the foundation. It may also be caused by development of a sinkhole beneath the dam. Voids resulting from solution of limestone, gypsum or other soluble minerals in rock are fairly common. In the foundation such voids are often naturally filled with soil; however, some soils can be subsequently washed out of the foundation by high seepage pressure gradients causing a sudden collapse of a portion of the dam into the void or sinkhole.

(b) Lateral displacement. Some lateral displacement of an embankment dam associated with reservoir filling is a normal phenomenon which stabilizes after three or four years of operation. However, increasing and continuous lateral displacement of the crest, which may be associated with cracking, could be a very serious problem.

#### 4.3.3 Upstream Face

##### 4.3.3.1 Seepage and Leakage

(a) Vortices and bubbling. Vortices or bubbling in the reservoir surface near the dam are signs of a major leak through the dam which may be increasing rapidly. It may be associated with advanced piping in the core or large cracks in the concrete or asphalt face of a dam. Since such incidents can rapidly lead to breaching or failure of the dam, particularly in earth dams, they should be treated as an emergency.

(b) Sudden reservoir drop. An unexpected or unplanned sudden drop in reservoir level should be interpreted as an incipient failure condition resulting from advanced piping and major leakage through the dam. It should be treated on an emergency basis.

(c) Sinkholes. Sinkholes in the upstream face are very serious because they are an indication of extensive piping and internal erosion. This is a problem that can quickly worsen and lead to dam failure, and therefore, requires urgent attention.

4.3.3.2 Slope Instability. Upstream slope failures (slides and sloughing) are often associated with rapid reservoir drawdown, resulting from insufficient dissipation of pore pressures as the reservoir is lowered. These slides are a serious problem; although, dam breaching is generally unlikely because of the lowered reservoir level. However, slide debris can block intake structures of outlets and thereby prevent the reservoir from being emptied.

#### 4.3.3.3 Erosion

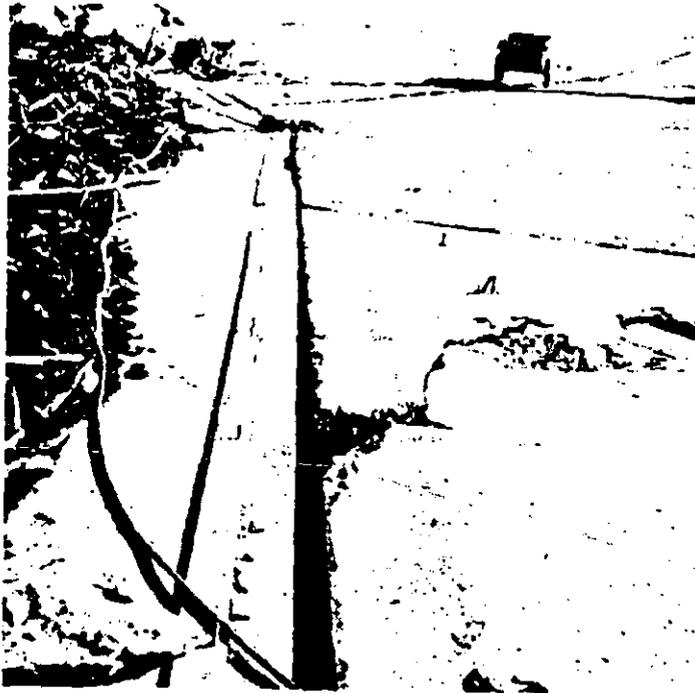
(a) Caused by runoff. Surface runoff can cause erosion of unprotected portions of the upstream face above the waterline. Especially vulnerable are the embankment-abutment contacts. Erosion can become serious if allowed to progress into the embankment below the riprap.

(b) Riprap erosion. Periods of prolonged wave action can dislodge and erode riprap. Once the riprap has been removed, erosion into the embankment can progress more rapidly causing steepening or undercutting of the upstream slope and making it unstable. Erosion of the upstream slope may not be apparent following a storm because an increased reservoir level submerges the problem area.

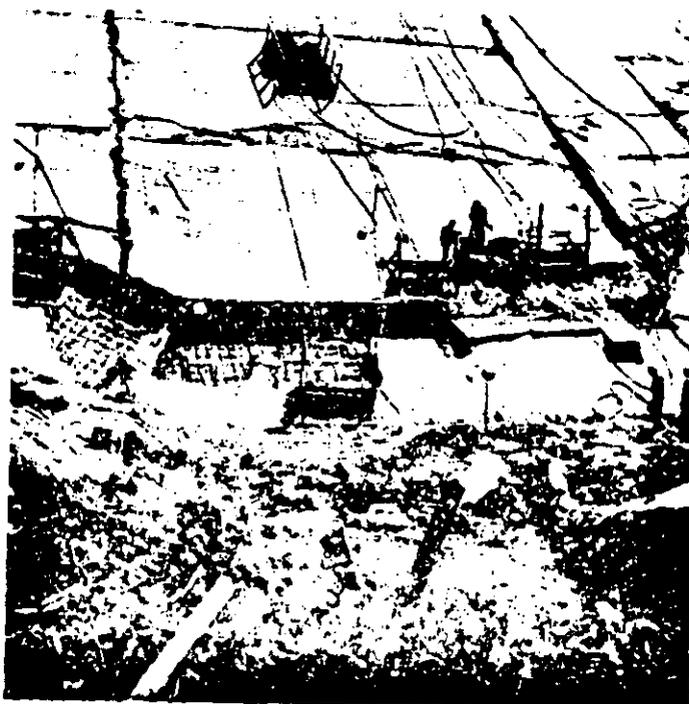
#### 4.3.3.4 Concrete or Asphalt Face Deterioration

(a) Cracking and separation at joints. Cracking of slabs and separation at joints is generally caused by embankment settlement. Freeze-thaw action can also cause cracking of concrete facing. Joint separation between panels of concrete-faced dams can damage the waterstops, particularly if offsets occur across joints. This can lead to leakage, which if large enough can be a serious problem. Due to the greater flexibility of earthfill dams, leakage through the concrete or asphalt facing should be viewed as a very serious problem requiring immediate attention.

(b) Rebar corrosion. The extent of rebar corrosion is difficult to determine. Corrosion can lead to cracking, spalling and eventual failure of concrete facing; it can be a serious problem which should be evaluated by specialists.



**CONCRETE FACE ROCKFILL DAM**  
**DAMAGE AND REPAIRS TO SLABS AND PLINTH BLOCK**  
Note: Open joint with offset between slabs,  
spalled concrete and new plinth  
construction  
Courtright Dam, California  
(Courtesy: Pacific Gas and Electric Co.)





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

**INSPECCION Y EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DE PRESAS**

**ING. J. GUILLERMO P. GARCIA MALO F**

**OCTUBRE, 1992**

Deslizamientos en los empujamientos o en la cimentación. (4.4.4)	Movimientos. Deslizamientos. Depresiones. Abultamientos. Movimientos a lo largo de discontinuidades -- (en roca). Apertura de grietas en revestimiento de galerías y túneles.	Insuficiente resistencia al esfuerzo cortante. Fuerzas hidrodinámicas. Liberación de esfuerzos inoiciados por excavación. Sismos.		•	Fallas progresivas del -- talud. Falla de la presa por -- ruptura.	Ver. 4.3.2
Erosión (4.4.5)	Ver. 4.3.3	Ver. 4.3.3		•	Ver 4.3.3	Ver: 4.3.3

1/ Publicación del "ELECTRIC POWER RESEARCH INSTITUTE" (EPRI)  
3412 HILLVIEW AVENUE.  
PALO ALTO, CALIFORNIA 94304  
E.U.A.

Traducción: Ing. J. Guillermo P. García Malo Flores

No.	Date	Particulars	Debit	Credit	Balance
1	1912	...			
2	1912	...			
3	1912	...			
4	1912	...			
5	1912	...			
6	1912	...			
7	1912	...			
8	1912	...			
9	1912	...			
10	1912	...			
11	1912	...			
12	1912	...			
13	1912	...			
14	1912	...			
15	1912	...			
16	1912	...			
17	1912	...			
18	1912	...			
19	1912	...			
20	1912	...			
21	1912	...			
22	1912	...			
23	1912	...			
24	1912	...			
25	1912	...			
26	1912	...			
27	1912	...			
28	1912	...			
29	1912	...			
30	1912	...			
31	1912	...			
32	1912	...			
33	1912	...			
34	1912	...			
35	1912	...			
36	1912	...			
37	1912	...			
38	1912	...			
39	1912	...			
40	1912	...			
41	1912	...			
42	1912	...			
43	1912	...			
44	1912	...			
45	1912	...			
46	1912	...			
47	1912	...			
48	1912	...			
49	1912	...			
50	1912	...			
51	1912	...			
52	1912	...			
53	1912	...			
54	1912	...			
55	1912	...			
56	1912	...			
57	1912	...			
58	1912	...			
59	1912	...			
60	1912	...			
61	1912	...			
62	1912	...			
63	1912	...			
64	1912	...			
65	1912	...			
66	1912	...			
67	1912	...			
68	1912	...			
69	1912	...			
70	1912	...			
71	1912	...			
72	1912	...			
73	1912	...			
74	1912	...			
75	1912	...			
76	1912	...			
77	1912	...			
78	1912	...			
79	1912	...			
80	1912	...			
81	1912	...			
82	1912	...			
83	1912	...			
84	1912	...			
85	1912	...			
86	1912	...			
87	1912	...			
88	1912	...			
89	1912	...			
90	1912	...			
91	1912	...			
92	1912	...			
93	1912	...			
94	1912	...			
95	1912	...			
96	1912	...			
97	1912	...			
98	1912	...			
99	1912	...			
100	1912	...			



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

**FLUJO DE AGUA EN EL CORAZON**

**ING. RICARDO VILABOA AZCANIO**

**OCTUBRE, 1992**

## FLUJO DE AGUA EN PRESAS DE TIERRA

## 1.- CONSIDERACIONES GENERALES

Cuando se habla de flujo de agua en una presa de tierra, se refiere al estudio del paso del agua por su zona impermeable arcillosa y por su cimentación.

Todas las consideraciones generales para el estudio del flujo de agua, están apoyadas en la suposición de un medio poroso, homogéneo e isótropo, en el que ni el agua ni el suelo se deforman volumétricamente. Asimismo se considera que el suelo está saturado, por lo tanto, el gasto que entra a una determinada zona de flujo, es el mismo que sale de ella, lo cual se expresa mediante la ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

en donde  $v_x$ ,  $v_y$  y  $v_z$  son las velocidades del agua en las tres direcciones ortogonales.

Combinando esta ecuación con la Ley de Darcy, se llega a la Ecuación de Laplace para flujo establecido:

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

en donde  $h$  es la carga hidráulica total:  $h = h_{pres} + h_{pos}$

Para el caso de presas en que se estudia el flujo que escurre a través de una sección plana, se pueden considerar condiciones bidimensionales, por lo que la Ecuación de Laplace quedará:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Esta ecuación permite determinar, una vez definidas las condiciones de frontera, la carga hidráulica total de cualquier punto de la zona de flujo, y por lo tanto, la dirección y velocidad del agua.

La forma práctica y usual de dar solución a esta ecuación, es utilizando el Método Gráfico de las Redes de Flujo de P. Forchheimer, quien lo publicó en 1930, y fué impulsado por Arthur Casagrande, el cual se ha popularizado a tal grado, que es el que más se utiliza desde hace no pocos años.

Por medio de una red de filtración, se tiene información acerca de:

- a) Gastos que se infiltran para determinar pérdidas y para diseñar adecuadamente espesores de filtros de protección.
- b) Subpresiones para determinar esfuerzos efectivos.
- c) Fuerzas de filtración, las cuales deben determinarse, sobre todo, cuando actúan desfavorablemente a la estabilidad de la cortina.
- d) Zonas en las que existen posibilidades de arrastre de partículas de suelo por erosión, lo que puede ocasionar la falla total de la cortina.

## 2.- VALIDEZ DE LA LEY DE DARCY

Es en los suelos en donde el flujo de agua que escurre a través se apega más al regimen laminar establecido por Darcy. Sin embargo, para que sea laminar no se deben rebasar los límites para los cuales el régimen cambia de laminar a turbulento, límites que pueden obtenerse utilizando la Fórmula de Reynolds:

$$R = \frac{v D \rho}{\mu}$$

- en donde: R = Número de Reynolds
- D = Diámetro promedio de partículas, en cm
- v = Velocidad del flujo, en cm/seg
- $\mu$  = Coeficiente de viscosidad del agua, en gr seg / cm<sup>2</sup>
- $\rho$  = Densidad del fluido

En investigaciones realizadas, se ha observado que cuando el flujo cambia de laminar a turbulento, el número R oscila entre 1 y 12. Tratándose de agua que filtre a través de un suelo con velocidad de 0.25 cm/seg, siendo el diámetro medio de sus partículas 0.4 cm y la viscosidad del agua a temperatura de 20° C aproximadamente de 0.01 gr seg/cm<sup>2</sup>, se obtendría  $R \leq 1$ , o sea, que el flujo sería de régimen laminar, no obstante que la velocidad supuesta corresponde a una arena gruesa limpia, y por lo tanto muy elevada.

## 3.- VALORES APROXIMADOS DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

Materiales arcillosos	< 10 <sup>-7</sup>	cm/seg
Limos y arenas limosas a arenas finas	10 <sup>-7</sup> a 10 <sup>-3</sup>	cm/seg
Arenas finas a arenas gruesas limpias	10 <sup>-3</sup> a 1	cm/seg
Gravas limpias	> 1	cm/seg

## 4.- DETERMINACION DE LA LINEA DE CORRIENTE SUPERIOR

Una presa de tierra constituye una región de flujo no confinado, por no poderse determinar "a priori" la posición de la línea de corriente superior, o sea, una de sus fronteras.

CASO A.- EL ANGULO  $\alpha$  QUE FORMA EL TALUD DE AGUAS ABAJO CON LA HORIZONTAL ES < 30°

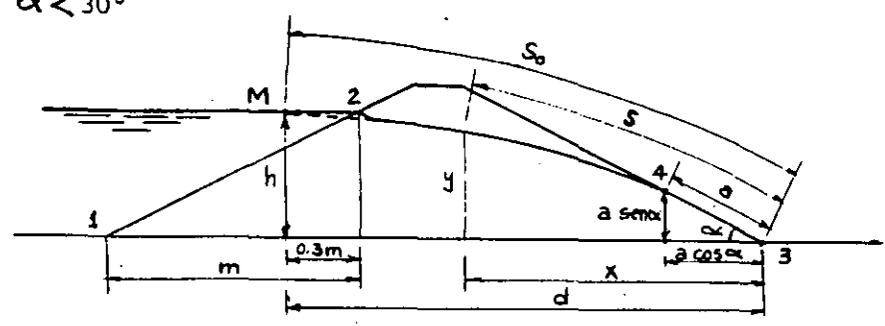
Para resolver este problema, Schaffernak y Van Iterson apoyándose en las hipótesis básicas de la Teoría de Dupuit (1863):

- 1a. Para pequeñas inclinaciones de la línea de corriente superior, se pueden considerar horizontales a las líneas de flujo y verticales a las equipotenciales.
- 2a. El gradiente hidráulico, igual a la pendiente de la línea de corriente superior en un punto cualquiera de ella, es constante en cualquier punto de la vertical trazada por dicho punto.

propusieron la siguiente expresión para obtener la distancia "a" que permite localizar el punto de tangencia de la línea de corriente superior con el talud de aguas abajo ( ver figura ):

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (I)$$

la cual, A. Casagrande recomienda su uso para solamente aquellos casos en que  $\alpha < 30^\circ$



SOLUCION DE SCHAFFERNAK Y VAN ITERSON PARA SECCIONES CON TALUDES  $< 30^\circ$

La curva M 4 es una parábola cuya ecuación es:

$$q(d-x) = k \frac{h^2 - y^2}{2}$$

- en donde: q = gasto total a través de la sección "y"
- d y h = coordenadas del punto M
- x e y = coordenadas del punto bajo el cual se desea medir "q"
- k = coeficiente de permeabilidad

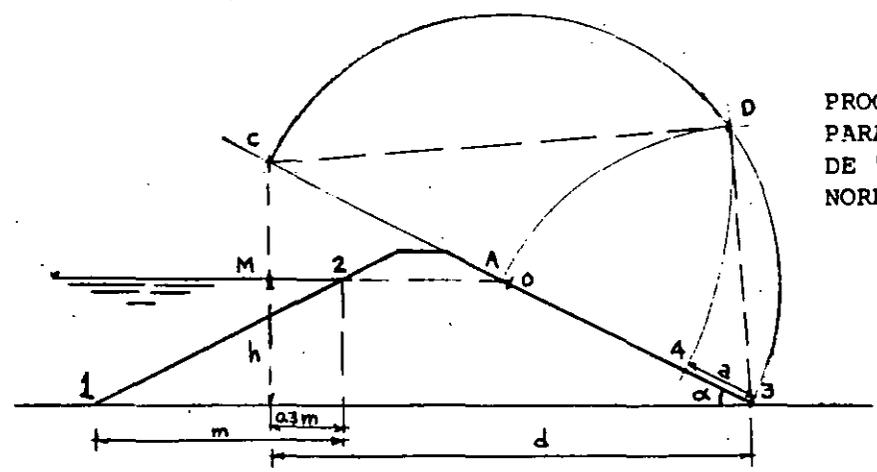
M es un punto localizado en el nivel del agua cuya posición se puede obtener siguiendo la regla propuesta por A. Casagrande mostrada en la figura.

El gasto total que filtra por la presa se puede obtener en la sección vertical que pasa por "4" sin necesidad de trazar la red de flujo, mediante la expresión:

$$q = k \cdot a \cdot \sin \alpha \cdot \tan \alpha$$

la cual se llama "Fórmula de la Tangente"

La localización del punto "4" y la distancia "a", se pueden obtener mediante el procedimiento gráfico siguiente:



PROCEDIMIENTO GRAFICO PARA OBTENER EL VALOR DE "a" EN TALUDES MENORES DE  $30^\circ$

La parábola obtenida pasa por los puntos M y 4, o sea, pasa debajo del punto 2 que es el de entrada de la línea de corriente superior. Debe hacerse a ojo la corrección mostrada en la figura (A. Casagrande)

CASO B.- EL ANGULO  $\alpha$  QUE FORMA EL TALUD DE AGUAS ABAJO CON LA HORIZONTAL ES  $< 60^\circ$

Leo Casagrande, apoyándose en la hipótesis de Dupuit de que el gradiente hidráulico es constante para todos los puntos de una vertical y sustituyendo el valor supuesto en otra de las hipótesis para dicho gradiente al considerar el seno en lugar de la tangente, estableció la expresión para obtener el valor de "a" (ver figuras del Caso A):

$$a = So - \sqrt{So^2 - \frac{h^2}{\text{sen}^2 \alpha}}$$

La ecuación de la línea de corriente superior, es:

$$q (So - S) = k \frac{h^2 - y^2}{2}$$

Para el gasto que pasa por la sección vertical correspondiente al punto "4", obtuvo:

$$q = k \cdot a \cdot \text{sen}^2 \alpha$$

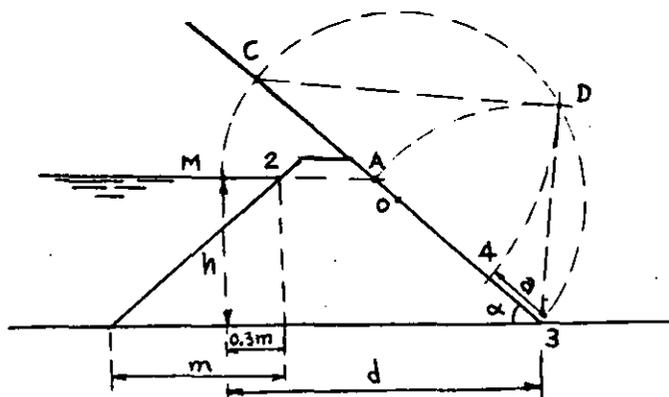
a la cual se llama "Fórmula del Seno"

Para calcular "a", Casagrande recomienda determinar primeramente  $So$  con la fórmula:

$$So = \sqrt{d^2 + h^2}$$

la cual, en cuanto a precisión, es suficiente. Si se desea una mayor precisión, se puede proceder por aproximaciones sucesivas: al obtener con la fórmula el valor de "a<sub>1</sub>" se medirá el de  $So_1$  obtenido, a continuación con este valor se obtendrá con la fórmula el de "a<sub>2</sub>" y se medirá el de  $So_2$ , después con este valor se obtendrá "a<sub>3</sub>", y así sucesivamente.

La ecuación para obtener "a", tiene también la solución gráfica:



PROCEDIMIENTO GRAFICO DE LEO CASAGRANDE PARA OBTENER EL VALOR DE "a" EN TALUDES MENORES DE  $60^\circ$

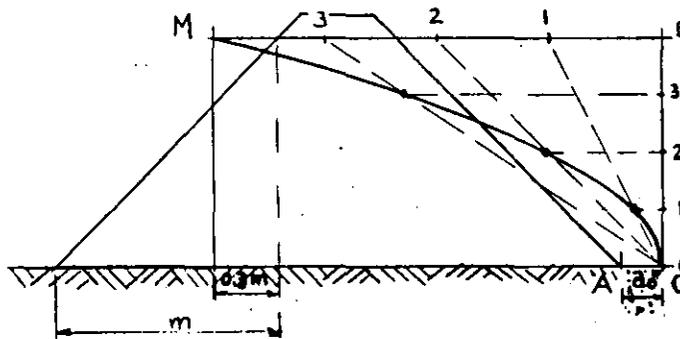
A la parábola obtenida debe hacerse la misma corrección de entrada de la línea de corriente superior indicada en el Caso A.

CASO C.- EL ANGULO  $\alpha$  QUE FORMA EL TALUD DE AGUAS ABAJO CON LA HORIZONTAL QUEDA COMPRENDIDO ENTRE  $60^\circ$  Y  $180^\circ$

El trazo de la línea de corriente superior es resuelto en forma aproximada, pero de alto valor práctico, por A. Casagrande, al utilizar la parábola básica de Kozeny obtenida en 1931 para  $\alpha=180^\circ$ , y ampliarla a los casos comprendidos entre  $60^\circ$  y  $180^\circ$ , complementando con correcciones posteriores tanto a la entrada como a la salida de dicha línea de corriente.

El trazo gráfico de la parábola básica de Kozeny se apoya en propiedades geométricas de dicha curva, misma que debe pasar por el punto M ya conocido y tener su foco en el punto A que se localiza en el pié del talud.

La figura siguiente muestra el procedimiento para el trazo de la parábola básica de Kozeny:



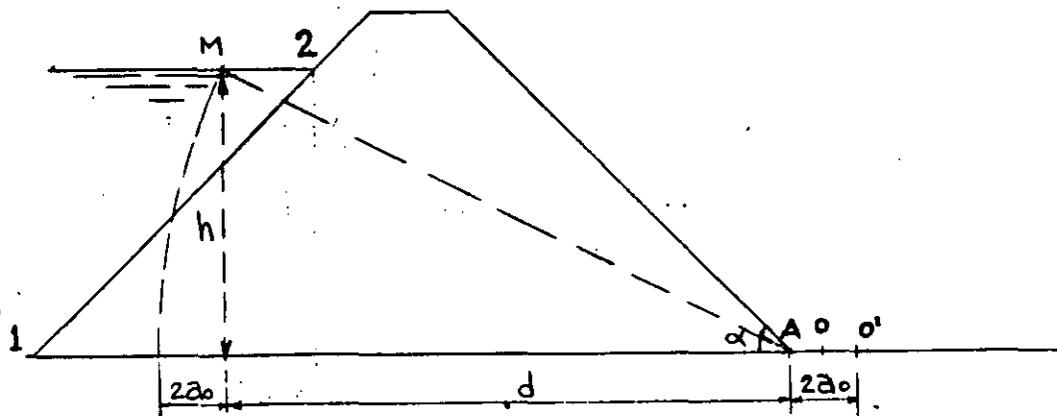
PROCEDIMIENTO GRAFICO PARA EL TRAZO DE LA PARABOLA BASICA DE KOZENY

Los segmentos  $OB$  y  $MB$  se dividen en el mismo número de partes iguales. Por el punto O se trazan rectas hacia las divisiones del segmento  $MB$ . Las horizontales trazadas por los puntos del segmento  $OB$  interceptan a las rectas anteriores y determinan los puntos de la parábola.

La distancia " $a_0$ " que va del pié del talud "A" hacia el punto "O", vértice de la parábola básica, se obtiene con la expresión:

$$a_0 = \frac{1}{2} ( \sqrt{d^2 + h^2} - d )$$

o gráficamente:



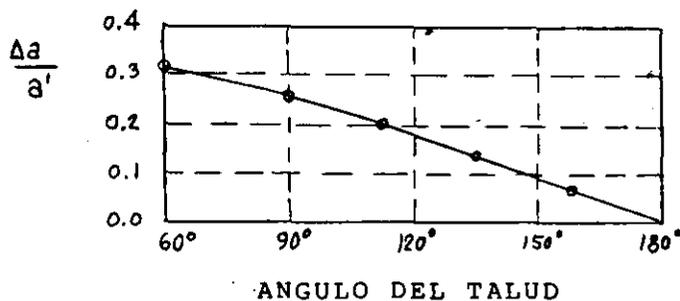
PROCEDIMIENTO GRAFICO PARA OBTENER EL PUNTO "O", VERTICE DE LA PARABOLA BASICA DE KOZENY

Trazada la parábola básica, el paso siguiente es determinar la posición del punto "4" de la línea de corriente superior, para lo cual, A. Casagrande estableció una relación entre las distancias "a'" que va del pié del talud de aguas abajo a la intersección de la parábola básica con dicho talud, y "a", relación que permite determinar la distancia "a", y por consiguiente, la posición del punto "4".

La relación de A. Casagrande, se expresa en la forma:

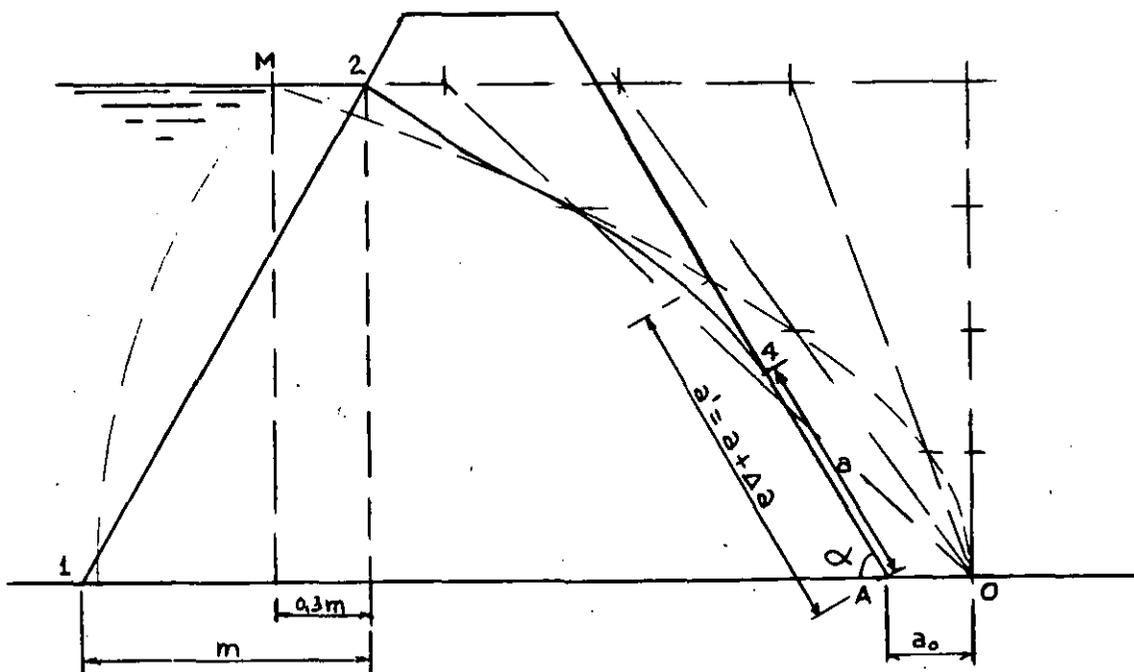
$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} \quad \text{en donde: } a' = a + \Delta a$$

y se representa por medio de la gráfica:



CORRECCION DE A. CASAGRANDE PARA OBTENER EL PUNTO DE SALIDA DE LA LINEA DE CORRIENTE SUPERIOR

Finalmente, se muestran en una sección de cortina la línea de corriente superior apoyada en la parábola básica de Kozeny con las correcciones señaladas anteriormente:



SOLUCION DE A. CASAGRANDE PARA OBTENER LA LINEA DE CORRIENTE SUPERIOR EN SECCIONES CON  $\alpha$  COMPRENDIDO ENTRE 60° Y 180°

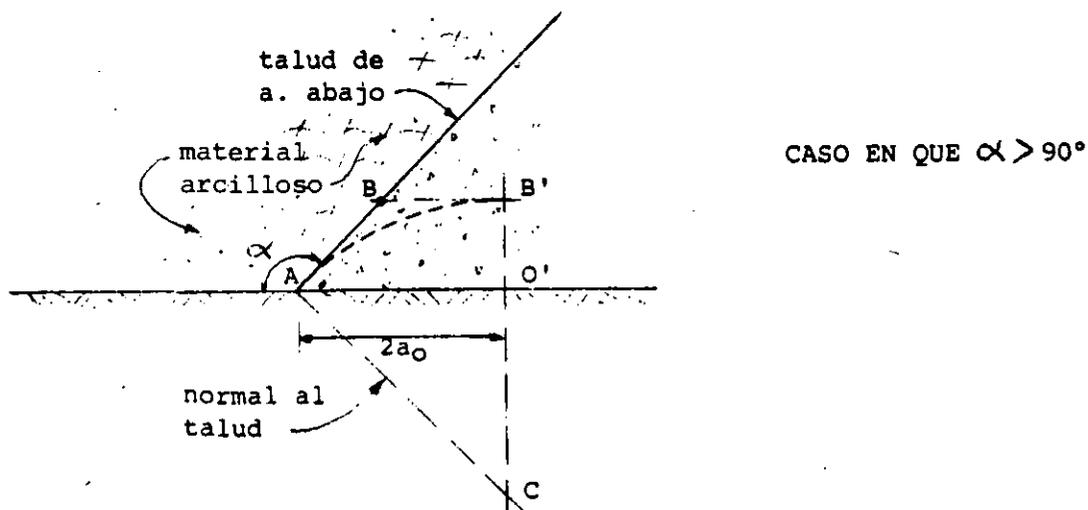
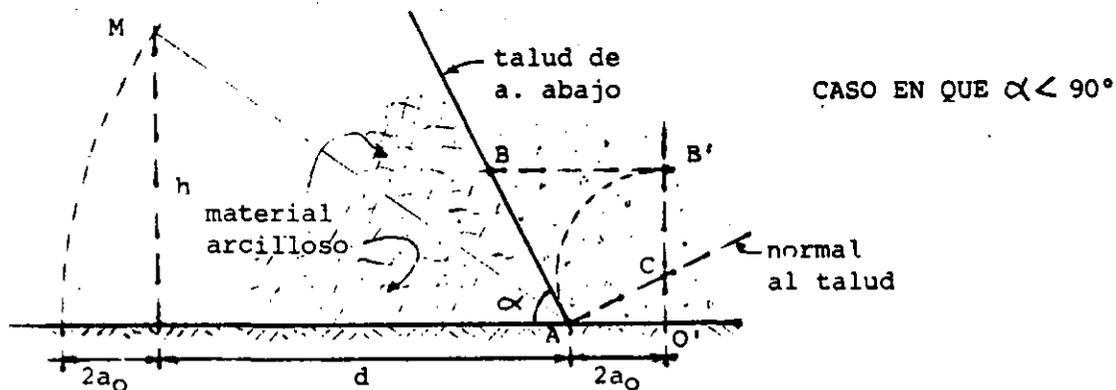
TRAZO DE LA LINEA DE CORRIENTE SUPERIOR SIN NECESIDAD DEL TRAZO DE LA PARÁBOLA BÁSICA DE KOZENY

El punto definido por la intersección de la parábola básica de Kozeny con el talud de aguas abajo, se puede obtener directamente aprovechando propiedades puramente geométricas de la parábola.

Los pasos a seguir son los siguientes:

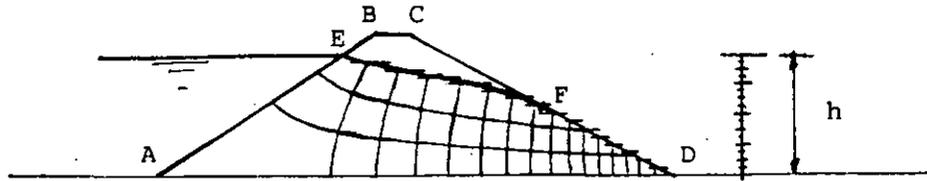
- Se obtiene la distancia  $2a_0$  por alguno de los procedimientos ya descritos anteriormente, apoyados en la localización del punto M, con la cual se determina el punto O' (Ver figuras).
- Se traza una vertical por el punto O', la que debe ser interceptada por una línea recta perpendicular al talud que pase por A, con lo que se define el punto C.
- Haciendo centro en C y con radio  $\overline{CA}$ , se traza un arco que intercepte a la vertical en B'.
- Por el punto B' se traza una horizontal que intercepte al talud en B que es el punto buscado.

El punto B obtenido, corresponde a la intersección de la parábola básica con el talud, al cual debe hacerse la corrección de A. Casagrande para determinar el de salida de la línea de corriente superior.



## 5.- CONDICIONES DE FRONTERA EN UNA PRESA

Aquí es importante señalar, que las cargas que se manejan, son esencialmente hidrostáticas, ya que la carga de velocidad es despreciable.



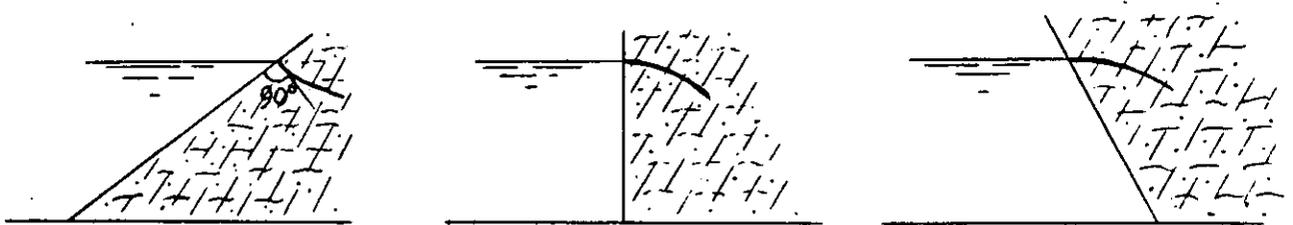
Para el caso de la figura, se tienen las siguientes fronteras:

- LINEA AD** Es de flujo, ya que las componentes normales de la velocidad del agua a lo largo de ella, son nulas.
- LINEA AE** Es equipotencial, ya que cualquier punto de ella, tiene carga hidráulica total:

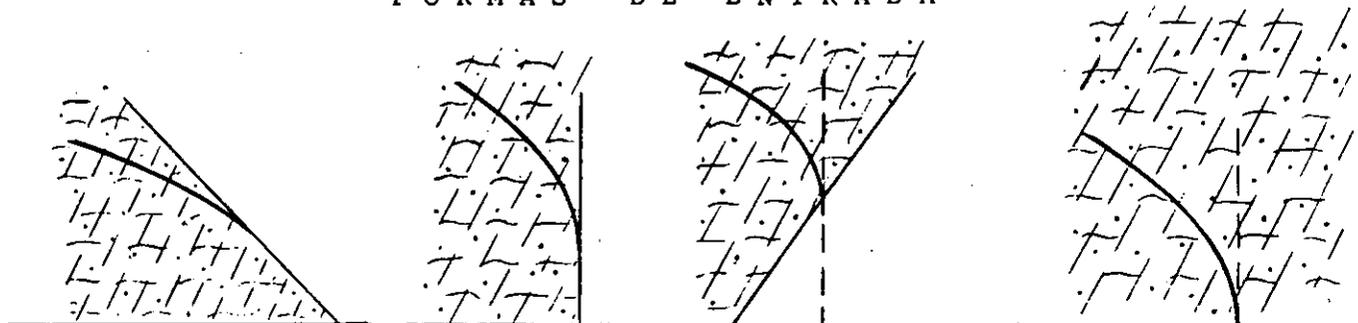
$$h = h_{pos} + h_{pres} = \text{constante}$$

- LINEA EF** Es de flujo, ya que las componentes normales de la velocidad en todo lo largo de la línea, son nulas. La carga de presión en toda la línea es la atmosférica, así que la carga hidráulica total en cualquier punto de ella, es la debida solo a su posición respecto a un plano horizontal, y por consiguiente, la equipotencial que la toque tendrá la misma carga hidráulica que la del punto de contacto. Esto significa que, cuando se tracen equipotenciales con caídas  $\Delta h$  constantes, sobre la línea de saturación, éstas podrán quedar con diferentes espaciamientos para conservar el  $\Delta h$  entre cada dos de ellas contiguas.

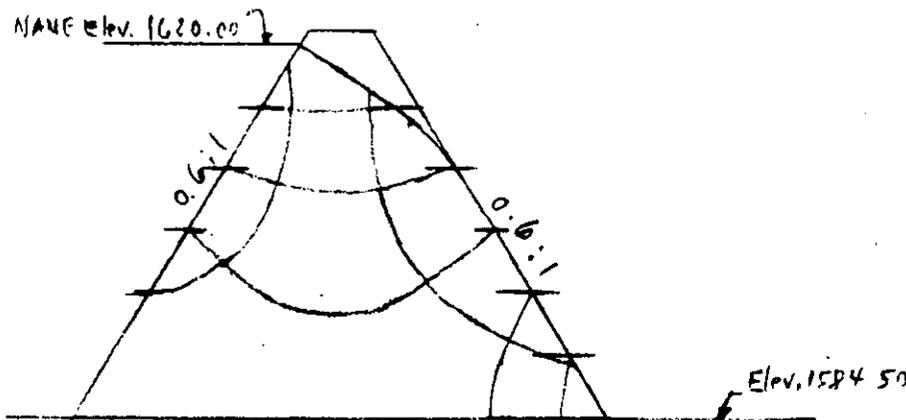
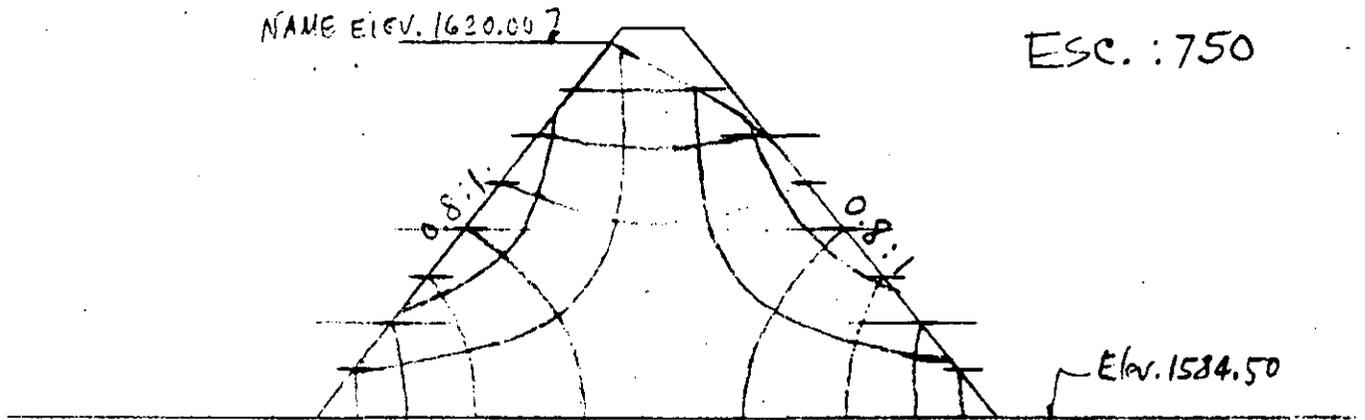
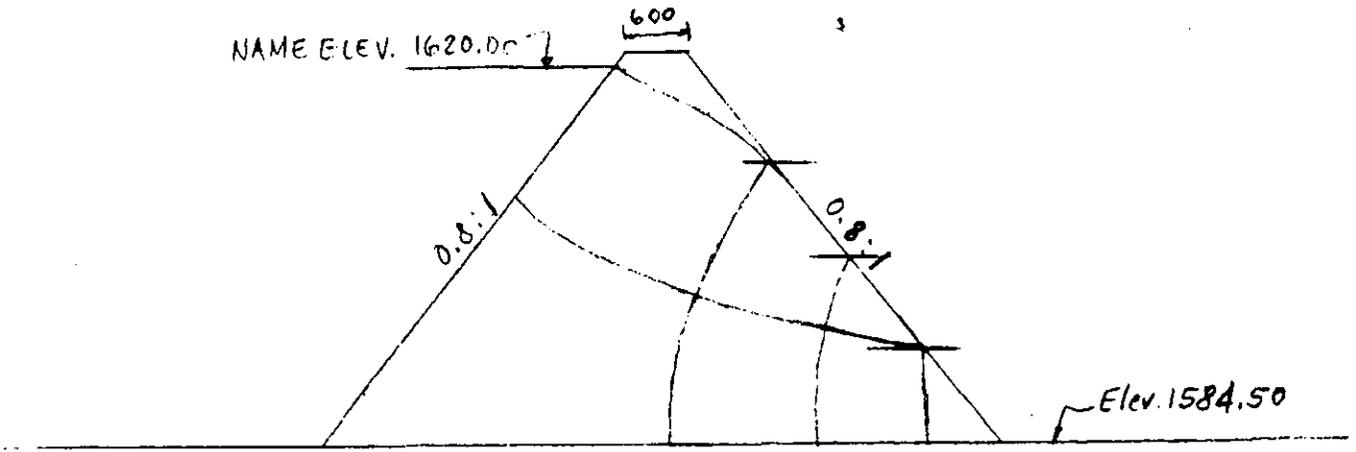
Aquí es conveniente señalar las condiciones de entrada y de salida de la línea de flujo superior, según A. Casagrande, para diferentes casos:



FORMAS DE ENTRADA



FORMAS DE SALIDA

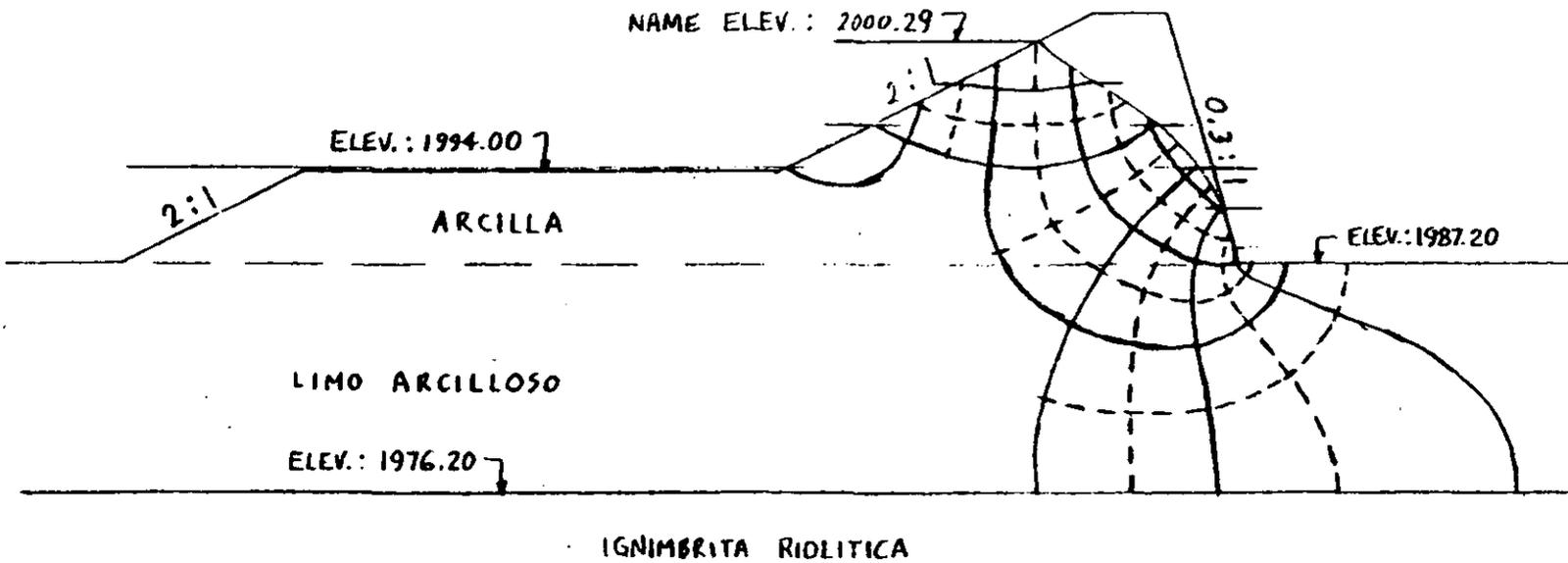
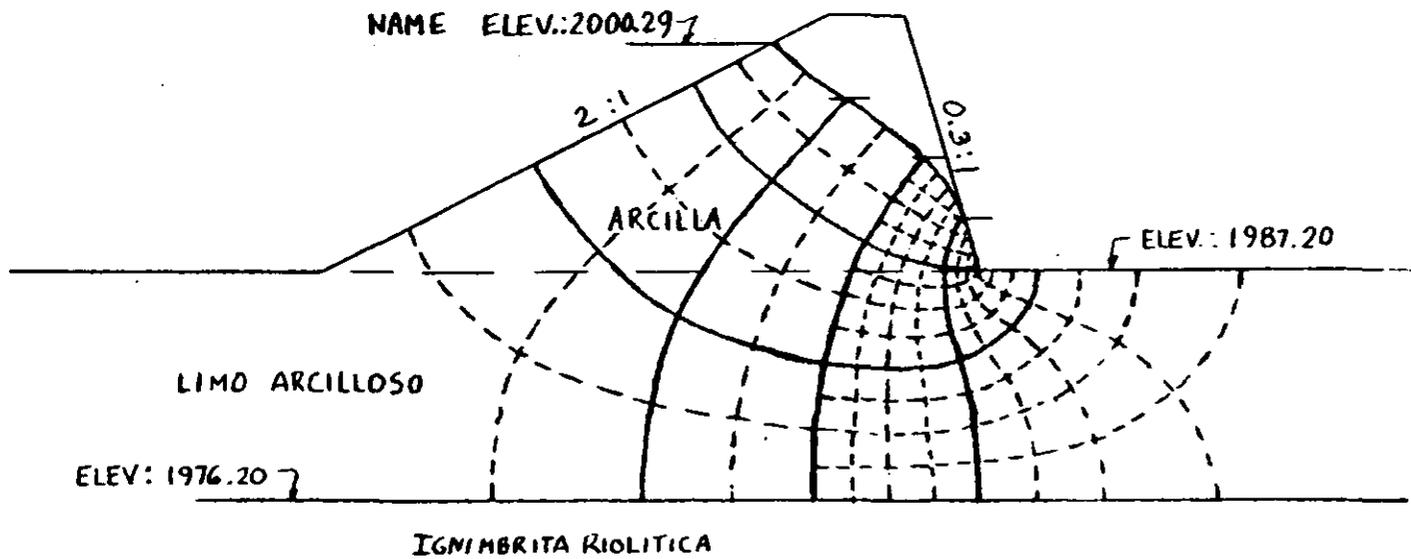


PRESA "CALDERON", JAL

REDES DE FLUJO

13 JUNIO 1990 (Mi)

R. Vilaboa A.



PRESA "SANTIAGO", ZAC.

7 MAYO 1990 (L)

R. VILABOA A.

LINEA DF Es de equipresión o de descarga libre, por estar en contacto con la atmósfera, ya que la carga hidráulica total es solo de posición, por lo tanto, no es equipotencial. Tampoco es línea de flujo porque es cortada por todas las líneas de flujo de la red, lo cual es imposible, y por otra parte, como la componente normal de la velocidad que actúa sobre las líneas de flujo vale cero, el gasto que pasaría a través de esa línea debería también ser cero, lo cual tampoco puede ser. Esto nos indica que las equipotenciales que se tracen en esa zona, no tienen que ser perpendiculares a la línea de equipresión.

#### 6.- RECOMENDACIONES PARA EL TRAZO DE REDES DE FLUJO PLANAS EN UNA PRESA

Para el trazo de redes de flujo, es recomendable seguir el siguiente orden:

- 1.- Determinar la forma y posición de la línea de flujo superior, o de saturación superior.
- 2.- Determinar las condiciones de frontera de la zona de flujo.
- 3.- Determinar el número de caídas de carga de acuerdo a la geometría de la zona de flujo, la cual podrá ser desde 4 hasta 12 o 16 caídas.
- 4.- Bosquejar la malla tratando de formar cuadros. Cuando sean 8 caídas, se podrá comenzar el bosquejo a cada 2. Si son 12 caídas, comenzar el bosquejo a cada 3 ó 4.

También se deberá tener presente lo siguiente:

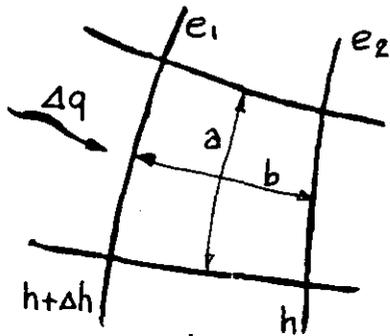
- a) Observar constantemente la apariencia general de la red para tratar de conservar la perpendicularidad entre familias de curvas y la formación de los cuadrados.
- b) Los cambios de rectas a curvas y viceversa y los cambios de curvatura deberán ser graduales y no forzados. Las curvas suelen ser arcos de parábola o de elipse.
- c) El tamaño de los cuadrados debe variar en forma gradual.
- d) Cuando al finalizar el trazo de la red quede una fracción de tubo, no deberá forzarse la red tratando de corregir, si el aspecto general de perpendicularidad y cuadraturas es correcto, ya que esto es posible. Si se desean tubos completos, se podrá intentar otra red con número de caídas diferente.
- e) Memorizar redes de flujo bien hechas para los casos más generales.

#### 7.- CALCULO DEL GASTO QUE ESCURRE A TRAVES DE UNA RED

Todas las consideraciones para estimar el gasto en una zona de flujo, están apoyadas en el trazo continuo y rítmico de las líneas de flujo y equipotenciales que deben formar verdaderas familias de curvas respectivamente perpendiculares, las cuales, con el objeto de obtener la mayor sencillez en el manejo de las fórmulas, y de verificar, a ojo, lo bien construída, deberán formar cuadros.

Si estas consideraciones se cumplen, el gasto que pasa a través de cada canal de flujo es constante. Así también, constante es la caída de carga entre dos equipotenciales contiguas cualesquiera.

Según la figura, el gasto que pasa por un cuadrado cualquiera de la red, según Darcy, será:



$$\Delta q = kiA = k \frac{\Delta h}{b} a \times 1 = k \frac{a}{b} \frac{h}{n_e}$$

pero como  $\Delta q = \frac{q}{n_f}$ , el gasto total

$$\text{será: } q = k h \frac{n_f}{n_e} \frac{a}{b} \quad \text{en donde:}$$

$$n_e = \frac{h}{\Delta h}$$

$$n_f = \frac{q}{\Delta q}$$

$q$ ,  $k$ ,  $h$ ,  $n_f$  y  $n_e$  son constantes para una red dada, por lo tanto  $a/b$  debe ser también constante para todos los rectángulos de la red.

Escogiendo una relación  $a/b = 1$ , todos los elementos de dicha red formarán cuadrados y la ecuación para obtener el gasto total que pasa por toda la zona de flujo, por unidad de espesor de dicha zona, será:

$$q = k h \frac{n_f}{n_e} \quad \text{ó} \quad q = k h F_f$$

en donde  $F_f = \frac{n_f}{n_e}$  se llama Factor de Forma.

#### 8.- OBTENCION DE GRADIENTES HIDRAULICOS EN UNA RED DE FLUJO

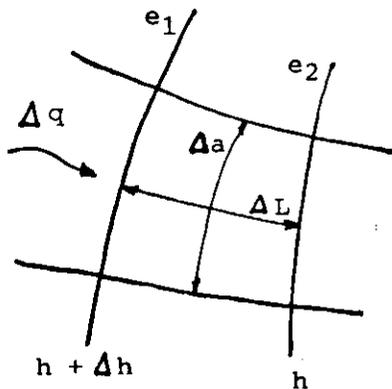
En cualquier punto de una red de flujo, es posible determinar el gradiente hidráulico. Esto es posible, relacionando el punto con el cuadrado de la red que le corresponde, trazando la línea de flujo a través de ambos. Dividiendo la caída de potencial que hay entre las equipotenciales que limitan el cuadrado entre la longitud de la línea de corriente que pasa por el punto, se obtendrá el gradiente hidráulico medio del cuadrado que contiene al punto. Subdividiendo el cuadrado en otros que equivalgan a la mitad, etc., y repitiendo el procedimiento anterior, se podrán obtener valores del gradiente más cercanos al que corresponde al punto en cuestión.

#### 9.- DETERMINACION DE LA VELOCIDAD EN CUALQUIER PUNTO

Para obtener el valor de la velocidad del agua en algún punto determinado de la red, es preciso tener un valor del gradiente hidráulico lo más cercano al del punto en cuestión. A continuación, se multiplicará este valor por el del coeficiente de permeabilidad del suelo para obtener la velocidad del agua en dicho punto, la cual tendrá la dirección de la línea de flujo en ese sitio.

## 10.- DETERMINACION DE LAS FUERZAS DE FILTRACION

Durante el recorrido del agua a través de los poros del suelo, ésta va transmitiendo por viscosidad a las partículas sólidas, fuerzas llamadas de filtración que siguen la dirección del flujo.



Si se considera un cuadrado cualquiera como se muestra en la figura, de los que están contenidos en la red de flujo, es fácil comprender, que la pérdida de carga entre las equipotenciales adyacentes e1 y e2 que vale Δh, es la energía que el agua ejerce como presión hidrodinámica sobre las partículas de la sección normal de espesor unitario del cuadrado en cuestión.

Esto es:

$$P_{\text{hidr}} = \Delta h \gamma_w \quad \text{en T/m}^2$$

Dividiendo esta presión entre ΔL, se tendrá el empuje hidrodinámico por unidad de volumen:

$$j = \frac{\Delta h}{\Delta L} \gamma_w = \gamma_w i \quad \text{en T/m}^3$$

También puede expresarse el empuje que actúa sobre la cara del cuadrado normal al papel, considerando espesor unitario, en unidades de fuerza:

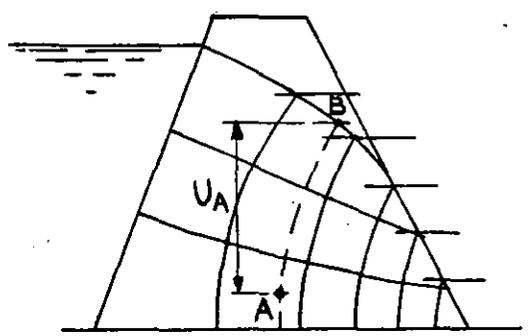
$$J = \frac{\Delta h}{\Delta L} \Delta A \Delta L \gamma_w = \Delta h \Delta A \gamma_w \quad \text{en Ton}$$

pero tratándose de cuadrados, se puede escribir:

$$J = \Delta h \Delta L \gamma_w \quad \text{en Ton}$$

Esta última presentación del empuje o fuerza de filtración por cuadrado, es la que se utiliza en los análisis de estabilidad para valorar la fuerza de filtración total que actúa sobre la masa deslizante de suelo en los círculos de deslizamiento.

11.- DETERMINACION DE SUBPRESIONES DENTRO DE UNA ZONA DE FLUJO



Las presiones que existen en el agua dentro de una zona de flujo en el interior de un talud o de una cimentación, pueden valorarse a través de una red de filtración.

Para calcular la subpresión que hay en un punto del interior de un terraplén sujeto a flujo de agua, como el "A" de la figura, se puede observar que la equipotencial que le corresponde, une todos los puntos que tienen la misma carga hidráulica, incluyendo al "B" que está en contacto con la atmósfera. Imaginando un plano horizontal de referencia que pase por el punto "A", se puede determinar que a este punto le corresponde una carga de posición nula, y de presión, la correspondiente a la presión del agua en ese punto. En cambio, el punto "B" tendrá carga de presión cero y toda su carga será de posición, puesto que se debe cumplir que para puntos de una misma equipotencial, como el "A" y el "B":

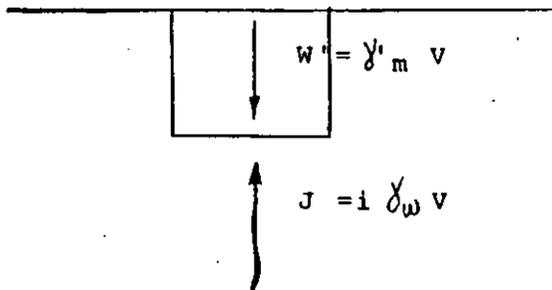
$$h_{\text{pos B}} = h_{\text{pres A}}$$

Lo anterior nos permite comprender, que la carga de presión que actúa en el punto "A" tiene el mismo valor que la carga de posición del punto "B", por lo tanto, la subpresión que existe en el punto "A" queda determinada por el desnivel existente entre ambos puntos:

$$U_A = h_{\text{pos B}} = h_{\text{pres A}}$$

### 1.- GRADIENTE CRITICO Y FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA TUBIFICACION

Cuando se tienen superficies horizontales a la salida de flujos puede suceder que, los gradientes hidráulicos sean altos en esta zona y las fuerzas verticales del flujo igualen o rebasen a las del peso sumergido del suelo.



El gradiente hidráulico en el momento en que son iguales estas fuerzas se llama GRADIENTE CRITICO, y vale:

$$i_{\text{crít}} \gamma_w v = \gamma'_m v$$

$$i_{\text{crít}} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_w} = i$$

A partir de este gradiente, si el material es granular, entra en suspensión, ya que los esfuerzos efectivos se anulan.

Para evitar la tubificación en esta zona, se deberá realizar su estudio procurando establecer un factor mínimo de seguridad de 5 con la siguiente relación de gradientes:

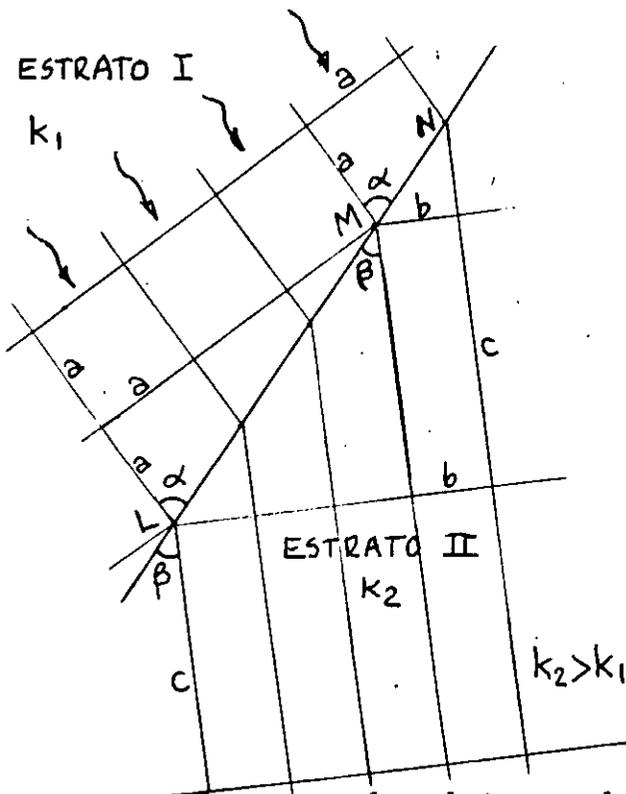
$$F_s = \frac{\text{Gradiente crítico}}{\text{Grad. a la salida}} = \frac{i_{\text{crít}}}{i_{\text{salida}}} = \frac{1}{i_{\text{salida}}} \geq 5$$

O sea, que:  $i_{\text{salida}} \leq 0.2$

### 12.- FLUJO A TRAVES DE REGIONES COMPUESTAS

Cuando el flujo se efectúa a través de medios estratificados, homogéneos e isotrópicos de diferente permeabilidad, la red de flujo sufre cambios en sus fronteras, de manera que si se tiene establecida una red formada por cuadros en un medio poroso e isotrópico, al pasar a otro medio de iguales características pero de diferente permeabilidad, la relación de los lados de los cuadros cambiará, según A. Casagrande, de acuerdo a los coeficientes de permeabilidad y conservando el gasto a la entrada y salida de la frontera, a:

$$\frac{b}{c} = \frac{k_1}{k_2}$$



y esta relación de lados es igual también, a la de las tangentes de los ángulos de salida y de entrada de las líneas de flujo:

$$\frac{b}{c} = \frac{\tan \beta}{\tan \alpha}$$

Relacionando ambas ecuaciones, se obtiene la Ley de Transferencia que siguen las líneas de flujo al cruzar la frontera:

$$\frac{\tan \beta}{\tan \alpha} = \frac{k_1}{k_2}$$

En general, el trazo de redes en suelos estratificados que tienen diferente coeficiente de permeabilidad, requiere una gran experiencia y paciencia para llegar a soluciones correctamente satisfactorias, por lo cual es recomendable observar muy cuidadosamente las siguientes figuras:

## DISEÑO DE FILTROS

## OBJETO DE LOS FILTROS.

Los filtros de protección son dispositivos con funciones hidráulico-mecánicas que se han ideado para acoplarse a estructuras de tierra principalmente, con el objeto de canalizar y dar salida a las filtraciones que se producen a través de la masa terrea por efecto de las cargas hidráulicas impuestas, de evitar el posible arrastre de partículas sólidas que darían lugar a la falla de la estructura, y de reducir la zona de flujo mejorando con ello su estabilidad.

Tratándose de presas homogéneas y de bordos en general, se pueden colocar filtros en el interior del núcleo.

Los filtros colocados en el interior del núcleo tienen las siguientes finalidades:

- a) Filtro horizontal inferior para presa llena. Abatir la línea superior de flujo reduciendo con ello la zona de filtración.
- b) Filtro horizontal inferior con chimenea para presa llena. Intercepta y controla las posibles grietas transversales que pudieran presentarse cuando el núcleo es susceptible de agrietamiento y la cortina está desplantada sobre estratos compresibles.
- c) Filtros horizontales a diferentes niveles en el lado de aguas arriba y filtro horizontal inferior en aguas abajo para un vaciado rápido. Interceptar y canalizar las filtraciones hacia el paramento de aguas arriba.

En presas de enrocamiento o de materiales graduados es conveniente colocarlos en ambos paramentos del corazón impermeable, para:

- a) Filtros en ambos paramentos. Proteger al núcleo en caso de un vaciado rápido, evitando el arrastre de partículas y canalizando las filtraciones. También lo protegen contra el oleaje.
- b) Filtro de aguas abajo. Proteger al núcleo cuando la presa está llena con flujo establecido, evitando el arrastre de partículas y canalizando las filtraciones.

## DISEÑO

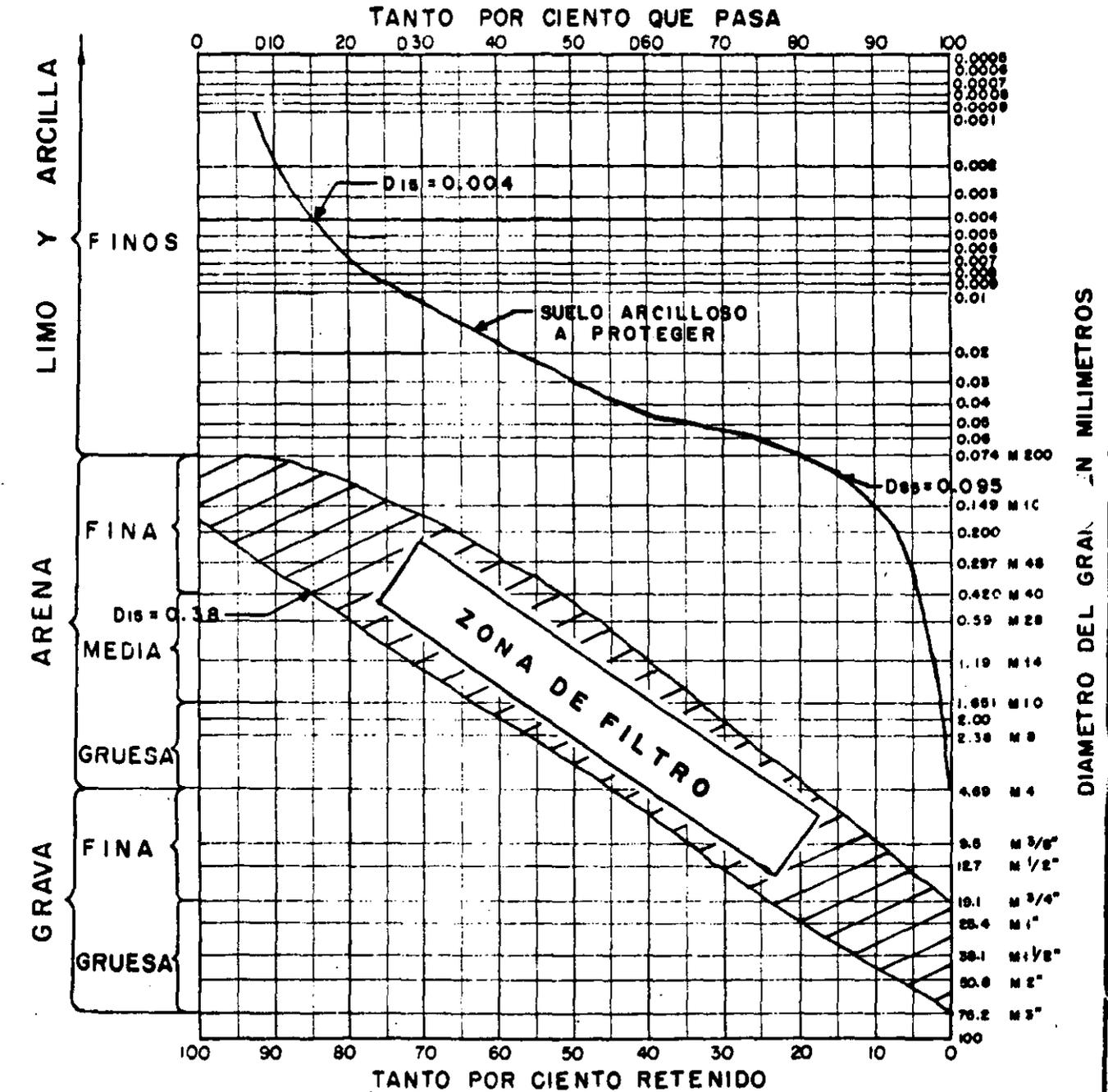
Para diseñar un filtro adecuado, se recomienda tener en cuenta, los siguientes aspectos:

- Materiales con  $I_p > 15$  ofrecen mayor resistencia a la tubificación.
- Materiales con  $I_p < 6$  son los más susceptibles de tubificarse.
- Arcillas con índice de plasticidad alto pero con alto contenido de iones de sodio, son altamente susceptibles a dispersión.
- En suelos de cimentación con cohesión despreciable o casos similares, se puede calcular el factor de seguridad contra tubificación con la siguiente fórmula:

$$F_s = \frac{\text{peso volumétrico sumergido}}{\text{grad. hídr. a la salida} \times \gamma_w} \geq 5$$

**G R A F I C A      G R A N U L O M E T R I C A**

Procedencia **PRESA SANTIAGO, Z A C .** Identificación de Lab .....  
 Banco ..... Pozo ..... Profundidad .....  
 Muestra ..... Est. .... Fecha **Septiembre 1990**



TOTAL, % Grava ..... % Arena ..... % Finos .....  $C_u = D_{60}/D_{10}$  .....

PASA 4, % Arena ..... % Finos .....

$D_{10} =$  .....  $D_{30}$  .....  $D_{60}$  .....  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$  .....

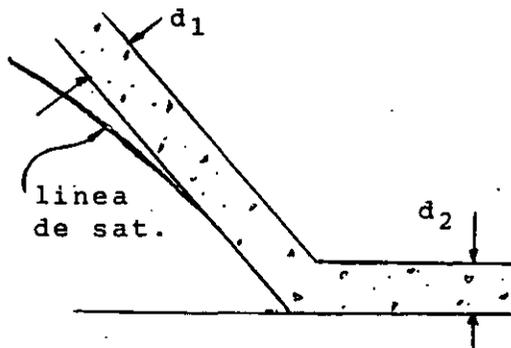
Observaciones .....

Operador ..... Calculó ..... Fecha .....

- En suelos arcillosos susceptibles a tubificación, el contenido de agua de compactación es importante en la prevención de daños por este concepto:
  - a) Suelos sin control adecuado del contenido de agua. Resultará heterogeneo y ofrecerá condiciones favorables al desarrollo de concentraciones del flujo.
  - b) Suelos compactados uniformemente con bajo contenido de agua. Resultan con permeabilidad inicial relativamente alta y mayor tendencia a la erosión.
  - c) Suelos biencompactados con contenidos de agua adecuados. Tienen mayor resistencia a la tubificación.
- El filtro debe ser 100 ó más veces más permeable que el suelo que protege. Esto se consigue cuando
 
$$D_{15} \text{ filtro} \geq 5 D_{15} \text{ suelo,}$$
 o sea, que las partículas más finas del filtro sean en tamaño por lo menos cinco veces mayores que las más finas del suelo.
- Las partículas finas del filtro deben retener a las partículas gruesas del suelo. Esto se consigue cuando
 
$$D_{15} \text{ filtro} \leq 5 D_{85} \text{ suelo.}$$
- Los materiales que se utilicen como filtros deben ser de buena graduación y contener menos del 5% de finos menores que la malla No. 200.
- La curva granulométrica del filtro debe ser aproximadamente paralela a la del material que protege.
- En arcillas dispersivas, el filtro debe ser lo suficientemente fino para mantener las partículas del suelo en su lugar. Esto puede dar lugar a la necesidad de colocar dos o mas capas de filtro en base a pruebas de laboratorio para establecer la relación  $D_{15} \text{ filtro} / D_{85} \text{ suelo}$  que pueda considerarse segura.
- Por razones de contaminación, no se recomienda colocar filtros con espesor menor a un metro en presas de tierra.

#### CALCULO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA

Para que un filtro pueda funcionar adecuadamente, es necesario dimensionar su espesor para que pueda desalojar el gasto que recibe. El caso más común se muestra en la figura.



El gasto que debe pasar por la sección  $d_2$  se obtiene de la red utilizando la fórmula:

$$Q = kh \frac{nf}{ne} = khF_F$$

De acuerdo con la Ley de Darcy:

$$Q = kiA$$

Y considerando  $i = 1$ , y que se analiza una sección que tiene profundidad unitaria, se tendrá:

DISEÑO DE FILTROS....

$$Q = k d_2 \quad \text{de donde:} \quad d_2 = \frac{Q}{k}$$

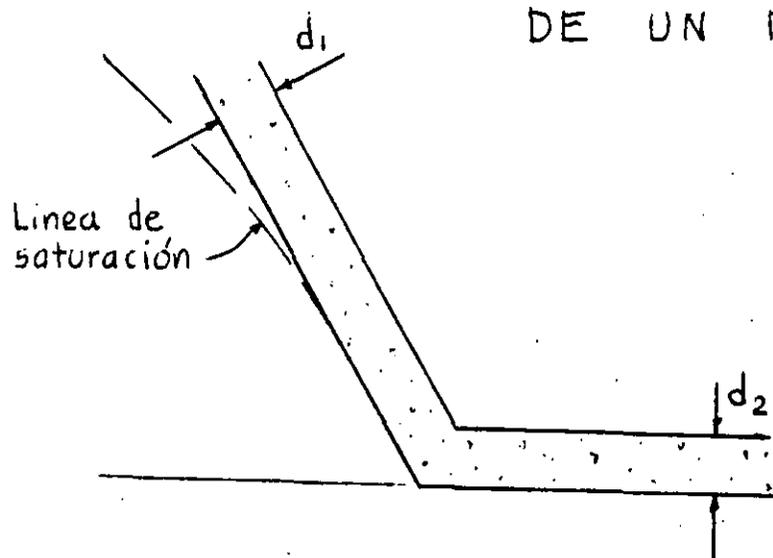
Asumiendo un factor de seguridad de 2 ó 3, el espesor del filtro se puede obtener:

$$d_2 = (2 \text{ ó } 3) \frac{Q}{k}$$

El filtro inclinado se puede considerar :

$$d_1 = d_2$$

## CÁLCULO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE UN FILTRO



El gasto que debe pasar por la sección del filtro se obtiene de:

$$Q = k h \frac{n_f}{n_e} = k h F_f$$

Utilizando la Ley de Darcy para el diseño del espesor del filtro:

$$Q = k i A$$

en donde:  $i = 1$  valor asignado conservadoramente

$A = d_2 \times 1$  profundidad unitaria

se tiene:

$$Q = k d_2$$

$$y \quad d_2 = \frac{Q}{k}$$

considerando un factor de seguridad de 2 a 3:

$$d_2 = (2 \text{ a } 3) \frac{Q}{k}$$

El filtro inclinado se puede considerar:

$$d_1 = d_2$$

## DISEÑO DE FILTROS.....

## DISPERSIVIDAD DE SUELOS

La dispersividad de suelos es el fenómeno que se presenta en arcillas que tienen un alto contenido de sales, principalmente de sodio, disueltas en el agua del poro, de manera que al saturarse con aguas limpias o menos cargadas, se inicia un proceso, en el que las partículas coloidales entran en suspensión.

A la fecha, se han desarrollado varios procedimientos para la identificación de las arcillas dispersivas, entre los que destaca la Prueba Pinhole de James L. Sherard, la cual por ser un método directo de medición, resulta de alto valor cuantitativo para su identificación. Este método se complementa con otro denominado de Sales Solubles también de J. L. Sherard, a través del cual se determinan los contenidos de dichas sales.

## METODO DE LAS SALES SOLUBLES.

A una muestra de suelo preparada del mismo modo que para la de Límite Líquido, se le deja reposar de 18 a 24 Hs y se le extrae después el agua por medio de un dispositivo de vacíos. A este extracto acuoso se le analiza químicamente para determinar su contenido de sales:

$$\text{PORCENTAJE DE SODIO} = \frac{\text{Na}}{\text{Ca}+\text{Mg}+\text{Na}+\text{K}} \times 100$$

Sherard ha determinado que para valores iguales o mayores a 60 del porcentaje de sodio, las arcillas son altamente dispersivas, aunque se han presentado casos de dispersividad altos con bajos contenidos de dicha sal. Valores menores de 40% indican suelos no dispersivos.

## PRUEBA PINHOLE

Representa el procedimiento de medición directa en laboratorio de la dispersividad de las arcillas.

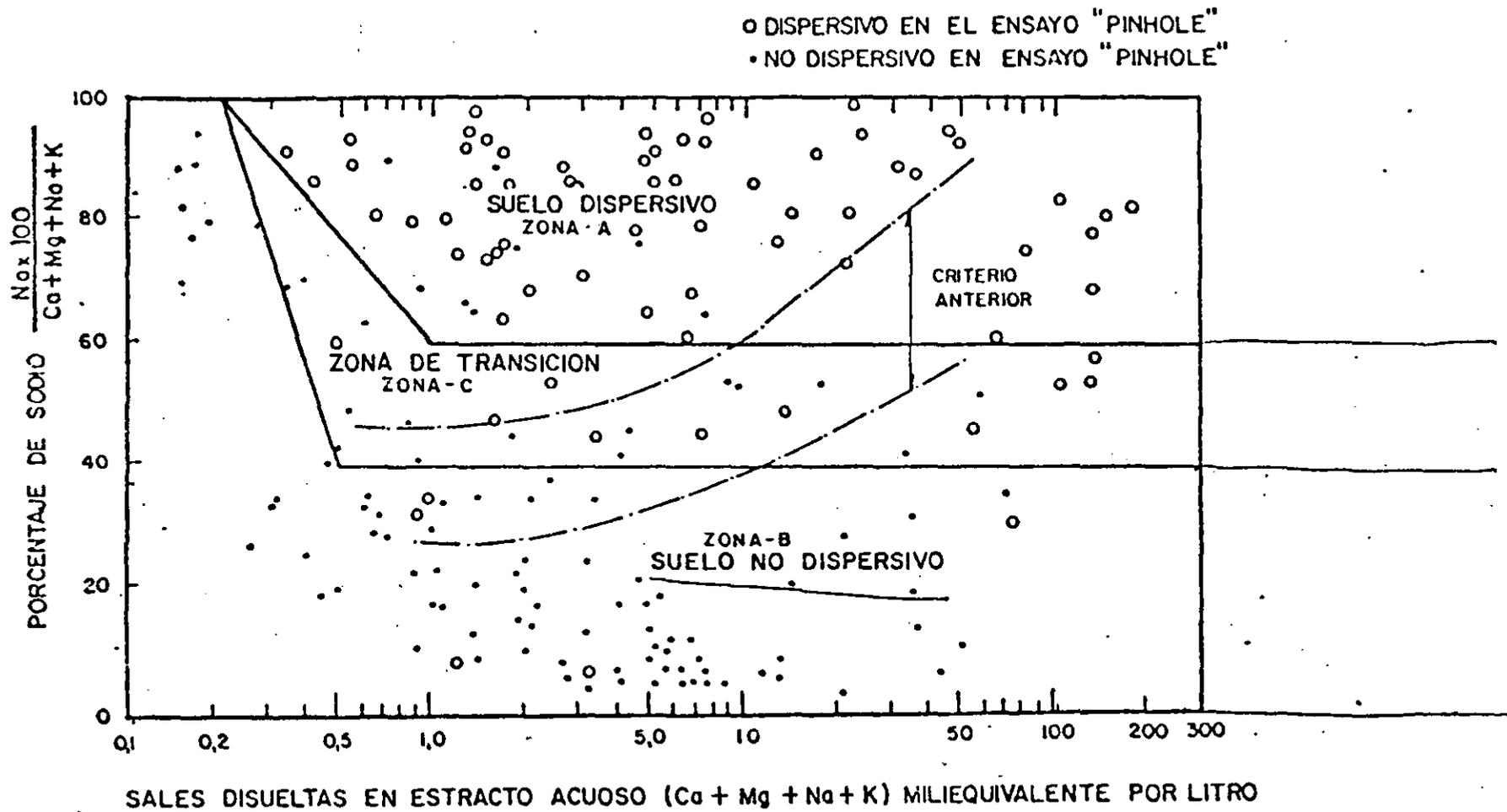
En una muestra compactada o inalterada a la que se ha practicado un agujero de 1 mm de diámetro y 1 pulgada de longitud, se hace fluir por dicho agujero agua destilada bajo cargas de 2, 7, 15 y 40 pulgadas de altura, observándose a la salida su limpieza o turbiedad; color, gasto, velocidad y diámetro de la perforación, de la siguiente manera:

- a) Se inicia la prueba con carga de 2 pulgadas, y si el agua sale con turbiedad y en 10 minutos o menos el agujero se ha erosionado alcanzando unas 2 ó 3 veces el diámetro inicial, la prueba se suspende. El material es altamente dispersivo.
- b) Cuando el suelo resiste la erosión bajo carga de 2 pulgadas, ésta se eleva por etapas de 5 minutos, a 7, 15 y 40 pulgadas haciéndose las mismas observaciones cada vez. Al finalizar la prueba se mide el diámetro a la salida con agujas calibradas.
- c) Los resultados de estas observaciones se categorizan de la siguiente manera:

## DISEÑO DE FILTROS.....

D <sub>1</sub>	SUELOS DISPERSIVOS. FALLAN RAPIDA-
D <sub>2</sub>	MENTE BAJO CARGA DE 2 PULGADAS
ND <sub>4</sub>	SUELOS INTERMEDIOS. SE EROSIONAN -
ND <sub>3</sub>	LENTAMENTE BAJO CARGAS
	DE 2 Ó 7 PULGADAS
ND <sub>2</sub>	SUELOS NO DISPERSIVOS. NO SE ERO-
ND <sub>1</sub>	SIONAN BAJO CARGAS DE
	15 Ó 40 PULGADAS

Estas pruebas permitirán determinar el grado de dispersividad de una arcilla, y con ello, se podrá proceder a tomar la decisión ó solución mas adecuada de acuerdo a las condiciones particulares del proyecto.



NUEVO CRITERIO DE SHERARD PARA JUZGAR SOBRE DISPERSIVIDAD DE UN SUELO

## COMPATIBILIDAD CON LA CIMENTACION

La compatibilidad de una cortina con su cimentación, es la afinidad que debe prevalecer con relación a las deformaciones y agrietamientos que se pueden producir a la primera, debidas a irregularidades topográficas de la boquilla, o a asentamientos de una cimentación deformable. También es la que debe prevalecer entre los elementos de la propia cortina.

Para establecer tal afinidad, se deberán tomar en cuenta: visitas de reconocimiento, levantamientos topográficos y estudios geotécnicos realizados, lo cual permitirá tomar la decisión sobre el tipo de estructura más conveniente, y en base a pruebas de clasificación y compresibilidad del subsuelo, seleccionar las características adecuadas para el material de la zona impermeable de la cortina.

Aparte de las irregularidades topográficas y de cimentaciones blandas como causa de deformaciones y agrietamientos, existen otras que también coadyuvan como: la altura, que influye en el peso propio de la cortina, los efectos producidos por el primer llenado y los sismos, mismas que deberán ser consideradas en el diseño.

La posibilidad de agrietamiento en un proyecto de cortina ya definido, se puede tratar de evitar o por lo menos de disminuir, ejerciendo un control estricto durante la colocación del material impermeable con respecto a la humedad, ya que con un 2 ó 3% mayor que la óptima, no más, se proporcionará mayor capacidad de deformación a la arcilla sin producir agrietamiento, siempre y cuando, sea una arcilla adecuada de buena plasticidad.

Otro aspecto que no se debe olvidar, es el del bordo libre, ya que por asentamientos excesivos de la cimentación y de la cortina, éste se puede perder. Cuando se considere que esta situación se puede presentar o se estime que el bordo libre puede disminuir a niveles inseguros, se hará un cálculo aproximado del asentamiento probable en base a resultados de pruebas de compresibilidad, para sobre elevar la corona en ese mismo rango a manera de contraflecha, la cual tendrá como función evitar que se pierda el bordo libre cuando el asentamiento se produzca.

Las presas que se construyen con materiales compactados se pueden agrupar en dos tipos en cuanto a su comportamiento:

- a) Tipo rígido. Cortinas de enrocamiento total con pantalla de losa de concreto.  
Cortinas de enrocamiento con corazón central de arcilla, filtros protectores y respaldos de material granular grueso.
- b) Tipo flexible. Cortinas homogéneas construídas totalmente de material arcilloso, ligeras protecciones exteriores de grava arena y enrocamiento, y provistas o no de filtros interiores

## ANALISIS DE ESTABILIDAD TRIDIMENSIONAL

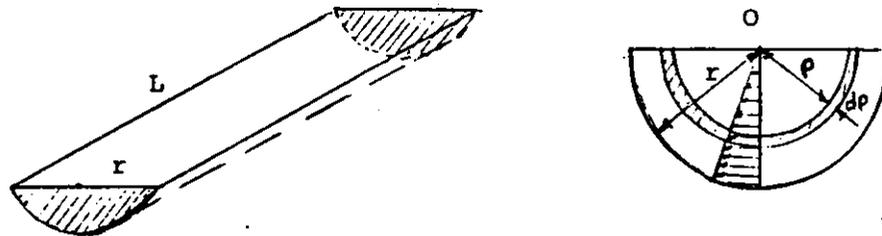
En los análisis de estabilidad bidimensionales comunes se desprecia conservadoramente el efecto de apoyo que las laderas ejercen sobre la estructura. Este efecto se deja sentir más, mientras la longitud de la cortina es más corta, sobre todo si las laderas tienen taludes 1 : 1 ó menos y el cauce es reducido. Resulta comprensible también, que en cortinas muy largas, este efecto es despreciable.

A la fecha existen dos métodos burdos ya que teóricamente no ha sido resuelto. Estos métodos proporcionan por lo menos una idea de lo que tal vez se está despreciando:

- 1.- a) Consiste en obtener los factores de seguridad críticos para varias secciones localizadas en tramos de igual longitud para las condiciones que se deseen analizar - por los métodos bidimensionales, determinando los esfuerzos actuantes y resistentes en cada sección.
- b) Considerando que las superficies críticas de cada sección quedan contenidas en la superficie crítica tridimensional, se calcula el factor de seguridad general - como la suma de todas las fuerzas resistentes dividida entre la suma de las actuantes de todas las secciones analizadas bidimensionalmente.

El factor de seguridad obtenido, representa el promedio ponderado de los obtenidos en forma bidimensional, pero es frecuente que resulte un 25 a 50% ó más, mayor que el obtenido previamente.

- 2.- a) El autor es Tschebotarioff, quien lo presenta en relación a un problema de capacidad de carga, analizándolo como una zapata larga apoyada totalmente en un suelo puramente cohesivo. Compara la resistencia de las caras extremas con la de la masa deslizante que se desarrolla a lo largo de la cortina, considerando una cuña cilíndrica de base semicircular en rotación:



- b) Determinado el radio de la base semicircular, se considera que la cohesión varía linealmente con la distancia a su centro O. Por consiguiente, en el anillo de espesor  $d\rho$ , dicha cohesión vale:

$$c\rho = \frac{\rho}{r} c \quad \text{y el area del anillo:} \quad dA = \pi \rho \cdot d\rho$$

El momento resistente en este anillo, es:

$$dM_R = \frac{\rho}{r} c\pi \rho^2 d\rho$$

y el momento resistente del area semicircular:

$$M_{RC} = \frac{c\pi}{r} \int_0^r \rho^3 d\rho = 0.25\pi cr^3$$

Ahora, el momento resistente de la superficie cilíndrica comprendida entre las bases es:

$$M_{RL} = \pi cr^2L$$

La relación de resistencias de momentos será:

$$R_R = \frac{M_{RC}}{M_{RL}} = \frac{0.25\pi cr^3}{\pi cr^2L} = 0.25 \frac{r^3}{L}$$

La cual representa el incremento relativo de la resistencia - que corresponde a esa base semicircular, en base a un cálculo considerando solo la superficie lateral del círculo deslizante.

Tomando en cuenta las dos bases, la relación correspondiente, será:

$$R_R = 0.50 \frac{r^3}{L}$$

## COMPATIBILIDAD CON LA CIMENTACION

La compatibilidad de una cortina con su cimentación, es la afinidad que debe prevalecer entre estos elementos con relación a las deformaciones que se pueden producir causadas por irregularidades topográficas de la boquilla o por asentamientos de una cimentación deformable.

Para establecer tal afinidad, se deberán tomar en cuenta: visitas de reconocimiento, levantamientos topográficos y estudios geotécnicos, los cuales permitirán, de acuerdo a la disponibilidad de los materiales de construcción, escoger el tipo de estructura más adecuada, y en base a pruebas de clasificación y de compresibilidad del subsuelo, seleccionar las características de plasticidad para el corazón impermeable que sean compatibles con la cimentación.

Otras causas de deformaciones y agrietamientos en el corazón de una cortina, son: la altura, los efectos producidos por el primer llenado, los sismos, y fundamentalmente, el propio peso de la estructura.

Un asentamiento excesivo puede ser causa, aún sin que se presenten agrietamientos, de la pérdida del bordo libre, o por lo menos, de su confiabilidad. Para prevenir esta situación, es necesario diseñar una contraflecha a la cortina, lo cual se efectúa estimando el asentamiento probable total que pueden sufrir tanto la cimentación como la propia cortina debido al peso de esta última, mediante la aplicación de resultados de pruebas de compresibilidad y de la teoría de esfuerzos verticales de Boussinesq.

Tratándose de presas construídas con materiales compactados, dos son los tipos principales en cuanto a características de comportamiento se refiere:

- a) TIPO RIGIDO. Cortina de enrocamiento con corazón central de arcilla y filtros protectores.  
Cortina de enrocamiento total con pantalla de losa de concreto
- b) TIPO FLEXIBLE. Cortina homogénea, construída totalmente con material arcilloso y ligeras protecciones exteriores de grava y enrocamiento.

La posibilidad de agrietamientos se puede disminuir durante la construcción de la cortina, ejerciendo un control estricto de la humedad de colocación del material impermeable, ya que si ésta es un 2% mayor que la óptima, se estará proporcionando mayor capacidad de deformación a dicho material sin producir agrietamiento.

Los tipos de cortina que usualmente se construyen, de acuerdo a las limitaciones que puede imponer una cimentación y sus laderas y a la disponibilidad de los materiales, son los siguientes:

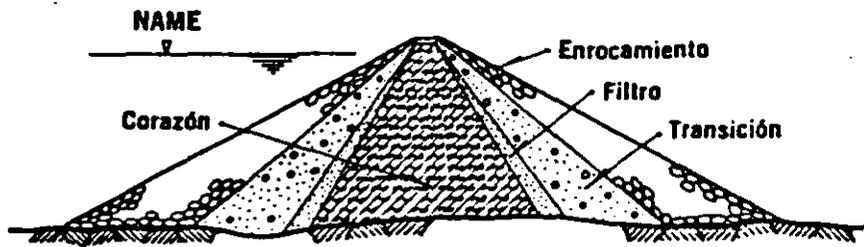


Fig 2.9 Presa de materiales graduados

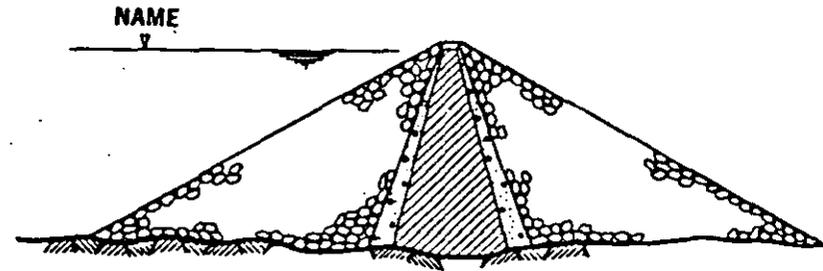


Fig 2.10 Presa de enrocamiento, corazón vertical

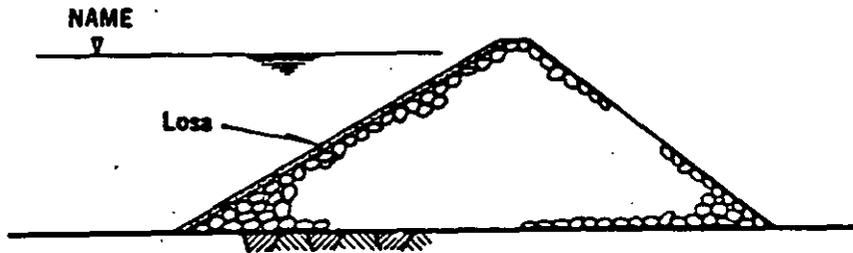


Fig 2.12 Presa de enrocamiento con losa de concreto o asfalto (cimentación rígida)

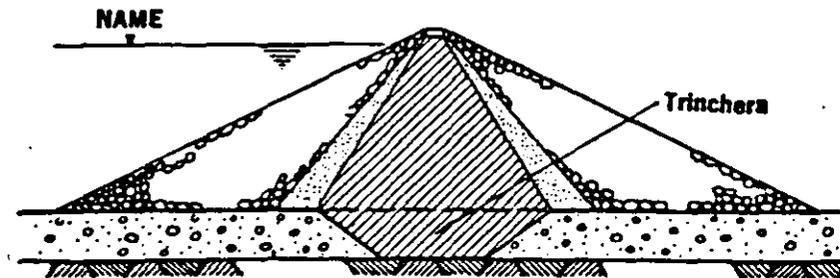


Fig 2.14 Presa de tierra y enrocamiento con trinchera ( $H_c < 20$  m)



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

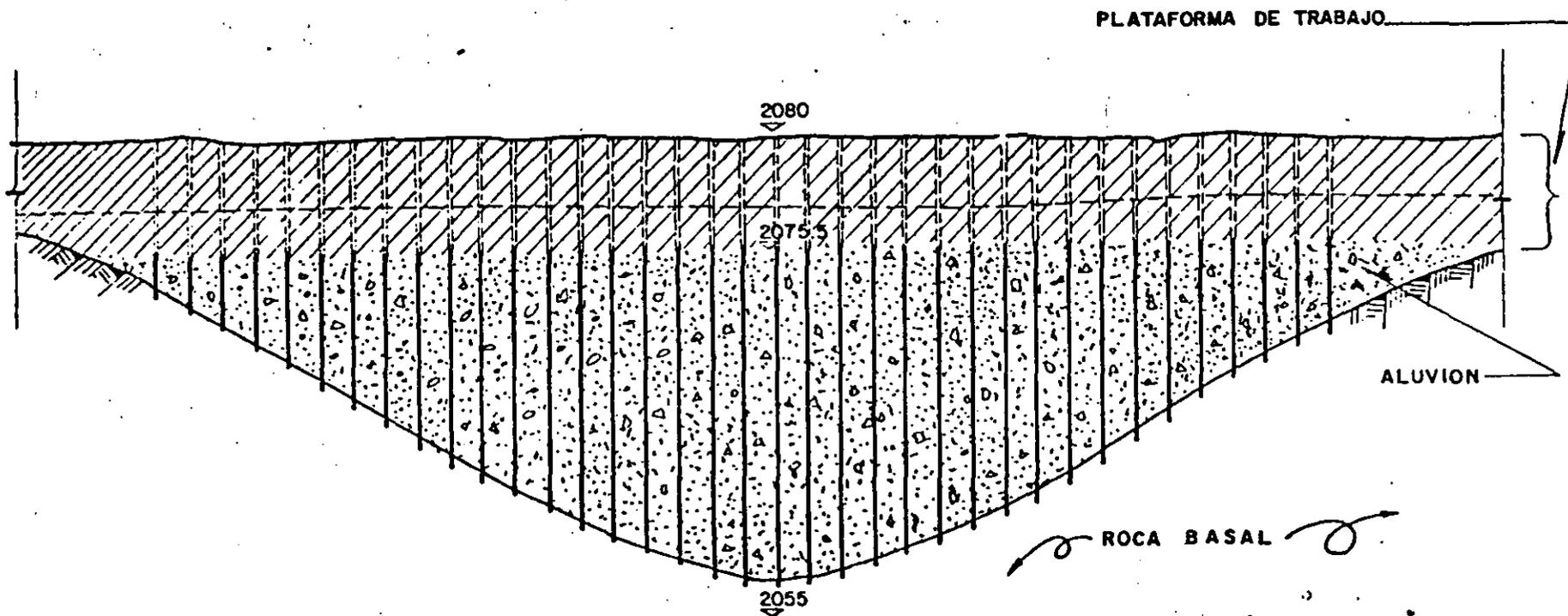
**PANTALLAS**

**OCTUBRE, 1992**

## 2.2.5 Pantallas.

### 2.2.5.1 Generalidades.

Los aprovechamientos fluviales, tales como presas, diques, plantas de bombeo, etc., son algunas veces proyectados y construidos sobre suelos permeables, lo que representa enfrentar problemas de filtraciones, subpresión y tubificación. Una de las soluciones a estos problemas -



**PRESA EL TESORERO**

**CORTE LONGITUDINAL DE LA PANTALLA IMPERMEABLE**

( 2 )

FIG. IV-2.2.4.6-2

IV-2-49 F

es el empleo de pantallas.

El término "pantalla" se utiliza para designar cualquier tipo de estructura, construida a través de un depósito aluvial, cuya finalidad es la reducción del flujo de agua a través de la cimentación; esta pantalla puede ser metálica, de concreto, de tierra o formada por inyecciones de mezclas de agua-bentonita-cemento. Alternativamente, para reducir el flujo a través de la cimentación, pueden construirse delantales de material impermeable hacia aguas arriba del eje de la cortina, con los cuales se alarga el paso de filtración bajo la estructura desplantada sobre los aluviones.

Para la elección y diseño de una de estas alternativas, además del análisis económico, es indispensable contar con suficiente información del sitio donde se pretenda alojar la estructura, la que incluya los resultados de estudios geotécnicos, geofísicos y de mecánica de suelos.

El estudio geotécnico debe proporcionar un conocimiento preciso del perfil estratigráfico de

la boquilla, tanto longitudinal como transver -  
salmente, así como las condiciones geológicas -  
locales de la roca basal (fallas, fracturas, --  
grado de alteración, relleno en fracturas, tipo  
de relleno, etc.).

Resulta imperativo para el diseño, el conocer -  
la permeabilidad tanto en dirección vertical co  
mo en dirección horizontal o, en su caso, para -  
lela a la estratificación; ya sea mediante prue  
bas de laboratorio (de carga constante o varia -  
ble) o por medio de pruebas en el sitio - - - -  
(Lefranc o Lugeon). Si el depósito aluvial que  
constituye la cimentación está compuesto por --  
suelos de alta permeabilidad (gravas, arenas, -  
limos), la prueba Lefranc es recomendable, aún  
considerando sus limitaciones de ser un ensaye  
puntual y que sólo permita la estimación de la  
permeabilidad en la dirección horizontal. Cuan  
do el depósito de aluvión es potente y erráti--  
co suele recurrirse al procedimiento Thiem, es  
decir al bombeo en un pozo central observando -  
en direcciones normales los niveles piezométri-  
cos provocados por la extracción de agua. Este  
procedimiento se empleó en el año de 1981 para

la determinación de la permeabilidad o transmisibilidad en los aluviones que constituyen la cimentación del sitio Chapotal, en el Estado de Nuevo León (Ref. IV-2-12).

Los estudios geofísicos suelen utilizarse, ocasionalmente, como complemento a las exploraciones con máquina perforadora, para definir con mayor precisión las fronteras entre los suelos aluviales y la roca basal, cuando ellos posean marcadas diferencias físicas, y en donde los métodos tradicionales serían más tardados y costosos.

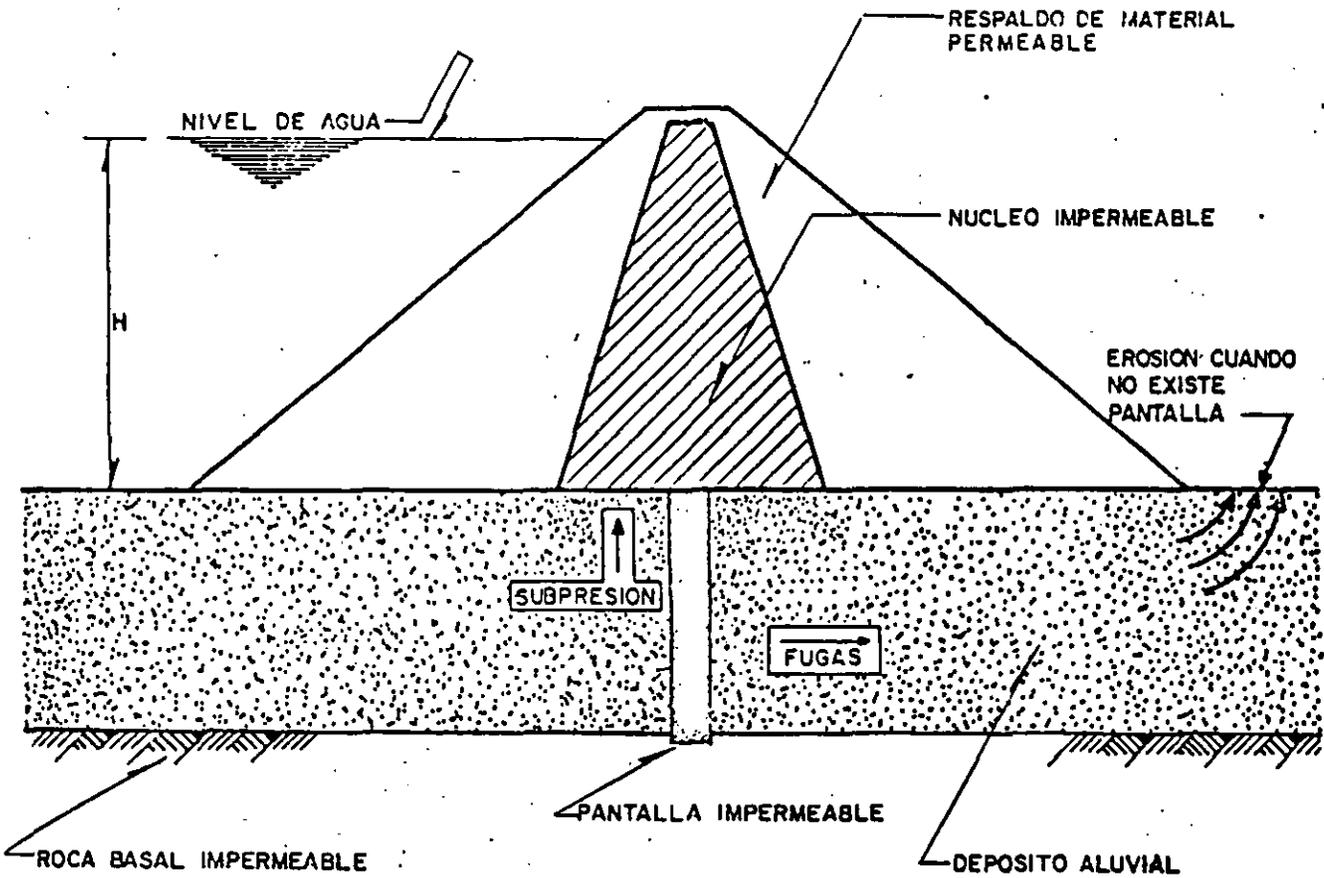
Con los estudios de mecánica de suelos será posible conocer las características esfuerzo-deformación de los tres elementos asociados: estructura-pantalla-cimentación. La interacción estática de la cimentación y la estructura con la pantalla puede obtenerse cualitativamente -- por el método de elementos finitos y otro tanto puede hacerse para el análisis dinámico, una vez definido el sismo de diseño. Dibay y Penzien, 1969, (Ref. IV-2-13).

- 
- Ref. (IV-2-12) Especificaciones técnicas para la ejecución de una prueba de bombeo en pozo central en el Proyecto "Chapotal", N.L. Subdirección de Investigación y Desarrollo Experimental. S.A.R.H., 1981.
- Ref. (IV-2-13) Presas de Tierra y Enrocamiento. R. J. Marsal y D. Reséndiz. Edit. Limusa, 1975.

Para los diques y las presas, donde la permeabilidad propia está asegurada por un núcleo impermeable, el flujo de agua a través de la cimentación tiene tres formas de manifestarse: el gasto ( $Q$ ) y el gradiente hidráulico ( $i$ ), que pueden iniciar una erosión al pie del paramento -- aguas abajo de la presa; y las subpresiones que se generan, bajo una estructura a través de la cual no puede cruzar el fluido, Fig. - - - -- IV-2.2.5.1-1.

De estos tres parámetros: gasto, gradiente y -- subpresión, proporcionales a la carga de agua --  $H$ , sólo los dos últimos pueden afectar la estabilidad en la presa; el gasto se toma en cuenta para la cuantificación del volumen de agua perdido por el flujo con objeto de realizar los -- análisis económicos respectivos.

Es posible modificar estos parámetros casi independientemente los unos de los otros, analizando varias alternativas con diversas profundidades y geometrías de las pantallas, evaluando -- los gastos de filtración y los gradientes críticos a la salida.



MANIFESTACIONES DEL FLUJO DE AGUA  
A TRAVES DE LA CIMENTACION.

La cuantificación del gasto de filtración puede realizarse por medio de las redes de flujo o -- por métodos aproximados, como el de Dachler, en tanto que la determinación del gradiente crítico podría ser igualmente calculado mediante las redes de flujo, como se discute en el Tomo V de este Manual de Mecánica de Suelos. Por medio de computadoras es posible obtener los valores de la presión nautral con buena aproximación, tomando en cuenta la anisotropía de las formaciones y la estratigrafía de la cimentación.

Cuando el gradiente ( $i$ ) es excesivo existirá el peligro de tubificación, por lo que deberán tomarse ciertas precauciones, como el diseño de filtros que protejan al material susceptible de que le sean arrastradas sus partículas finas. En el Tomo V de este Manual se presentan los procedimientos para el diseño de filtros en presas de materiales graduados.

#### 2.2.5.2 Tipos de pantalla.

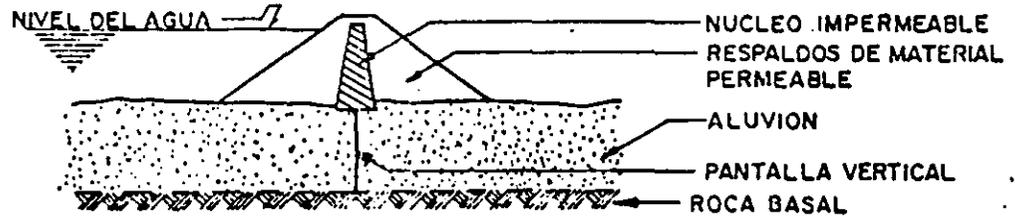
Como se hizo mención anteriormente, es posible modificar el flujo de agua a través de una cimentación permeable por medio de las pantallas.

Existe en la actualidad una gran variedad de -- procedimientos constructivos para realizar es - tos elementos y todos ellos cumplen en mayor o menor medida con su finalidad; la elección de - la mejor alternativa depende de las siguientes condicionantes:

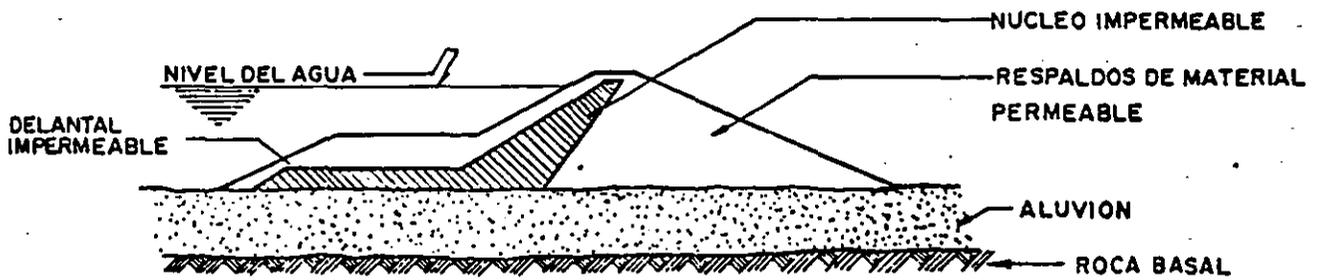
- 1) Valor del agua para el proyecto.
- 2) Costo inicial de cada alternativa.
- 3) Costo de los posibles daños producidos por - fallas o defectos en el funcionamiento de la obra atribuibles a la pantalla, y
- 4) La probabilidad de ocurrencia de cada una de éstas.

Las alternativas usualmente consideradas para - resolver el problema de flujo a través de un de pósito aluvial, y que se muestran esquemática - mente en la Fig. IV-2.2.5.2-1, son:

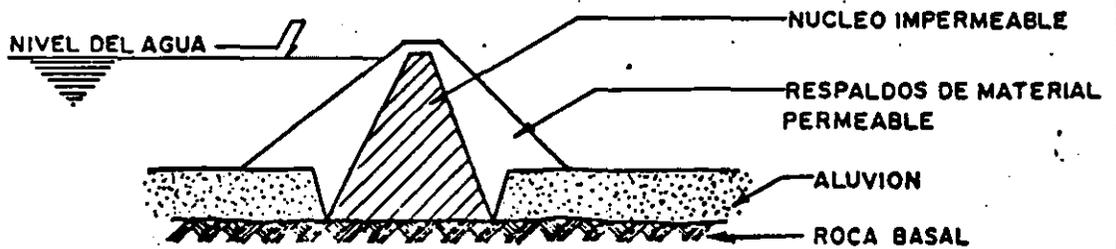
- \* Pantalla vertical.
- \* Delantal impermeable.
- \* Trinchera de material compactado.



(1) PANTALLA VERTICAL



(2) DELANTAL IMPERMEABLE



(3) TRINCHERA DE MATERIAL COMPACTADO

TIPOS DE PANTALLA

Estas alternativas pueden ser utilizadas ya sea en forma individual o combinada.

Para la formación de pantallas verticales usualmente se utilizan los siguientes procedimientos: cortinas de inyecciones, tablestacado, trinchera de lodos y pilotes o paneles secantes de concreto.

#### 2.2.5.3 Pantalla vertical.

##### 2.2.5.3.1 Cortinas de inyección.

Las cortinas de inyección se usan generalmente para impermeabilizar formaciones aluviales hasta profundidades de 60 m, pero también se han aplicado en depósitos de talud. Con este procedimiento no se pretende construir una barrera que obture totalmente el paso del agua, sino reducir la permeabilidad sustancialmente (de 50 a 100 veces) en la zona de la cortina de inyección; este procedimiento se torna costoso cuando la permeabilidad del aluvión es menor a  $10^{-3}$  cm/seg, debido a que la penetración de las mezclas dentro de los huecos de la formación es difícil con las mezclas usuales de agua-cemento-

bentonita.

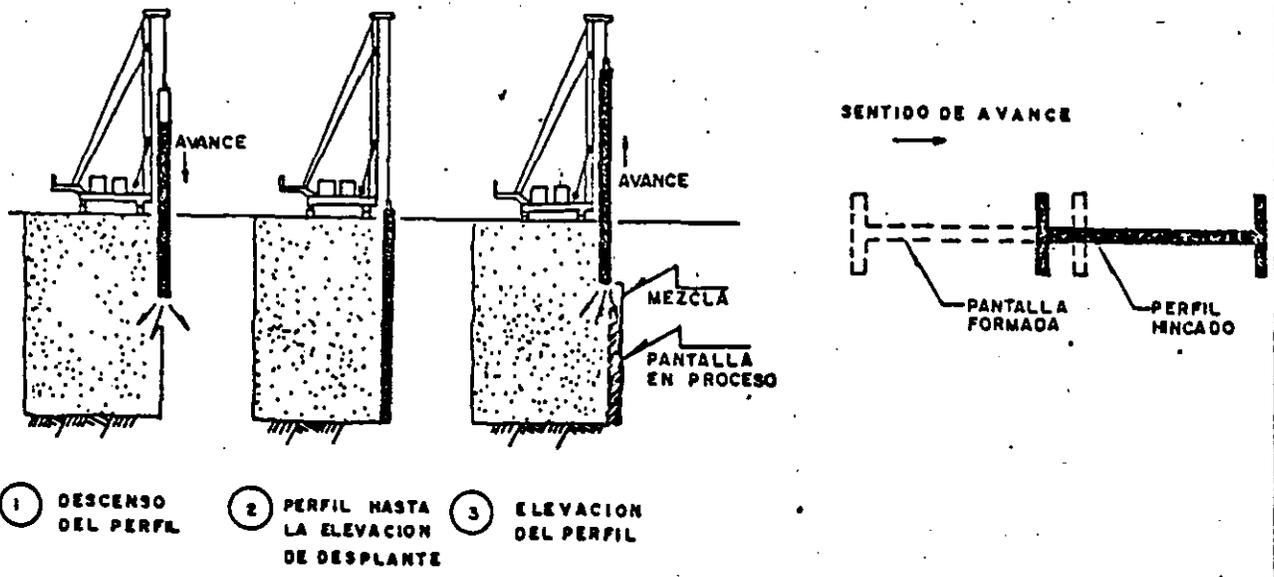
Los aspectos más relevantes sobre esta técnica se han discutido con mayor detalle en el inciso 2.2.4 de este Tomo.

#### 2.2.5.3.2 Tablestacados.

Este procedimiento lo constituye el hincado de un perfil metálico en el terreno, el que posteriormente es extraído o desplazado durante la operación simultánea de inyectado de una mezcla impermeable que rellena el espacio desalojado (Fig. IV-2.2.5.3.2-1). Su utilización está restringida debido a que sólo es recomendable en suelos aluviales que no contengan boleos o fragmentos de roca de gran tamaño, ya que estos ocasionan dislocamientos o roturas de las uniones de las tablestacas durante su hincado.

El hincado del perfil se hace con la ayuda de un vibrador potente ensamblado en el mismo; una mezcla autoendurecedora se inyecta por la punta de éste, favoreciendo la penetración de la mezcla e impregnando el suelo confinante.

En la práctica de la SARH este método no es - -



FORMACION DE PANTALLAS POR EL PROCEDIMIENTO DE TABLESTACADO

usual y su aplicación será limitada a casos muy específicos.

#### 2.2.5.3.3 Trinchera de lodos.

En ciertos casos, cuando un análisis técnico y económico lo justifica, existe la posibilidad de construir una trinchera de lodos o "slurry trench" por el eje de la cortina, para reducir a un mínimo el flujo a través de una formación aluvial. Este tipo de pantalla, que tiene un ancho usual de 0.80 m, está constituida por una mezcla de agregados-bentonita-cemento.

Para la realización de la trinchera se requiere inicialmente construir una plataforma de trabajo de 4.0 a 5.0 m de espesor para que el equipo de excavación e inyección opere en un nivel superior al del cauce. Dicha plataforma deberá estar formada preferentemente por material arcilloso compactado, como parte del núcleo impermeable de la cortina.

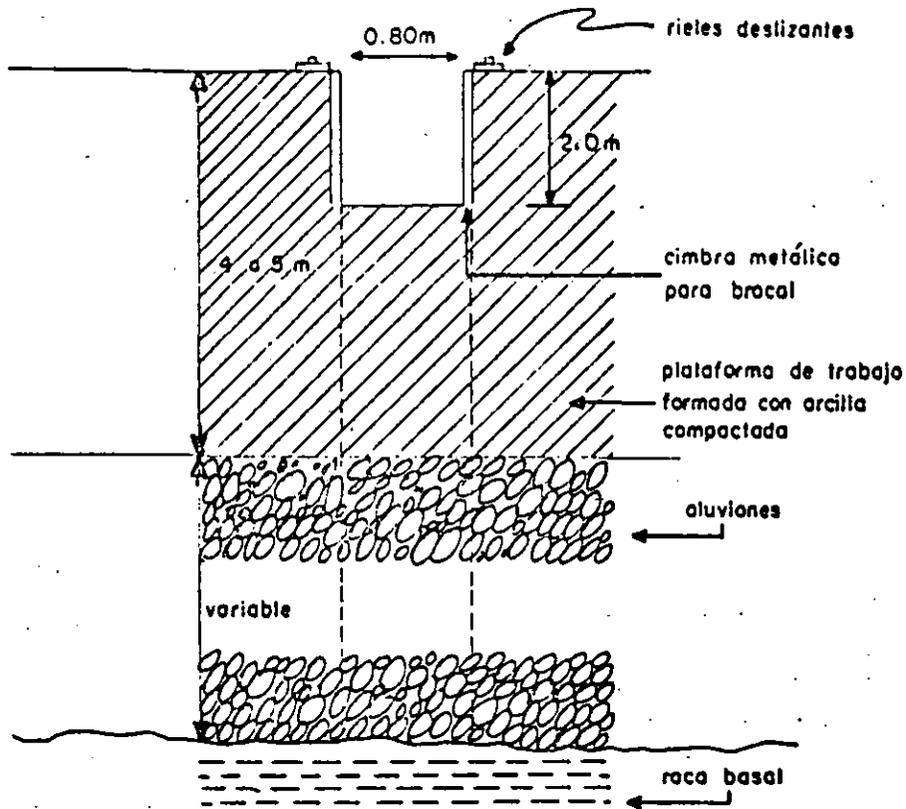
Al iniciar la excavación se coloca una cimbra metálica de 2.0 m de profundidad en las paredes frontales de la trinchera, en la longitud co --

responsable al panel en proceso de excavación. Dicha cimbra sirve como brocal o boquilla evitando caídos superficiales. Fig. IV-2.2.5.3.3-1.

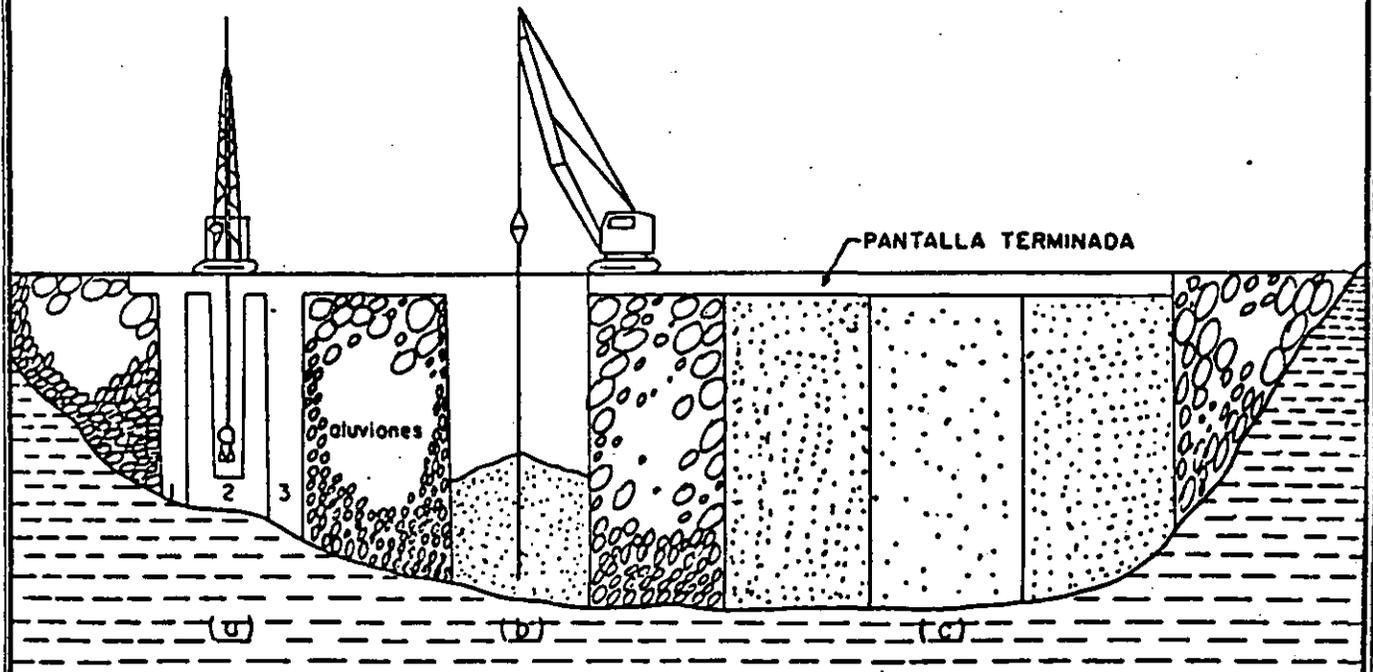
La excavación de la trinchera debe llevarse a cabo a través del espesor de los aluviones hasta llegar a la roca, empleando para ello un cucharón de "ALMEJA" acoplado a una grúa pluma -- con guía, montada sobre rieles deslizantes. Este equipo debe garantizar la verticalidad de -- las paredes de la pantalla.

Quando se presentan estratos muy compactos o boleos de tamaño superior a la capacidad del cucharón de almeja, se sustituye éste por un trépano o cincel capaz de romperlos o fragmentarlos para después continuar con la extracción de los acarreos.

En ocasiones sucede que ni aún el cincel es capaz de romper los grandes bloques o boleos, siendo entonces necesario recurrir a una perforadora de percusión tipo Bucyrus Erie 22W para romper por golpeo. Como alternativa se pueden utilizar pequeños cartuchos de dinamita protegidos



PANTALLA DE LODOS "SLURRY TRENCH"



- a) EXCAVACION BAJO LODO
- b) COLADO
- c) PANELES TERMINADOS ( 16 )

FIG. IV-2.2.5.3.3-1

con bolsas de polietileno, haciéndolos llegar - hasta los boleos y efectuando la tronada.

Simultáneamente a la excavación de la trinchera, se va restituyendo el material extraído por un volumen igual de lodo bentonítico, que tiene -- por objeto mantener la estabilidad de las paredes.

El procedimiento constructivo de la trinchera - es a base de paneles o tableros, generalmente - de 2.50 m de longitud, en forma alternada, es - decir, primero se realizan el 1 y el 3 a la pro fundidad total, excavando y restituyendo el ma- terial con lodo bentonítico y a continuación se ejecuta el panel intermedio 2. Fig. IV-2.2.5.3. 3-1 (a).

Posteriormente, se procede al colado desde el - fondo de los tableros con la mezcla definitiva, por medio de una tubería cuyo diámetro está en función del volumen por colocar. Dicha mezcla - debe tener mayor densidad que el lodo bentoníti- co para que éste pueda ser desplazado y recupe- rado con objeto de utilizarse como ademe en los tableros subsecuentes.

El diseño de la mezcla definitiva para el colado de la pantalla, se efectúa considerando las características de los acarreos (permeabilidad, granulometría y deformabilidad); las características de deformabilidad de los materiales que constituyen la cortina, el gradiente máximo a que estará sujeta la pantalla y la compatibilidad de deformaciones en la interacción cortina-pantalla-aluvión.

La granulometría del aluvión deberá tomarse en cuenta para que no emigre la mezcla fuera de las líneas de proyecto, utilizando para ello mezclas densas con las que se eviten recorridos amplios en formaciones con altas relaciones de vacíos. Con la determinación de los módulos de deformabilidad del aluvión, materiales que constituyen la cortina y mezcla para formación de pantalla, se realizan análisis de esfuerzos y deformaciones por medio del Método del Elemento Finito para verificar que no se produzcan esfuerzos de tensión que ocasionen fracturamiento en la pantalla colada. Finalmente, se determina en laboratorio el gradiente de tubificación para la pantalla, el cual, de acuerdo con las ex-

periencias de la SARH en estos trabajos, se ha observado que usualmente es como mínimo cinco veces mayor al gradiente efectivo. Cabe hacer notar que adicionalmente a estos factores, la mezcla óptima deberá cumplir con los requisitos de manejabilidad y de economía.

La pantalla puede estar constituida por una mezcla de cemento y bentonita, por un mortero de cemento-bentonita-arena, o contener agregados producto de la propia excavación, los que se combinan con cemento y bentonita, colocándolos dentro de la trinchera después de haber sido debidamente procesados y dosificados, haciendo la pantalla más rígida o deformable según los requerimientos del proyecto. En las tablas IV-2.2.5.3.3-1, 2 se presentan algunas dosificaciones utilizadas para casos reales, con resultados de las propiedades físicas y mecánicas de las mezclas (Ref. IV-2-14).

#### 2.2.5.3.3.1 Control de campo.

Inicialmente, debe verificarse la verticalidad de las paredes de la excavación con un dispositivo tipo coordenó

---

Ref. (IV-2-14) Ensayes de laboratorio. Oficina de Diseño de Mezclas para Inyectado de la Dirección General de Obras Hidráulicas e Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural, 1983.

TABLA IV - 2.2.5.3.3.-1

## DOSIFICACIONES PARA PANTALLA DE LODOS

MEZCLA	CEMENTO Kg/m <sup>3</sup>	BENTONITA Kg/m <sup>3</sup>	ARENA Kg/m <sup>3</sup>	AGUA Lt/m <sup>3</sup>	A/C	B/C
1	200	40	--	918.0	4.59	0.20
2	200	60	--	908.0	4.54	0.30
3	250	50	--	897.5	3.59	0.20
4	250	75	--	885.0	3.54	0.30
5	275	50	--	888.2	3.23	0.18
6	275	55	--	885.5	3.22	0.20
7	300	50	--	882.0	2.94	0.16
8	300	60	--	876.0	2.92	0.20
9	325	65	--	867.7	2.67	0.20
10	350	70	--	857.5	2.45	0.20
11	375	75	--	847.5	2.26	0.20
12	400	80	--	836.0	2.09	0.20
13	200	50	1040	514.0	2.57	0.25
14	200	60	1060	516.0	2.58	0.30

metro, que funciona a base de un péndulo que permite registrar los desplazamientos de las paredes. A profundidades mayores a 20.0 m se presentan problemas constructivos para asegurar la verticalidad, por lo que en estos casos deberá tenerse un especial cuidado.

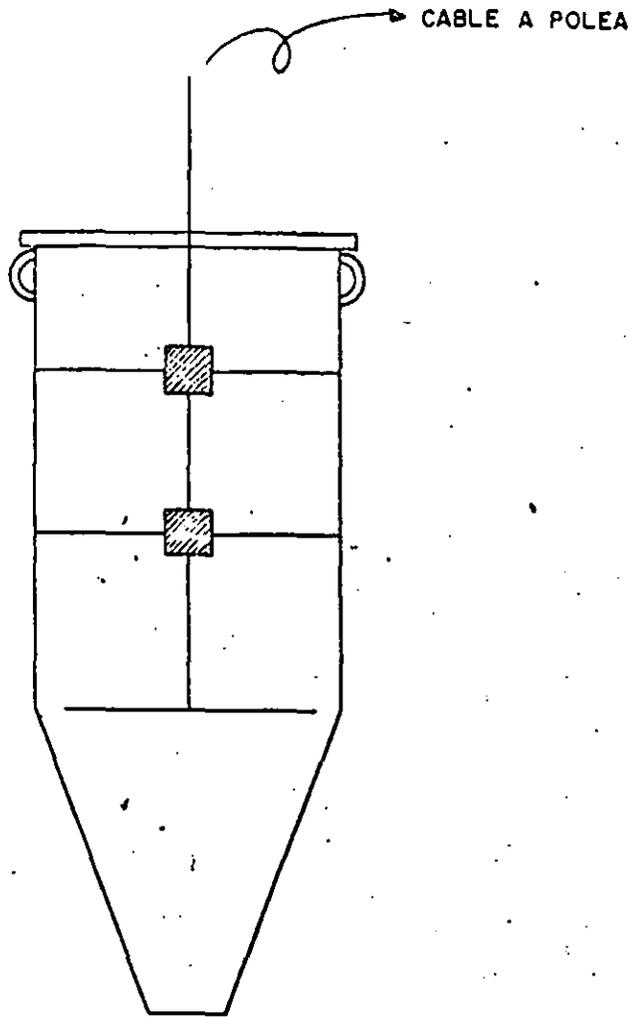
Por otra parte, deben efectuarse muestras sistemáticas de las mezclas elaboradas en la planta de dosificación, controlando la fluidez, sedimentación y densidad; llevando también un estricto control de las mezclas colocadas en la trinchera. Esto último por medio de muestreadores cónicos, Fig. IV-2.2.5.3.3-1 con los que se recupera a diferentes profundidades, la mezcla que puede estar contaminada con lodo bentonítico o con material del aluvión. Lo anterior tiene por objeto verificar las propiedades físicas de la mezcla elaborada y colocada, comparándolas con las propiedades

IV-2-62-T2

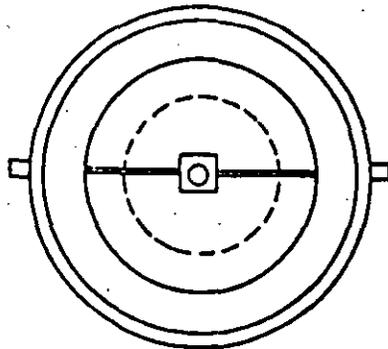
TABLA IV - 2.2.5.3.3.- 2

CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS  
RESULTADOS DE LABORATORIO

MEZCLA	FLUIDEZ MARSH (seg)	PESO VOLU METRICO (Kg/m <sup>3</sup> )	SEDIMENTACION			PRUEBA DE EXPRIMIDO						RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (Kg/cm <sup>2</sup> )			MODULO ELASTICO (Kg/cm <sup>2</sup> )
			ESTABILIDAD (hr)	SOLIDOS (%)	AGUA LIBRE (%)	P=3.0 Kg/cm <sup>2</sup>		P=6.0 Kg/cm <sup>2</sup>		P=9.0 Kg/cm <sup>2</sup>		7 DIAS	14 DIAS	28 DIAS	
						t.seg	vol.cm <sup>3</sup>	t.seg	vol.cm <sup>3</sup>	t.seg	vol.cm <sup>3</sup>				
1	33	1170	4:00	85	15	1168	192	978	196	736	197	0.8	0.9	1.0	50
2	37	1184	4:00	93	7	1495	170	1460	184	1441	193	0.5	0.7	1.0	60
3	37	1209	4:00	94	6	1269	174	1167	186	984	189	0.7	1.1	1.6	70
4	48	1227	2:00	98	2	1925	147	1891	153	1888	170	0.9	1.3	1.6	80
5	49	1230	3:30	95	5	904	174	814	186	746	193	1.0	1.9	2.7	--
6	54	1233	3:30	96	4	1010	163	940	165	906	183	0.8	1.7	2.6	--
7	54	1237	4:00	96	4	840	162	681	174	581	182	1.5	2.1	2.5	75
8	60	1241	4:00	98	2	1117	154	885	164	664	160	1.4	1.7	1.9	90
9	> 120	1269	0:15	100	0	906	114	966	133	1126	158	5.1	6.5	7.2	--
10	> 120	1293	0:15	100	0	796	98	528	95	779	126	6.2	7.8	8.6	--
11	NO FLUYE	1304	0:15	100	0	491	75	469	83	469	92	9.5	10.6	12.3	--
12	NO FLUYE	1331	0:00	100	0	--	--	--	--	--	--	11.0	13.8	15.7	--
13	> 120	1842	1:00	99	1	280	50	265	62	180	58	4.5	7.6	9.7	1200
14	> 120	1692	2:30	97	3	860	94	882	98	510	100	3.0	3.0	4.3	--



CONO MUESTREADOR



de diseño obtenidas en laboratorio. -  
Adicionalmente, se muestrea el producto  
fraguado para determinar su resis-  
tencia, deformabilidad y permeabili-  
dad. En caso de no cumplir con las es  
pecificaciones constructivas y requere-  
mientos de diseño, se procede a re-  
mover el p nel defectuoso y a colar -  
uno nuevo.

Finalmente, para verificar la efecti-  
vidad de la pantalla, se diseñan e --  
instalan estaciones piezométricas - -  
aguas abajo y aguas arriba de la mis-  
ma, para medir las cargas hidráulicas  
a diversas profundidades.

#### 2.2.5.3.4 Pilotes y/o p neles secantes de con- creto.

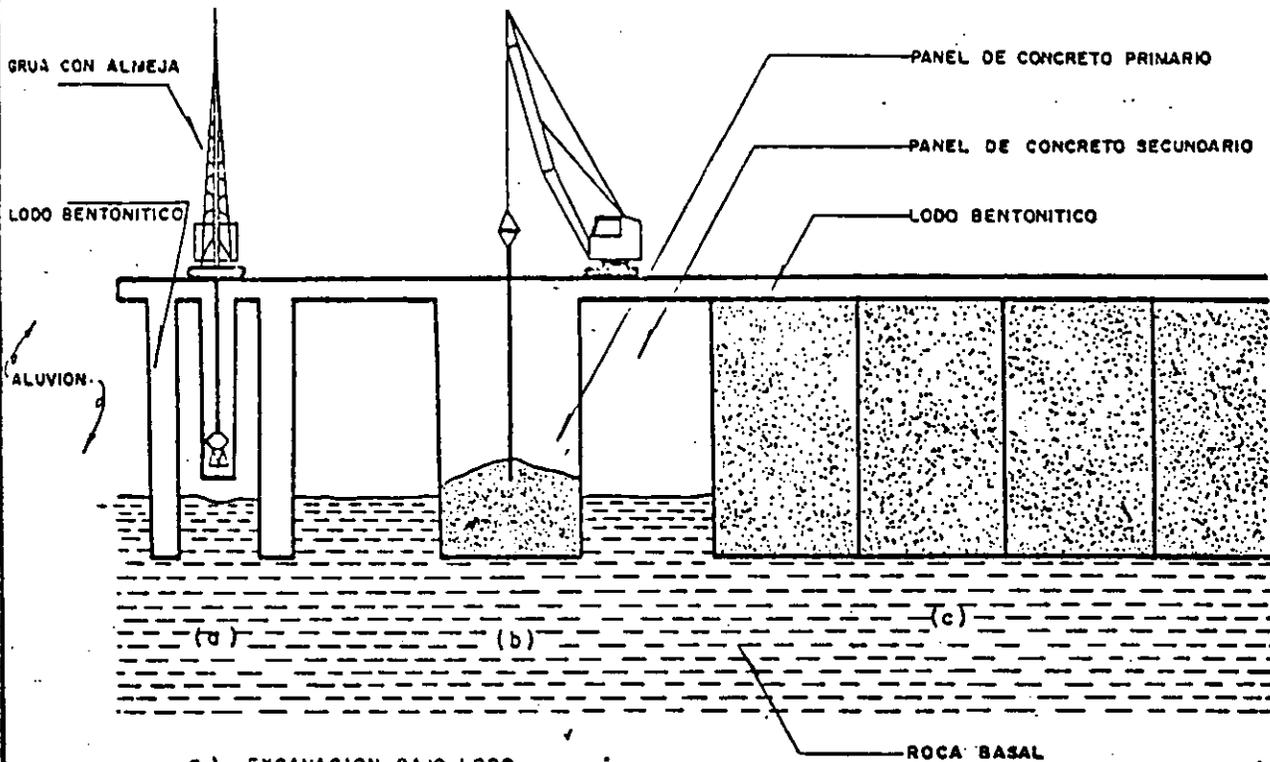
En este procedimiento la pantalla est  consti-  
tuida por una mezcla de concreto y bentonita,  
que en una primera fase asegura la estabilidad  
de la zanja durante la operación de excavación  
y en una segunda fase constituye la pantalla -  
por auto-endurecimiento, al final de un tiempo

fijado con anterioridad.

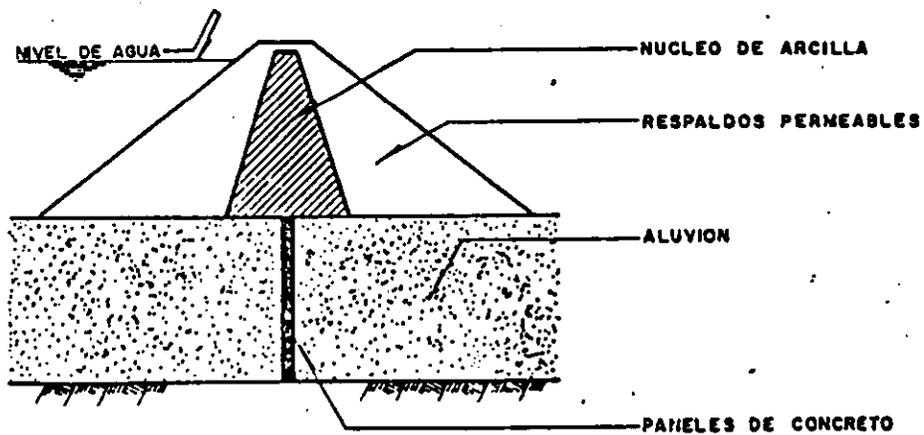
La realización física del muro se hace en forma continua, esto es, sin juntas; los paneles primarios se forman antes de iniciar la excavación de los paneles secundarios (Fig.IV-2.2.5.3.4-1).

Las características de deformabilidad, impermeabilidad y durabilidad de las mezclas endurecidas se obtienen en el laboratorio para los materiales disponibles en el sitio, modificando las dosificaciones hasta que sean acordes con los requisitos del diseño.

La composición y la dosificación de estas mezclas están esencialmente en función del tipo de cemento y de la calidad de la bentonita. El fraguado, regulable de antemano, depende del avance de la excavación, que debe ser relativamente rápido. Es claro que estos productos, relativamente nuevos, son sometidos a un gran número de pruebas de deformabilidad, permeabilidad y sobre todo de pruebas de erosión, especialmente cuando se trata de pantallas incorporadas a obras definitivas, (Ref. IV-2-15).



- a) EXCAVACION BAJO LODO
- b) COLADO
- c) PANELES TERMINADOS



PROCESO DE EJECUCION DE PANELES SECANTES

Una variante de este sistema es la de los paneles de concreto plástico.

#### 2.2.5.3.4.1 Paneles de concreto plástico.

En este procedimiento la estabilidad de la zanja está asegurada por un lodo bentonítico. Concluida la excavación de la zanja, hasta la profundidad requerida, la bentonita se reemplaza por un concreto plástico fabricado a base de arcillas coloidales.

Estos concretos son objeto, desde hace algunos años, de estudios profundos en varios países para determinar su comportamiento ante las condiciones impuestas por la estructura y por el medio ambiente. En particular, estos concretos deben ser deformables para poder seguir, sin fisurarse, los movimientos del terreno (el módulo de deformabilidad puede tener valores -- del orden de  $500 \text{ Kg/cm}^2$ ).

Para lograr ésto, es necesario que se cumplan ciertas condiciones:

- Que el comportamiento esfuerzo-deformación del producto sea suficientemente plástico. Esto se logra reduciendo la proporción de cemento y añadiéndole a la mezcla arcillas coloidales (bentonita); la dosificación estará en función de la resistencia y módulo elástico deseados.
- Que la dosificación de los agregados sea la correspondiente para evitar la formación de un esqueleto demasiado rígido; siendo práctica utilizar partículas cuyo diámetro sea como máximo de 30 mm.

Este concreto debe ser, a la vez, suficientemente fluido para permitir un buen colado y suficientemente rígido para evitar cualquier segregación de los agregados, sin que se reduzca sensiblemente la deformabilidad del concreto. De acuerdo con ensayos de labo

ratorio realizados en otros países -- (Ref.IV-2-16), la permeabilidad de es tos concretos debe de estar comprendi da entre  $10^{-6}$  y  $10^{-7}$  cm/seg.

#### 2.2.5.4 Delantales impermeables.

En cimentaciones térreas o aluviales de considerable potencia, pero cuya permeabilidad sea relativamente baja ( $k < 10^{-4}$  cm/seg), la solución más sencilla y confiable es el delantal de arcilla construído sobre el terreno natural como prolongación del corazón impermeable hacia aguas arriba, Fig. IV-2.2.5.2-1 (2).

La longitud y geometría del delantal depende de la carga del embalse, de la permeabilidad de la cimentación y de la estabilidad de la estructura. Para abatir los gradientes de salida generados en esta alternativa, que en este caso son altos, se instalan drenes o pozos de alivio al pié de la estructura del lado de aguas abajo, con una cierta granulometría para evitar el arrastre de partículas finas de la cimentación.

#### 2.2.5.5 Trinchera de material compactado.

En general, se requiere de una excavación cuyas dimensiones están definidas por los taludes del núcleo imper

meable y filtros, así como por la profundidad elegida o considerada apta para el desplante; en la que los problemas de bombeo y la estabilidad de los taludes interiores, son factores determinantes para el análisis de su costo. El material de relleno de la trinchera y su colocación deben cumplir con especificaciones similares a las del corazón impermeable. (Tomo VII del Manual de Mecánica de Suelos).

#### 2.2.5.6 Aplicaciones.

La Presa Cerro de Oro, Oax., constituye un ejemplo sobre el mejoramiento de una cimentación por medio de la construcción de una pantalla vertical formada por inyecciones de mezclas agua-cemento-bentonita y de productos químicos.

La Presa Cerro de Oro, Oax., Fig. IV-2.2.5.6-1, es un dique de tierra y enrocamiento de 55 m de altura máxima y 1,700 metros de longitud, localizada a unos 20 km hacia el sur de la ciudad de Tuxtepec, Oax.

La roca basal la constituye una caliza cárstica fracturada, cuyas grietas están rellenas con materiales detríticos arcillosos. Su permeabilidad es muy variable alcanzando 400 UL hasta unos 60 metros de profundidad. Es-



ta caliza, cuyo perfil a lo largo del eje de la boquilla es muy irregular, está cubierta por una capa de 10 a 25 m de espesor de limos arcillo-arenosos (Formación Tierra Colorada), muy heterogéneos, de poca cohesión y cuya permeabilidad varía entre  $10^{-1}$  y  $10^{-4}$  cm/seg.

El proyecto ha contemplado desplantar la cortina sobre la Formación Tierra Colorada, para evitar las dificultades relativas con la excavación de los materiales y su alto costo.

Tomando en cuenta estos antecedentes, se realizaron una serie de trabajos de inyección, que tuvieron los siguientes objetivos:

- Mejorar las propiedades mecánicas de los suelos de cimentación en su contacto con la caliza y hasta 2 m por arriba de su punto más alto.
- Limitar la permeabilidad más importante en esta misma zona a  $10^{-4}$  cm/seg.
- Disminuir la permeabilidad de la caliza a 3 UL, para los 30 metros superiores de esta formación, y a 5 UL por abajo de ella.

Estos trabajos de inyección fueron muy delicados, espe-

cialmente en el contacto con la caliza, por lo que fue necesario realizar una serie de ensayos previos in situ, con objeto de determinar el método de ejecución más adecuado y económico para alcanzar los objetivos antes citados.

El corte transversal de la Fig. IV-2.2.5.6-1 muestra la pantalla inyectada, formada por 3 líneas, cuya disposición en planta fue de pozos localizados al tresbolillo.

El contacto entre la Formación Tierra Colorada y la roca basal se inyectó por medio de tubos con manguitos, gracias a los cuales se introdujo un volumen controlado de mezcla en progresiones cortas de 33 cm de longitud cada una. Este método permitió consolidar la cimentación térrea y disminuir su permeabilidad. El método utilizado para tratar la caliza, requerido por la presencia de arcilla en las grietas, combinó las inyecciones por progresiones descendentes, de tal manera que se inyectaron en varias fases cantidades limitadas de mezcla.

La mezcla utilizada principalmente en el tratamiento fue a base de agua-cemento-bentonita a la cual se añadió, en ciertos casos, silicato de sodio.

#### 2.2.6 Otros Métodos.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**C U R S O S    A B I E R T O S**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

**EMPLEO EN LA RED DE FLUJO**

**OCTUBRE, 1992**

punto y principalmente a la salida de las filtraciones, ya que es ahí donde puede iniciarse la tubificación. Ref. (V-4-25).

\* Gasto de Filtración.

Si se considera un cuadro de una red de flujo, como el mostrado en la Fig. V-4.5-1, el gasto que pasa por éste, según la ley de Darcy, es: Ref. (V-4-26).

$$\Delta q = ka \frac{\Delta h}{l}$$

Donde:

k : coeficiente de permeabilidad  $\left[ \frac{L}{t} \right]$

a : área media del cuadro normal al flujo (considerando un espesor unitario)  $[L^2]$

$\Delta h$  : Pérdida de carga entre dos líneas equipotenciales  $[L]$ .

l : Distancia media del cuadro recorrida por el agua  $[L]$ .

#### 4.5 Empleo de la red de flujo.

Algunas de las aplicaciones que tiene la red de flujo en el diseño de las estructuras térreas son:

a) Determinación del gasto de agua que fluye, ya sea a través de su cuerpo o de su cimentación.

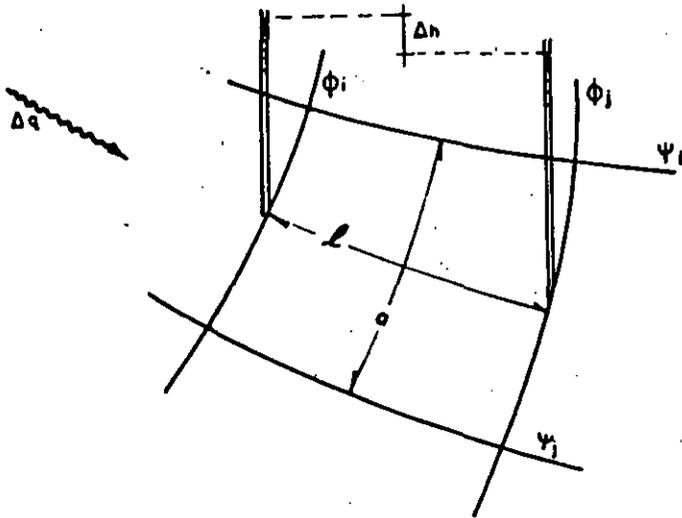
b) Determinación del gradiente hidráulico en cualquier

( 1 )

Ref. (V-4-25) E. Tamez González. Principios Generales de Diseño y Construcción de Presas de Tierra. Revista de Ingeniería Hidráulica en México. México, D.F. 1965 pág. 23 y 24.

Ref. (V-4-26) E. Juárez Badillo y A. Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos. Tomo III Edit. Limusa, México, D.F. 1975 pág. 34 y 35.

V-4-58F



## CLAVE DE SIMBOLOS

$\Delta h$	→ PERDIDA DE CARGA ENTRE DOS LINEAS EQUIPOTENCIALES
$o$	→ AREA MEDIA DEL CUADRO NORMAL AL FLUJO (CONSIDERANDO UN ESPESOR UNITARIO)
$l$	→ DISTANCIA MEDIA DEL CUADRO RECORRIDA POR EL AGUA
$\phi_i$	→ LINEA EQUIPOTENCIAL $l$
$\psi_i$	→ LINEA DE FLUJO $l$
$\Delta q$	→ GASTO QUE PASA ENTRE LAS LINEAS DE FLUJO $\psi_i$ Y $\psi_j$

CUADRO DE UNA RED DE FLUJO

FIG. V. 4.5 - 1

Si se considera que el número total de tubos de una red de flujo es  $N_t$  y  $N_e$  el número de líneas equipotenciales, el gasto total que se tendrá a través de la zona de flujo, por unidad de longitud es:

$$\frac{Q}{L} = k H F_F$$

Donde:

$$\frac{Q}{L} = \text{Gasto unitario que pasa a través de la zona de flujo. } \left[ \frac{L^3}{t} \right]$$

$H$  : Carga total de agua [ L ]

$$F_F = \frac{N_t}{N_e} \quad \text{Factor de forma.}$$

## Gradiente Hidráulico

Como se describió en el capítulo 3, inciso 3.1.2.1, el agua que pasa a través de los poros de un suelo, ejerce sobre sus partículas sólidas una fuerza cuya dirección es perpendicular a las líneas equipotenciales y su magnitud queda determinada, sobre todo, por la pérdida de carga transmitida por rozamiento a las partículas sólidas y su expresión por unidad de volumen es:

$$j = \frac{\Delta H}{L} \gamma_w$$

Al cociente  $\frac{\Delta H}{L}$  se le llama comunmente Gradiente hidráulico.

Si se tuviese un flujo vertical ascendente, opuesto al peso del suelo, podría darse el caso de tenerse un gradiente hidráulico lo suficientemente grande - que igualara el valor del peso sumergido del suelo, anulando de esta manera, los esfuerzos efectivos; - al gradiente hidráulico necesario para que esto ocurra, se le llama gradiente hidráulico crítico y su valor es:

$$i_{\text{crít}} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Donde:

$$\gamma' = \text{Peso específico absoluto sumergido del suelo} \left[ \frac{F}{L^3} \right]$$

$$\gamma_w = \text{Peso específico absoluto del agua} \left[ \frac{F}{L^3} \right]$$

El valor del gradiente crítico es prácticamente - igual a la unidad, bajo estas condiciones se presenta la tubificación.

Puede definirse el factor de seguridad contra tubificación con la expresión:

$$F.S. = \frac{i_{\text{crít.}}}{i_{\text{sal.}}} \cdot \frac{1}{i_{\text{salida}}}$$

Donde:

$i_{\text{SAL}}$  = gradiente hidráulico en la salida de las filtraciones.

El factor de seguridad mínimo que deberá aceptarse será de 5.

#### 4.6 Aplicabilidad de los casos particulares del diseño.

En la figura V-4.6-1 se muestra el diseño de un filtro para una presa, empleando para ello el criterio de - Terzaghi.

A continuación se presenta un ejemplo para aclarar el uso de los criterios de Holtz y el del Bureau of Reclamation para identificar suelos expansivos.

De acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio practicadas a una muestra de suelo, se tienen las siguientes propiedades índice:

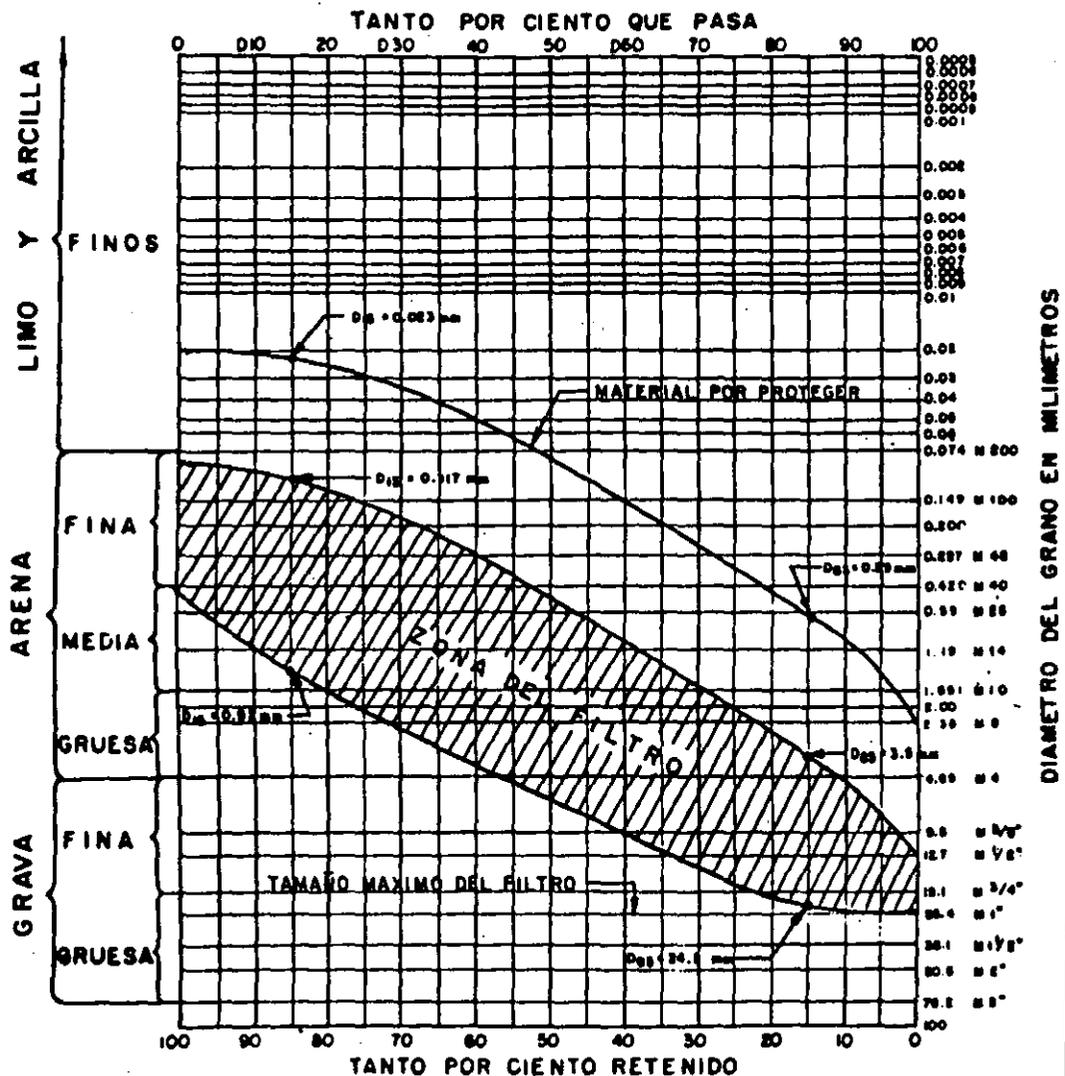
Contenido natural de agua	26%
Grado de saturación	83%
Límite líquido	86%
Índice de plasticidad	58%
Límite de contracción	9.5%
Peso volumétrico seco	1.43 ton/m <sup>3</sup>
Porcentaje de partículas menores a 2 micras obtenidas mediante prueba del hidrómetro	30%

a) Criterio de Holtz

- De la carta de plasticidad se obtiene que el sue

## DISEÑO DE FILTROS

Procedencia: PRESA EL GUINEO, GRO. Identificación de Lab: \_\_\_\_\_  
 Banco: \_\_\_\_\_ Pozo: \_\_\_\_\_ Profundidad: \_\_\_\_\_ m.  
 Muestra: \_\_\_\_\_ Est.: \_\_\_\_\_ Fecha: \_\_\_\_\_ / \_\_\_\_\_ / \_\_\_\_\_



TOTAL, % Grava 0.0 % Arena 53.0 % Finos 47.0  $C_u = D_{60}/D_{10} = 9.0$   
 PASA 4, % Arena \_\_\_\_\_ % Finos \_\_\_\_\_  
 $D_{10} = 0$  mm  $D_{30} = 0.035$  mm  $D_{60} = 0.180$  mm  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = 0.34$   
 Observaciones: \_\_\_\_\_  
 Verificó: Gustavo Pérez Sánchez. Calculó: Gerardo Méndez Romero. FIG. V.4.6-1

lo es una arcilla de alta plasticidad (CH).

- Para obtener el grado de expansión probable se tiene por comparación:

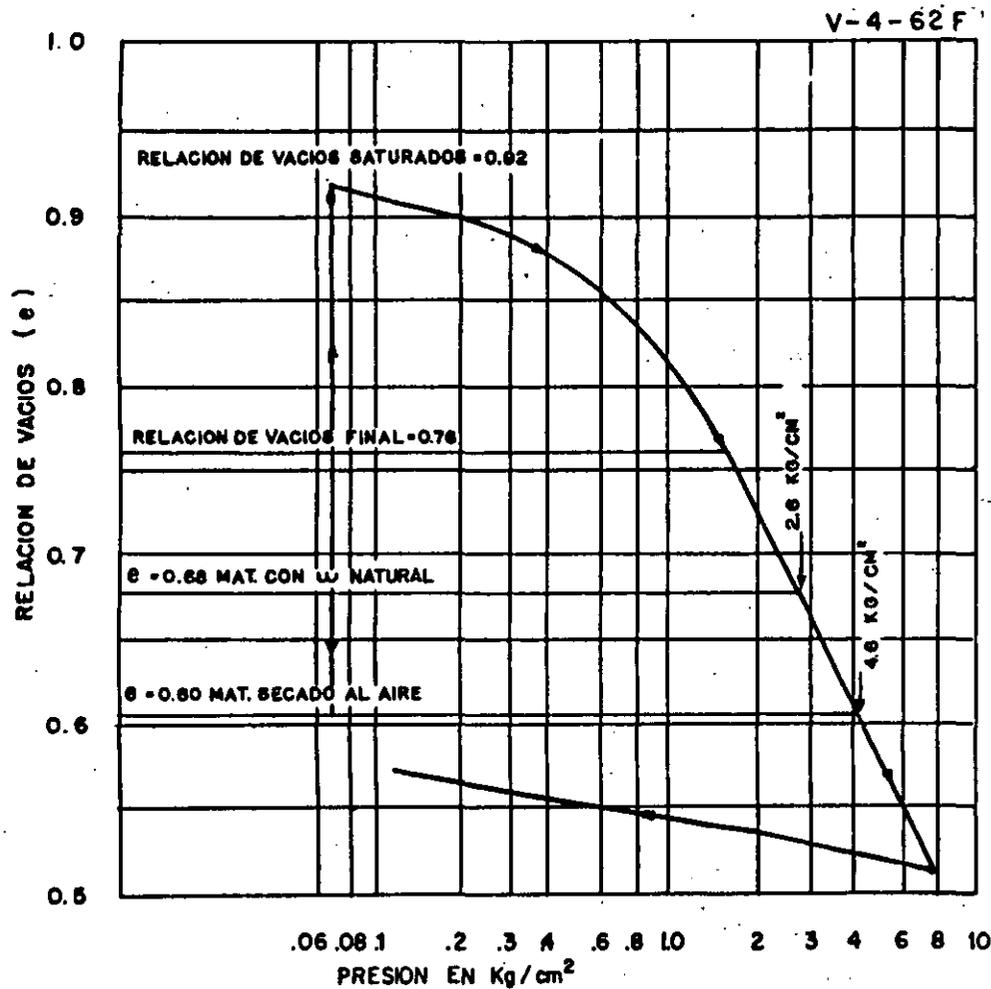
	Valores de la tabla	Valores del suelo
- Contenido de coloides	28	30
- Índice de plasticidad (%)	35	58
- Límite de contracción (%)	11	9.5

- En la columna correspondiente, al porcentaje de expansión probable se observa que éste será mayor de 30% y el grado de expansión será muy alto.

b) Criterio del Bureau of Reclamation.

- En la gráfica de la Fig. V-4.3.2-1 las abscisas representan el límite líquido y las ordenadas el peso volumétrico seco. De acuerdo con los datos de laboratorio se tiene el punto (86,1.43). Este punto queda localizado en la llamada zona de suelos expansivos.

Con objeto de evaluar el porcentaje de expansión del suelo, mediante el expansómetro unidimensional, en la Fig. V-4.6-2 se muestra la gráfica de un ensaye de ex-



pansión, en la que se aprecia que la relación de vacíos inicial se reduce de 0.68 al secarse y posteriormente al saturarse aumenta a 0.92. La deformación unitaria correspondiente a una variación del contenido de agua entre el inicial y el de saturación, es de 14.2%, y para una variación de seco a saturado se tiene 33.2% de deformación unitaria. Las presiones de expansión para cuando el suelo tenga contenidos de agua correspondientes al inicial y seco, van de 2.6 y 4.6 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente.

A continuación se presenta un ejemplo para aclarar el uso de los criterios de J.H. Dudley y el del Bureau of Reclamation, para identificar suelos colapsables.

El laboratorio reporta los siguientes resultados:

Contenido natural de agua.	10%
Grado de saturación	25%
Límite Líquido	35%
Índice plástico	17%
Peso volumétrico	1350 kg/m <sup>3</sup>
Densidad de sólidos	2.60

a) Criterio de J.H. Dudley.

De acuerdo con este criterio, los valores del contenido natural de agua, grado de saturación, límite líquido e índice plástico, caen dentro del rango establecido para suelos colapsables.

PRUEBA DE EXPANSION EN EXPANSOMETRO UNIDIMENSIONAL

FIG. V-4.6-2

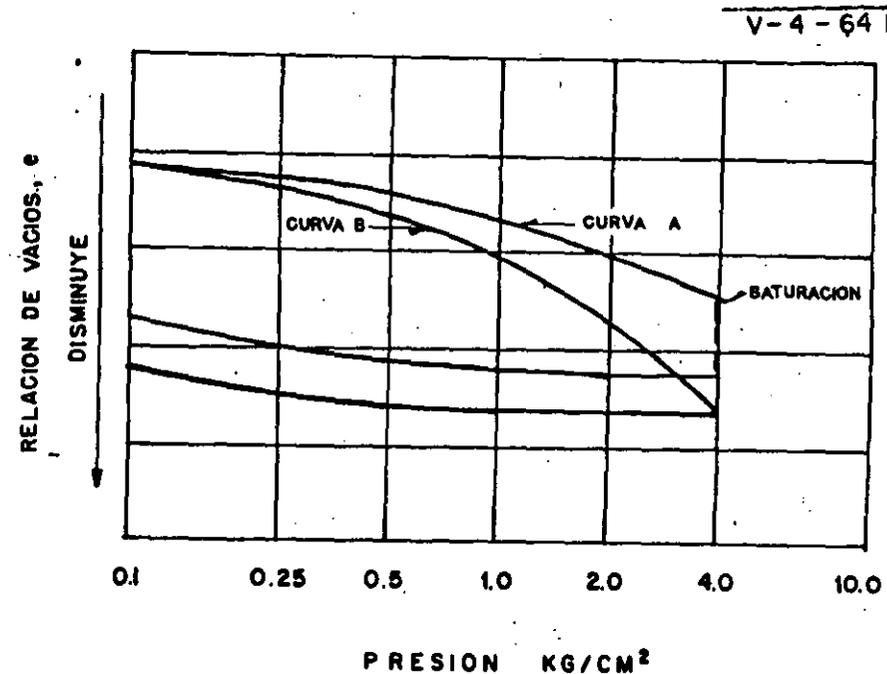
## b) Criterio del Bureau of Reclamation.

En la gráfica de la Fig. V-4.3.2.4-1 se entra con el límite líquido (LL=35%), como abscisa y el peso volumétrico seco como ordenada ( $1.15 \text{ ton/m}^3$ ). El punto (35,1.35) queda dentro de las líneas de frontera; estos son casos críticos y se les debe poner una especial atención.

También para aclarar el cálculo cuantitativo del colapso de un suelo por medio de una prueba doble de consolidación. La curva mostrada en la Figura V-4.6-3 corresponde a una muestra del suelo, una arena fina arcillosa, con 86% de arena y 14% de montmorilonita, probada con su humedad natural, hasta una presión efectiva de  $4 \text{ kg/cm}^2$  en cuyo momento se saturó la muestra; la curva B se hizo con una muestra del mismo suelo, que se saturó previamente y después se cargó hasta los mismos  $4 \text{ kg/cm}^2$ .

El efecto de la saturación bajo carga, en el caso de la curva A, es evidente. También debe notarse que en la curva B, se llega inclusive a menores relaciones de vacíos que en la A, pero la saturación previa evita un colapso.

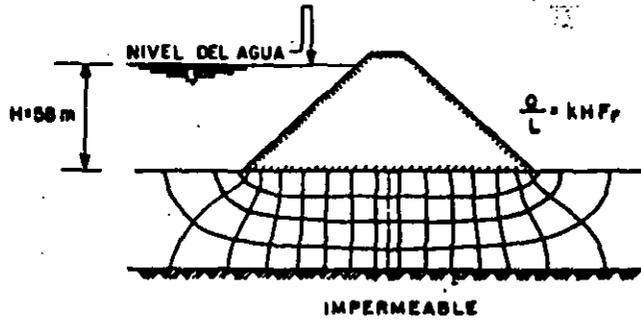
En la figura V-4.6-4 se presenta una red de flujo a través de una cimentación permeable de una presa; si en este caso se tiene:



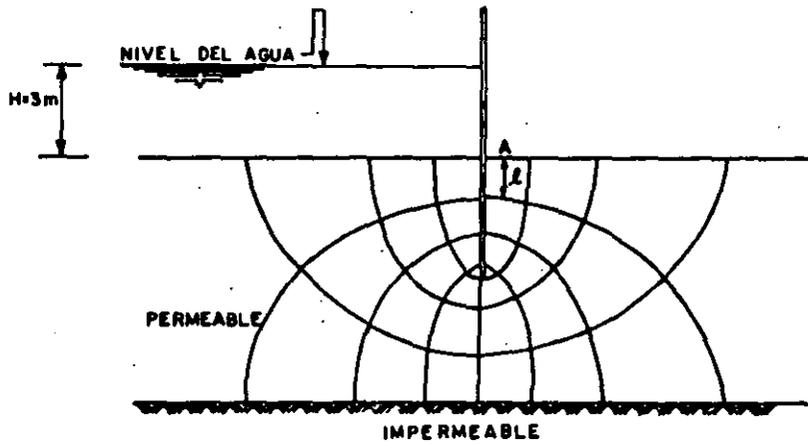
DOBLE PRUEBA DE CONSOLIDACION EN UNA MUESTRA SATURADA Y OTRA CON SU CONTENIDO NATURAL DE AGUA

FIG. V-4.6-3

V-4-64 F2



CALCULO DEL GASTO DE FILTRACION



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA TUBIFICACION

FIG.V-4. 6-4  
FIG.V-4. 6-5

$$k = 3.1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$

$$H = 58 \text{ m.}$$

$$N_t = 4$$

$$F_f = \frac{4}{15}$$

$$N_e = 15$$

El gasto por unidad de longitud será:

$$\begin{aligned} \frac{Q}{L} &= kH F_f \\ &= (3.1 \times 10^{-6} \text{ m/s}) (58 \text{ m}) \left(\frac{4}{15}\right) \\ \frac{Q}{L} &= 4.8 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s/m} \end{aligned}$$

Considérese la red de flujo mostrada en la Figura V-4.6-5; el gradiente a la salida en el cuadro A vale:

$$\begin{aligned} l_{sal} &= \frac{\Delta H}{\Delta} ; \quad \Delta H = \frac{H}{N^{\circ}C} \\ \Delta &= \frac{3}{8} \\ \Delta H &= 0.38 \text{ m.} \\ l &= 1.30 \text{ m. (distancia media recorrida por el agua).} \end{aligned}$$

$$sal = \frac{0.38}{1.30} = 0.29$$





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

**CASOS PARTICULARES DEL DISEÑO**

**OCTUBRE, 1992**

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

MANUAL DE MECANICA DE SUELOS  
TOMO V DISEÑO DE ESTRUCTURAS TERREAS

CAPITULO 4 CASOS PARTICULARES DEL DISEÑO

- 4.1 FILTROS DE PROTECCION
- 4.2 SUELOS DISPERSIVOS
- 4.3 SUELOS EXPANSIVOS
- 4.4 SUELOS COLAPSABLES
- 4.5 EMPLEO DE LA RED DE FLUJO
- 4.6 APLICABILIDAD DE LOS CASOS PARTICULARES DEL DISEÑO

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS  
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA  
DIRECCION GENERAL DE IRRIGACION Y DRENAJE  
DIRECCION DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

## CASOS PARTICULARES DE DISEÑO.

## 4.1 Filtros de Protección.

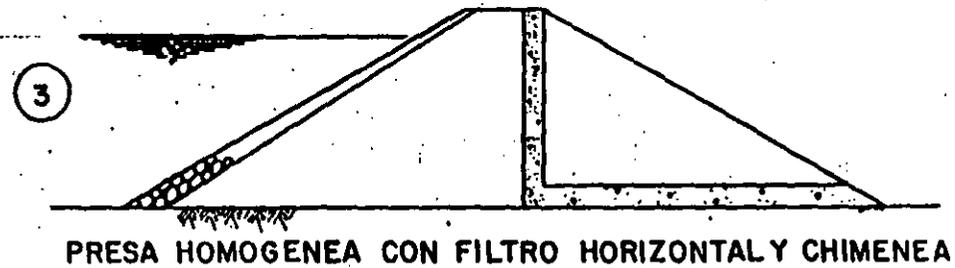
Un filtro es un dispositivo que se acopla a una estructura térrea de manera interna o externa al material impermeable, con objeto de recibir y encauzar el agua que pasa a través de éste, e impedir que las partículas de suelo sean arrastradas hacia el exterior por causa de la filtración.

En la Fig. V-4.1-1 se muestran algunos casos de estructuras con filtros o drenes colocados en el interior y exterior de la masa y los efectos que sobre la filtración ejercen.

## 4.1.1 Filtros en el interior de la masa impermeable.

Los filtros que se colocan dentro de la masa de tierra originan un cambio en la trayectoria de las líneas de corriente, ya que, para disipar la carga hidráulica, buscan y encuentran el camino más corto a través de ella, modificando en forma total, la red de filtración que se hubiera dado sin filtro.

En general, la colocación de estos filtros reduce en el costo de la obra, por lo que sólo se construyen en los casos en que se requiere abatir la línea de saturación. De esta forma



## EJEMPLOS DE FILTROS EN UNA PRESA DE TIERRA

se consigue que la parte que se hubiera saturado al no construirse dicho filtro, permanezca con la humedad de colocación, a lo más, lo cual significa para esta zona, propiedades mecánicas superiores comparadas con las de material saturado, y reducción de las fuerzas de filtración no deseadas para la estabilidad de la estructura.

Debe hacerse un análisis de costos, para determinar su ventaja, ya que, por una parte, colocar los filtros encarece la obra, pero por otra, se da lugar a una sección total menor, con el consiguiente ahorro en el movimiento y colocación de materiales.

No debe perderse de vista, que pretender obtener una estructura más esbelta que la que se logra con el diseño general, esto es, sin filtros interiores, exigirá de mayor esmero al proyectarla y de mayor control de calidad al construirla, o sea, requerirá una mejor vigilancia para que se interpreten y cumplan adecuadamente las especificaciones de construcción.

#### 4.1.2 Filtros en el exterior de la masa impermeable.

Los filtros que se colocan por fuera de la masa impermeable, son los más generalizados, y su función es, típicamente, la de proteger el material fino del arrastre por efecto de la filtración.

En el caso de presas de tierra y enrocamiento, es de primordial importancia la colocación de estos elementos en ambos paramentos, ya que, en el caso de aguas arriba se protege al núcleo impermeable del efecto del oleaje y del de un descenso rápido del nivel del embalse, mientras que en el de aguas abajo la protección es constante para la presa llena.

En presas en las que los respaldos están constituidos por materiales semi-permeables cuyo valor del coeficiente de permeabilidad no difiere mucho al del núcleo impermeable, el enlace o liga se denomina "zona de transición", y consiste en un material cuyas características de permeabilidad sean de un grado intermedio al del núcleo y al del respaldo.

En bordos de ríos, de lagos y canales, a veces se presentan fallas cuando el nivel del agua sube; porque en general, no están protegidos con respaldos adecuados que funcionen como filtros, ni tienen mantenimiento, resultando más económico reparar las fallas que se vayan presentando, que colocar protecciones adecuadas en toda la longitud de los bordos.

## 4.1.3 Diseño de Filtros.

Los objetivos del filtro en una estructura - térrea son permitir las descargas de las filtraciones, disminuir las posibles fallas por tubificación, abatimiento de la línea superior de corriente con la consiguiente disminución de presión de poro en el terraplén.

Los criterios para el diseño de un filtro se basan esencialmente en la granulometría del material por proteger, siendo necesario cumplir con las siguientes condiciones:

1.  $k_{\text{filtro}} > 100 k_{\text{material por proteger}}$  (descarga)
2.  $D_{15 \text{ filtro}} > 5 D_{15 \text{ material por proteger}}$  (tubificación)

donde:

$$k = \text{Permeabilidad, } \left[ \frac{L}{T} \right]$$

$D_{15}$  = Tamaño de las partículas tales que los porcentajes indicados por los subíndices, en peso, del suelo, sean iguales o menores.

Experimentalmente, Terzaghi y Bertram Ref. (V-4-1), encontraron algunas relaciones que satisfacían las condiciones anteriores, teniendo en cuenta la granulometría del material por proteger (M.P.) y con ellas, la determinación de las características granulométricas del filtro (F), de modo que:

- i)  $5 < \frac{D_{15} (F)}{D_{15} \text{ M.P.}} < 40$
- ii)  $\frac{D_{15} (F)}{D_{85} \text{ M.P.}} < 5$
- iii) El material que constituye el filtro debe ser de buena graduación y contener - menos del 5% de finos (que pase malla - 200)
- iv) La curva granulométrica del filtro debe ser aproximadamente paralela al material por proteger.

Si es necesario más de un estrato para el filtro, se sigue el mismo criterio; el filtro más fino ( $F_1$ ) se considera como "material por proteger" para la obtención de la graduación del filtro más grueso ( $F_2$ )

Recientes investigaciones del U.S. Army of Engineers Ref. (V-4.27) indican que cuando se diseñan filtros para proteger materiales arcillosos de alta o mediana plasticidad que no contengan intercalaciones de arenas o limos, deberá procurarse que el diámetro  $D_{15}$  del filtro sea tan grande como 0.4 mm y la condición de paralelismo entre el material por proteger y la curva del filtro no deberá ser tomada en consideración. Este criterio para proteger arcillas de alta o mediana plasticidad permitirá el uso de una sola capa de material de filtro; sin embargo deberá estar bien graduado para evitar la segregación del material, por lo cual, se deberá tener un coeficiente de uniformidad ( $D_{60}/D_{10}$ ) no mayor de 20.

Cuando el suelo por proteger es una arcilla dispersiva, el filtro debe ser lo suficientemente fino para mantener las partículas de suelo en su lugar, en cuyo caso podrán necesitarse dos o más capas de filtro. En este caso se deben hacer pruebas de laboratorio para establecer la relación  $D_{15} \text{ filtro}/D_{85} \text{ suelo}$ , que pueda considerarse segura Ref. (V-4-2). Esta condición puede llevar a la necesidad de usar como filtro, materiales muy finos.

En algunos casos se ha propuesto utilizar el mismo material dispersivo tratado, como capa de transición entre el suelo dispersivo y el filtro, mezclándolo con productos químicos para neutralizar su tendencia a la dispersión,

Es importante definir si la arcilla forma floculos o no, ya que la graduación del filtro dependerá de este fenómeno. El diseño de filtros para presas de tierra para proteger arcillas dispersivas, se encuentra en etapa de investigación, a fin de definir criterios confiables que puedan aplicarse en estos casos.

En términos generales se ha recomendado la conveniencia de efectuar la colocación de los filtros mediante vibración bajo carga Ref. (V-4-3).

Es necesario que se redacten en forma clara y precisa, las especificaciones de construcción de filtros.

#### 4.1.4 Investigaciones recientes.

Se ha conseguido con recientes investigaciones, llamar la atención sobre el hecho de que en realidad es el tamaño de los poros de un filtro y no el de los granos, el que determina su comportamiento. Es necesario, por lo tanto, determinar en alguna forma el tamaño y la distribución de los poros, Ref. (V-4-4).

En el trabajo de A. Kézdi, Ref. (V-4-5), se expone un procedimiento con este propósito, que tiene la ventaja de la sencillez; no obstante, tiene el inconveniente de que sólo se puede aplicar a suelos relativamente gruesos.

El método consiste en calentar el material destinado al filtro rellenando a continuación los poros con plástico fundido. Una vez solidificado el plástico, es factible determinar el volumen de los poros. Fig. V-4.1.4-1.

Otro método que se ha empleado para determinar la distribución de los poros en arenas, es el de las alturas capilares. El método consiste en dejar drenar por gravedad una muestra inicialmente saturada. Si se admite que los

Ref. (V-4-2) H.R. Cedergren (1967) Seepage, drainage and flow nets. John Wiley and Sons.

Ref. (V-4-3) J.L. Sherard (1963) Earth and Earth-Rock Dams. John Wiley and Sons.

Ref. (V-4-4) G. Matheron. Elements pour une théorie des milieux poreux, Ed. Masson, Paris, 1967.

Ref. (V-4-5) A. Kézdi. Problems in soil physics. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, 1976.

zadas por el flujo de filtración, produjeron el fenómeno de la tubificación. A estos suelos se les ha de nominado suelos dispersivos. El fenómeno no se presenta en arcillas normales, pero es evidente cuando los suelos tienen un alto contenido de sales, principalmente sodio, disueltas en el agua del poro, ya que al saturarse se inicia el proceso en el que las partículas coloidales de arcilla entran en suspensión.

La diferencia principal entre una arcilla dispersiva y una arcilla ordinaria resistente a la erosión, estriba en la naturaleza de los cationes del agua de los poros. En la primera, se observa una preponderancia de cationes de sodio, mientras que en la segunda, predominan los cationes de calcio y magnesio.

La naturaleza básica de las arcillas dispersivas se conocía en los Estados Unidos hace más de 40 años, pero no se le concedía importancia en la práctica de la ingeniería civil, sino hasta después de 1960, en que se demostró que las fallas producidas en algunas presas pequeñas de arcillas en Australia, se debieron a la naturaleza dispersiva de los materiales de construcción.

En nuestro país, a raíz de la falla de la presa derivadora La Escondida, localizada en el Estado de Tamaulipas, en junio de 1972, durante una avenida extraordinaria que se presentó, cuando la construcción registraba un avance de un 80% aproximadamente, fué que se dió importancia a este fenómeno, iniciándose en nues-

tro medio las primeras investigaciones, acerca de las causas de esta falla, ya que nunca antes en México se había observado este fenómeno.

Una de las confirmaciones del mecanismo de este tipo de fallas fue el de la presa Lakes Entrance en Australia, la que por varios años registró filtraciones muy bajas mientras almacenó aguas marinas o abuas subterráneas de alta concentración salina. Al introducirse en el vaso grandes volúmenes de agua de río con baja concentración de sales, esta agua disolvió las sales de la cortina y se produjo la falla en tres días. Es muy probable que en la derivadora La Escondida se haya presentado un fenómeno similar, debido a que las aguas de la avenida debían tener un bajo contenido de sales.

De estos casos mencionados, se puede comprender el riesgo que existe cuando se reúnen condiciones en una presa construida con suelos de alto contenido de sales, y/o, compactados con agua que tenga las mismas características, al presentarse una avenida, o simplemente almacenar agua con mucho menor concentración de dichas sales solubles.

Aunque muchas son las pruebas, desde el punto de vista de la mecánica de suelos, a las que se somete un material que proviene de la cimentación de una estructura o de un banco de préstamo, con el objeto de obtener sus propiedades físicas y mecánicas para aplicarlas a un proyecto determinado, existen algunas de sus características más importantes indepen-

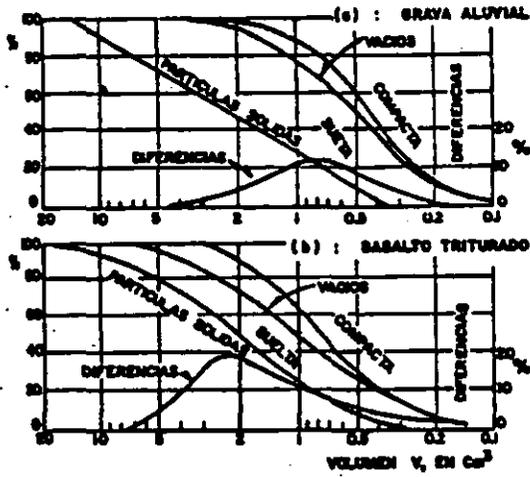
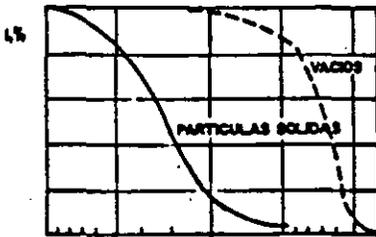
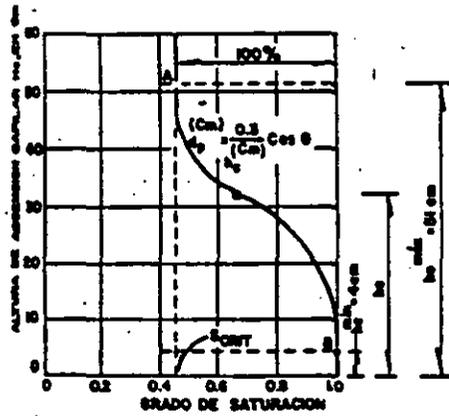
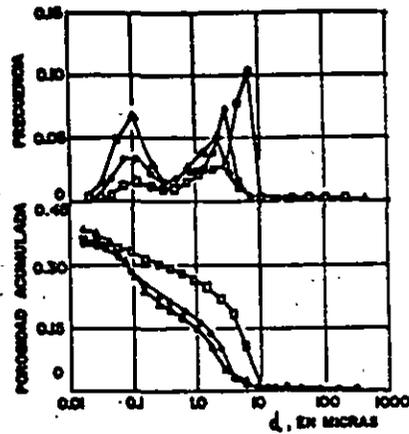


FIG. V-4.1.4-1 DISTRIBUCIONES DE TAMAÑOS DE POROS



- θ ANGULO DE CONTACTO DEL AGUA
- ρ PORCENTAJE EN PESO
- σ<sub>CRIT</sub> GRADO DE SATURACION CRITICO
- d DIAMETRO DE PARTICULA
- d<sub>p</sub> DIAMETRO DE PORO

FIG. V-4.1.4-2 DETERMINACION DE LA DISTRIBUCION DE POROS POR EL METODO DE LAS ALTURAS CAPILARES



- 90% - 10% W = 11.7%  
PERMEABILIDAD =  $3.9 \times 10^{-8}$
- 70% - 30% W = 13.5%  
PERMEABILIDAD =  $7.3 \times 10^{-8}$
- △ 60% - 40% W = 16.6%  
PERMEABILIDAD =  $3.3 \times 10^{-8}$   
PERMEABILIDAD Ca/s

FIG. V-4.1.4-3 DISTRIBUCION DE POROS DE MEZCLAS DE LIMO Y KAOLIN COMPACTADAS

poros del suelo están constituidos por una serie de tubos verticales de diámetro constante, las fuerzas capilares mantendrán el agua en los tubos a una altura que dependerá del diámetro de cada poro. Midiendo el contenido de agua a diferentes alturas, es posible obtener la distribución del tamaño de los poros. La altura hasta la que el suelo se encuentra totalmente saturado, corresponde al diámetro de poro máximo. Al nivel en la que el contenido de agua se vuelve constante, con la altura, indica el diámetro menor. Fig. V-4.1.4-2. Los grados de saturación a alturas intermedias permiten definir los porcentajes asociados a tamaños intermedios. La discrepancia de esta determinación con la realidad, obedece a que ésta considera que los poros están constituidos por tubos de diámetro constante.

Método de la intrusión de mercurio.

Este método se ha aplicado con éxito en materiales finos arcillosos.

En primer término se procede a secar el espécimen. Para evitar cambios volumétricos, se utiliza de preferencia el método de la congelación rápida y sublimación del agua bajo va-

cío. A continuación se sumerge la muestra en mercurio y se aplica gradualmente presión en pequeños incrementos. Se registra la cantidad de mercurio que penetra dentro de la muestra, después de cada incremento.

A cada presión aplicada corresponde un diámetro de menisco diferente, que puede ser estimado a partir de la tensión superficial del mercurio. La curva volumen de mercurio absorbido, contra diámetro de menisco, define la distribución de los poros. El porosímetro de mercurio es un aparato comercial y el equipo de congelación y sublimación es a la vez sencillo y económico. En la Fig. V-4.1.4-3 se ilustran los resultados por este método para mezclas compactadas de limo y caolín.

#### 4.2 Suelos Dispersivos.

En años recientes se observaron algunas fallas en presas de tierra, en Australia, los Estados Unidos y México, en las que se produjo arrastre de los materiales arcillosos con los que se construyeron.

Este fenómeno motivó a especialistas en mecánica del suelo, a estudiar la naturaleza de las arcillas empleadas en la construcción de esas estructuras, entre los que ha destacado James L. Sherard, quienes han comprobado que los suelos responsables se encontraban contaminados con sales solubles, las que, al ser alcan-

dientemente de los efectos o consecuencias que resulten de "pares de pruebas a trabajar" ese suelo. Tales pruebas son las del sistema unificado de clasificación de suelos y la densidad de sólidos, mismas que son de utilidad para el estudio de suelos dispersivos por lo que se realizarán: límite líquido, límite plástico, límite de contracción, análisis granulométricos por mallas e hidrómetro y densidad de sólidos.

En cuanto a las pruebas encaminadas a la identificación de suelos dispersivos y cuantificación del grado de dispersividad, es oportuno señalar, que son tan escasas las obras en las que se ha presentado este tipo de suelos en nuestro país, que no ha dado lugar al desarrollo de una práctica adecuada en el conocimiento e interpretación de aquellas que se deben realizar.

Dadas estas circunstancias, es obvio, que dichas pruebas, debidas fundamentalmente al Dr. J.L. Sherard, se deban realizar escrupulosamente como lo señala su autor Ref. (V-4-6), a fin de llegar lo menos posible a resultados contradictorios.

Por fortuna, es posible realizar determinaciones de dispersividad confiables, si se cuenta con personal capacitado y cuidadoso.

#### 4.2.1 Métodos para evaluar la dispersividad de un suelo.

En la actualidad se han desarrollado 4 métodos

dos para efectuar mediciones de dispersividad, atendiendo a otros tantos criterios.

- a) Contenido de sales solubles (J.L. Sherard) Ref. (V-4-7).
- b) Doble hidrómetro (G.M. Volk) Ref. (V-4-8).
- c) Índice de actividad, Ref. (V-4-9).
- d) Prueba pinhole (J.L. Sherard) Ref. (V-4-10).

##### 4.2.1.1 Contenido de sales solubles.

Este método usado por el departamento de Agricultura de E.U., considera que la tendencia a la tubificación está motivada por la acción dispersiva de las sales solubles: Sodio  $\text{Na}^+$ , Potasio  $\text{K}^+$ , Calcio  $\text{Ca}^{++}$  y Magnesio  $^{++}$ .

La cuantificación de las sales solubles que se encuentran en un suelo, se obtienen extrayendo el agua por medio de vacío a una muestra del mismo que se ha preparado previamente con una humedad igual o cercana al límite líquido; para ello existe un dispositivo adecuado en laboratorio, para efectuar el análisis químico a este extracto acuoso para obtener dichas sales.

- 
- Ref. (V-4-7) J.L. Sherard. Identification and Nature of Dispersive Soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Abril de 1976.
  - Ref. (V-4-8) G.M. Volks. Method of Determination of the Degree of Dispersion of the Clay Fraction of Soils. Proceedings, Soil Science Society of América. 1937.
  - Ref. (V-4-9) A.W. Skempton. The Colloidal Activity of Clays. 1953. Tercer Congreso Internacional de Mecánica de Suelos.
  - Ref. (V-4-10) J.L. Sherard. Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Enero 1976.

Por lo que respecta al sodio y al potasio, se puede utilizar el fotómetro de flama, por lo que previamente se deben tener por separado curvas de calibración de estos elementos en soluciones con concentraciones decrecientes en -- iones, para que por interpolación se puedan determinar sus contenidos.

En cuanto al calcio y al magnesio, se puede cuantificar su contenido, utilizando el titulado Fotocolorimétrico -- con ácido etilondidámico tetracético -- (E.D.T.A.) de moralidad conocida.

Tanto para el fotómetro de flama como para el titulado fotocolorimétrico, se requiere poca cantidad de extracto -- acuoso.

Los análisis anteriores permitirán determinar:

Suma de sales solubles

= Ca + Mg y Na + K.

y a continuación

Porcentaje de sodio =  $\frac{\text{Na}}{\text{Ca} + \text{Mg} + \text{Na} + \text{K}} \times 100$

y relación de absorción de sodio (SAR) =  $\sqrt{\frac{\text{Na}}{\text{Ca} + \text{Mg}}}$

en que todas las sales se expresan en miliequivalentes/litro.

En cuando al sodio, Sherard ha determinado que valores a 60% de esta sal, disuelta en el agua del poro en todas -- las arcillas, indican que son altamente dispersivas, aunque también se han observado poco casos de arcillas igualmente dispersivas, con bajos contenidos de sodio.

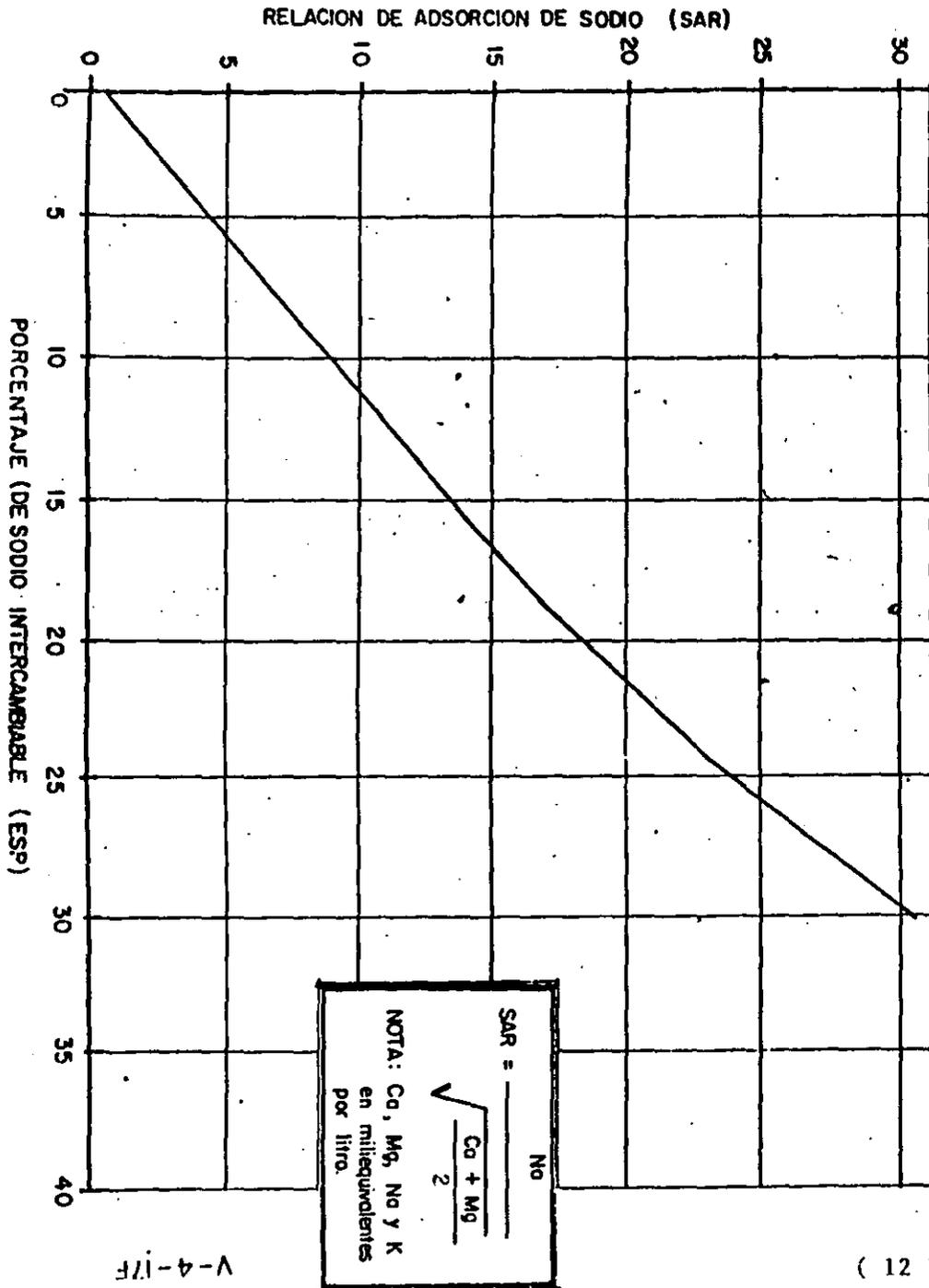
Relación del total de sales solubles y porcentaje de sodio.

J.L. Sherard estableció a través de -- múltiples ensayos, esta relación para juzgar sobre la dispersividad de los -- suelos construyendo una gráfica en la que se observan tres zonas o grados de dispersividad. Fig. V-4.2.1.1-1.

Relación de la absorción de sodio (SAR) y porcentaje de sodio intercambiable -- (ESP).

También el Dr. J.L. Sherard estableció una gráfica de correspondencia entre --

VALORES DE SAR y de ESP PARA MUESTRAS TÍPICAS



V-4-17F

( 12 )

del hidrómetro, mientras que otro no lo sea, si requiere del defloculante y agitación para su dispersión. Esto -- trae como consecuencia que tratándose de suelos dispersivos, es indiferente usar o no el defloculante o la agitación, por lo que G.M. Volk propuso su dispersión cuyos datos se pueden obtener de la doble gráfica granulométrica construída:

$$\% \text{ dispersión} = \frac{\% \text{ partículas menores de 5 micras sin defloculante y sin agitación.}}{\% \text{ partículas menores de 5 micras con defloculante y agitación.}} \times 100$$

Se podría observar que para suelos resistentes a la dispersión, la tendencia a dispersarse se acercará a cero, mientras que en caso contrario esta -- tendencia se acercará al 100%.

Los grados de dispersividad según este criterio, son los siguientes:

% dispersión	Clasificación
Menos de 15	Nulo
De 15 a 50	Moderado
Más de 50	Alto

SARH

SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA  
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION  
 SUBDIRECCION DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL

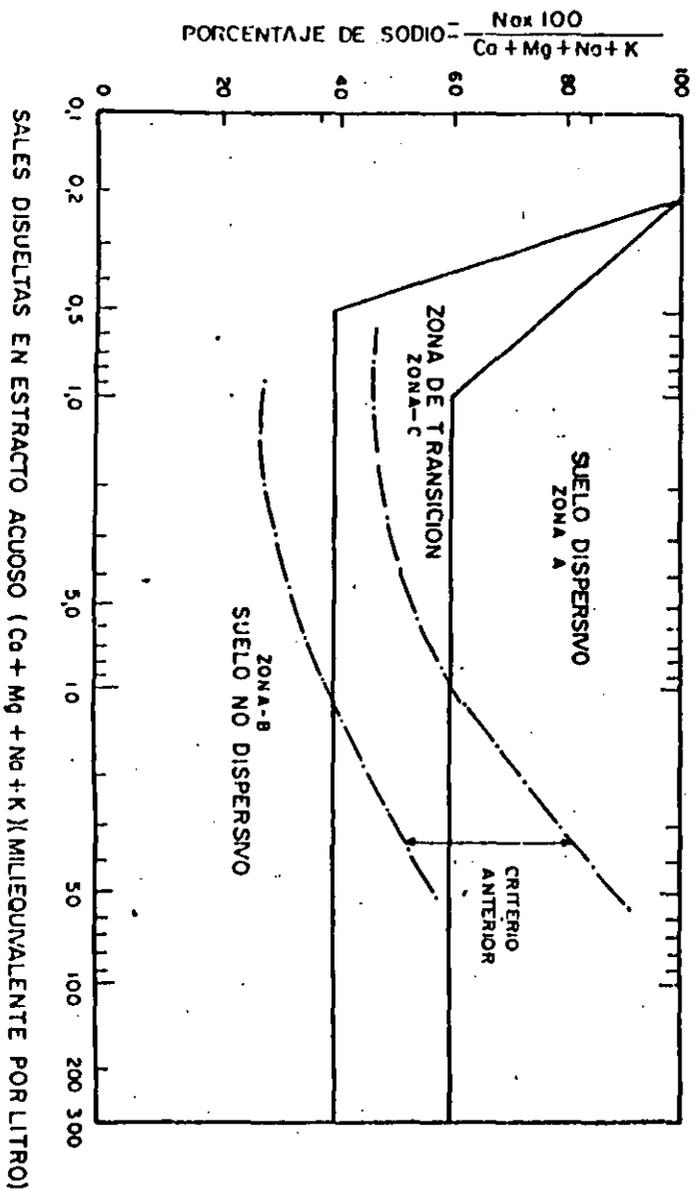


FIG. V-4.2.1.1-1

estos parámetros, de manera que a la misma se pueden llevar los valores de sal, obtenidos mediante el extracto acuoso y obtener los porcentajes de sodio intercambiables sin necesidad de realizar en laboratorio ensayos para determinar estos últimos. Tal gráfica, según el autor, es bastante confiable. Fig. V-4.2.1.1-2.

La interpretación de estos valores es, de acuerdo a Sherard, como sigue:

**Dispersividad alta:** para valores de ESP mayores de 15% y bajo contenido de sales.

Obsérvese la importancia que se da al sodio en las fórmulas anteriores como elemento causante directo de la dispersividad.

#### 4.2.1.2 Doble hidrómetro.

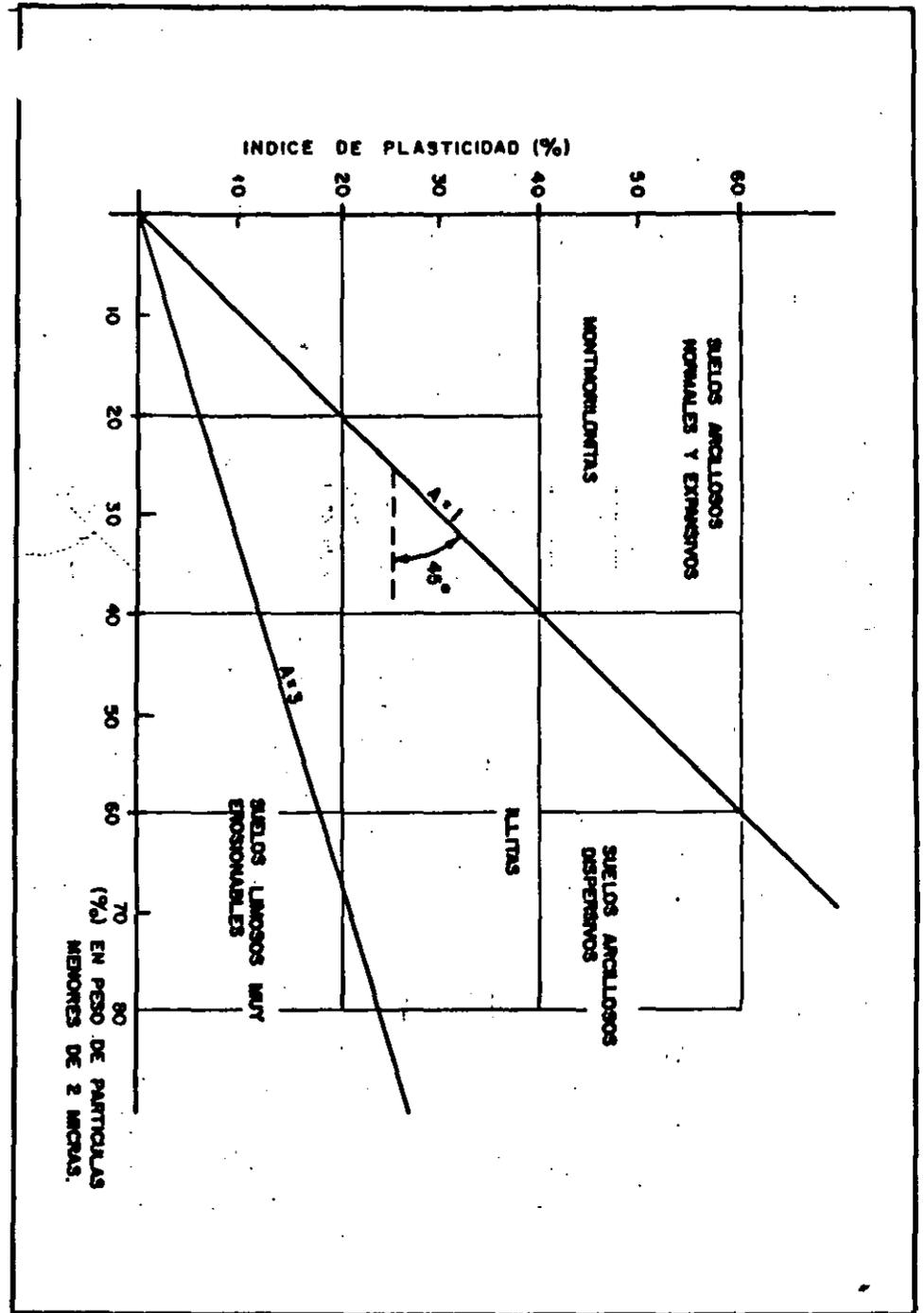
Este método utilizado, por el servicio de conservación de suelos de E.U. desde 1940, se apoya en considerar que las partículas de un suelo dispersivo no requieren defloculante ni agitación para dispersarse dentro de la probeta

4.2.1.3. Prueba pinhole

Esta prueba, aplicada desde 1973 por J. L. Sherard, L.P. Dunningan, y otros, - constituye el procedimiento de medición directo en laboratorio de la dispersividad de las arcillas, ya que a través de una perforación de 1.0 milímetro de diámetro y 1.0 pulgada de longitud practicada a una muestra de suelo compactado o inalterado, se hace fluir agua destilada para observar su color y velocidad a la salida, y el diámetro de la perforación después del ensayo.

En arcillas dispersivas, las condiciones anteriores dan lugar a que el agua salga coloreada o con turbiedad y a que en menos de 10 minutos el agujero se erosione alcanzando su diámetro unos dos o tres veces al diámetro inicial.

CRITERIO DE CLASIFICACION "INDICE DE ACTIVIDAD"



En arcillas resistentes a la erosión - el agua sale limpia y no produce erosión en el conducto ni aún si la velocidad se incrementa a valores aproximados de 10 pies/seg.

En términos de carga de agua, la prueba se inicia con 2 pulgadas y con esta carga se determina la dispersividad -- haciendo las observaciones anteriormente señaladas, de manera que si durante los primeros 10 minutos de la prueba - el diámetro del agujero crece a 3 milímetros o más, dicha prueba concluye:

Cuando el suelo resiste la erosión, la carga de 2 pulgadas se mantiene durante 5 minutos y se va elevando por etapas también de 5 minutos, a 7, 15 y 40 pulgadas, haciéndose cada vez observaciones del color del agua y mediciones del gasto a la salida. Al terminar la prueba, se verificará el diámetro de -

la perforación con agujas de diferentes calibres.

Los resultados de estas observaciones en la prueba pinhole, permiten categorizar cada muestra ensayada, en una de las seis categorías que se muestran en la tabla No. V-4.2.1.3-1.

En cuanto a numerosas pruebas pinhole que se han realizado en arcillas de alto contenido de sodio y que han sido catalogadas como dispersivas y altamente erosionables, se ha observado -- que todas erosionan rápidamente durante la citada prueba. Otras que esencialmente han tenido bajo contenido de sodio y que previamente se les ha catalogado como arcillas normales resistentes a la erosión, no han erosionado durante la prueba.

Sin embargo, se han presentado casos, pocos por cierto, de arcillas de bajo contenido de sodio que han erosionado rápidamente, pero algunos de ellos no han resultado dispersorios mediante -- otros ensayos de dispersión de arcillas.

D1: ALTAMENTE DISPERSIVO Y ALTAMENTE EROSIONABLE  
 D2: DISPERSIVO O EROSIONABLE  
 ND4: INTERMEDIO  
 ND3: INTERMEDIO  
 ND2: NO DISPERSIVO, RESISTENTE A LA EROSION  
 ND1: NO DISPERSIVO, ALTA RESISTENCIA A LA EROSION

V-4-21F

CLASIFICACION DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS INDIVIDUALES	CLASIFICACION DEL SUELO
D1 Y D2	SUELOS DISPERSIVOS: FALLAN RAPIDAMENTE BAJO 2 PULGADAS DE CARGA.
ND4 Y ND3	SUELOS INTERMEDIOS: SE EROSIONAN LENTAMENTE BAJO 2 ó 7 PULGADAS DE CARGA.
ND2 Y ND1	SUELOS NO DISPERSIVOS: NO SE PRODUCE EROSION COLOIDAL BAJO 15 ó 40 PULGADAS DE CARGA.

### CATEGORIAS DE CLASIFICACION PARA LA PRUEBA PINHOLE

( 15 )

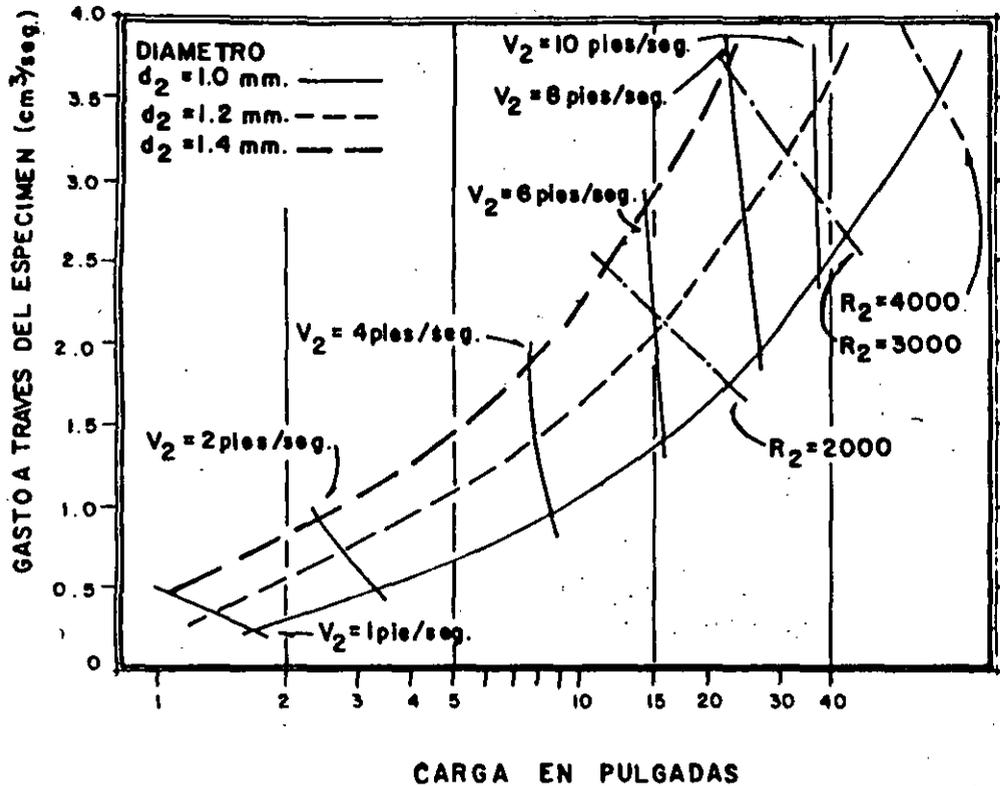
FIG. V- 4. 2. 1

En general, los resultados de la prueba son confiables para las arcillas altamente dispersivas (D1 y D2) y también para los suelos altamente resistentes a la erosión (ND1 y ND2). Para los suelos de resistencia intermedia a la erosión (ND3 y ND4), la prueba puede presentar algunas discrepancias, -- aún en especímenes de la misma muestra y de la misma manera preparados.

Como resultado de sus experiencias, J. L. Sherard y co-autores, Ref. (V-4-11) han publicado algunas gráficas en las que se observa el comportamiento del agua que pasa a través de diferentes medios, con el objeto de obtener los parámetros para la clasificación del suelo. Fig. V-4.2.1.3-2

a) Esta gráfica permite obtener la velocidad del agua a través de la muestra para diferentes cargas H, de acuerdo con el gasto obtenido y diámetro de la perforación.

V-4-22F



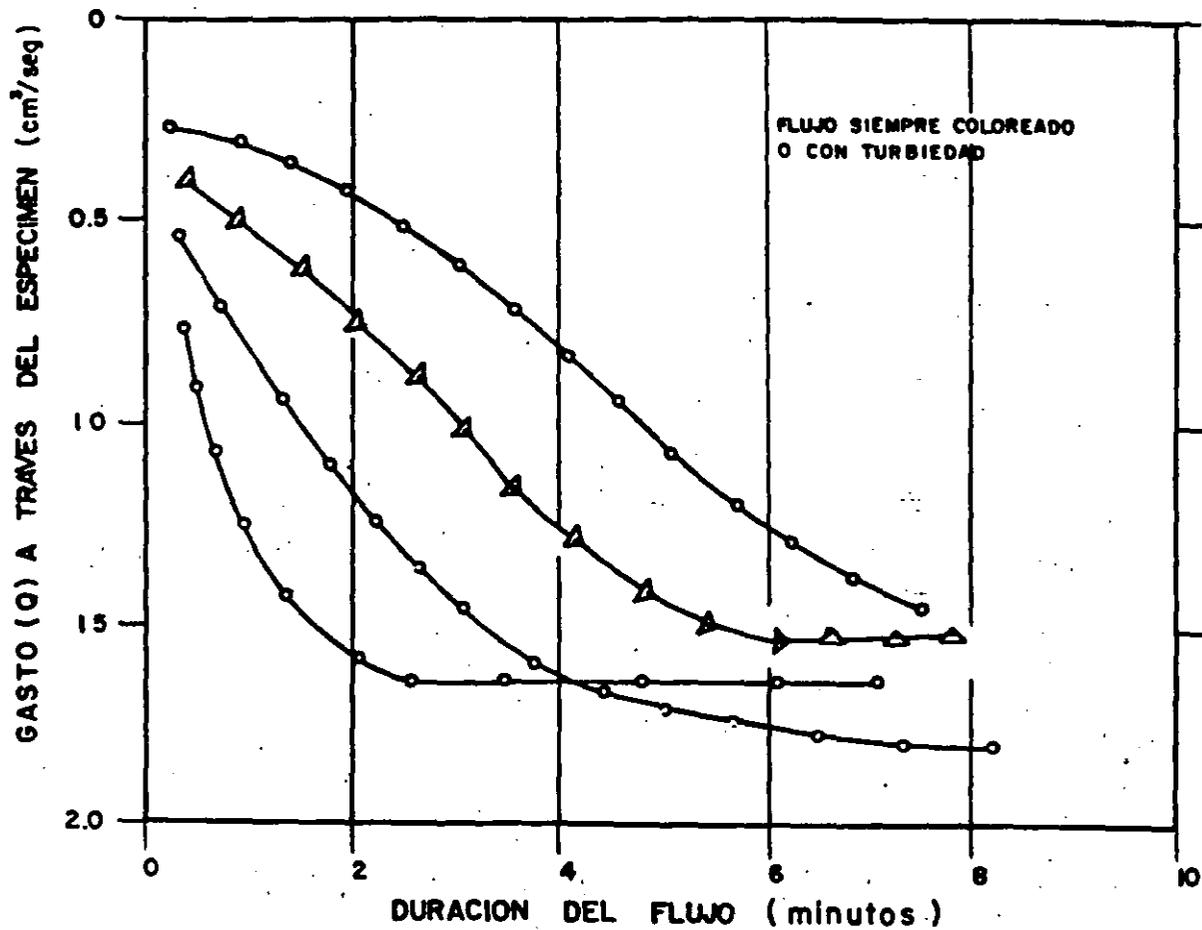
CANTIDADES CALCULADAS  
DE GASTO

FIG. V-4.2.1.3-2.

Para la construcción, los autores han considerado lo siguiente:

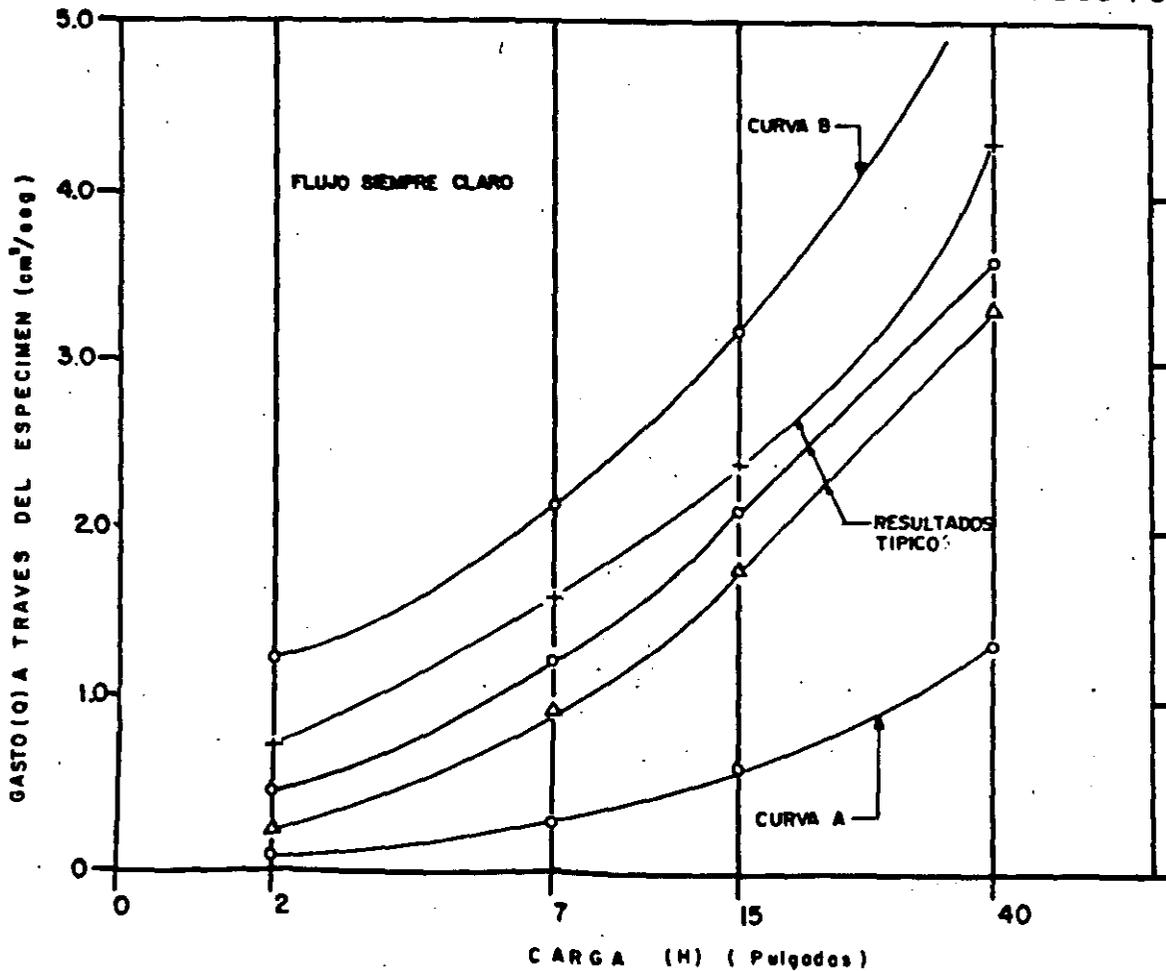
1. Los cálculos son los convencionales para flujo en tubos.
  2. La carga se pierde solo en causar el flujo a través de la perforación.
  3. El flujo es laminar para cualquier velocidad del agua dentro de la perforación y para números de Reynold superiores a 4,000 dado el pequeño diámetro de circulación.
- b) Comportamiento del gasto a través del tiempo para arcillas dispersivas típicas, con carga de 2 pulgadas. Fig. V-4.2.1.3-3.
- c) Comportamiento del gasto para diferentes cargas en suelos típicos no dispersivos y resistentes a la erosión. Fig. V-4.2.1.3-4.

En esta gráfica, las líneas centrales señalan el comportamiento del agua, para diámetros de la perforación



V-4-23FI

PRUEBAS EN ARCILLAS DISPERSAS TÍPICAS CON CARGA DE DOS PULGADAS



V-4-23FI

( 1 7 )

ción comprendidos entre 1.00 mm. y 1.20 mm., debido a que es inevitable hacer el agujero sin producir algún ligero movimiento lateral in voluntario.

La curva A indica que el diámetro de la perforación se ha reducido -- probablemente por expansión del -- suelo u otra causa.

La curva B indica que el diámetro de la perforación resultó demasiado grande por algún movimiento lateral exagerado sobre la aguja, en el momento de introducirla o extraerla.

De todas maneras, en ambos casos -- de las curvas A y B, el flujo del agua saldrá completamente claro y no se incrementará con el tiempo. Tampoco habrá erosión en la perforación durante toda la prueba.

d) Suelos que tienen reacción intermedia.

Estos suelos, denominados ND3 y ND4 por su comportamiento intermedio --

se clasifican a través de la prueba, esto es, no se ha construido -- una gráfica que represente los fenómenos correspondientes por ser -- muy indefinidos.

En particular, estos suelos consti tuyen una pequeña fracción del total que existe en la naturaleza.

El agua que pasa a través, toma un ligero color indicando que está -- ocurriendo una lenta erosión coloi dal.

Para cargas de 2 pulgadas, el agua en algunos de estos suelos, reco rre y sale completamente clara. -- El color sólo aparece para velocidades mayores. En otros, el agua toma un ligero color, justo bajo -- la carga de 2 pulgadas.

En cualquier caso, la erosión producida es demasiado pequeña comparada con la de los suelos dispersi vos de alto contenido de sodio.

- DI: ALTAMENTE DISPERSIVO Y ALTAMENTE EROSIONABLE
- D2: DISPERSIVO O EROSIONABLE
- ND4: INTERMEDIO
- ND3: INTERMEDIO
- ND2: NO DISPERSIVO, RESISTENTE A LA EROSION
- ND1: NO DISPERSIVO, ALTA RESISTENCIA A LA EROSION

CLASIFICACION DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS INDIVIDUALES	CLASIFICACION DEL SUELO
D1 Y D2	SUELOS DISPERSIVOS: FALLAN RAPIDAMENTE BAJO 2 PULGADAS DE CARGA.
ND4 Y ND3	SUELOS INTERMEDIOS: SE EROSIONAN LENTAMENTE BAJO 2 ó 7 PULGADAS DE CARGA.
ND2 Y ND1	SUELOS NO DISPERSIVOS: NO SE PRODUCE EROSION COLOIDAL BAJO 15 ó 40 PULGADAS DE CARGA.

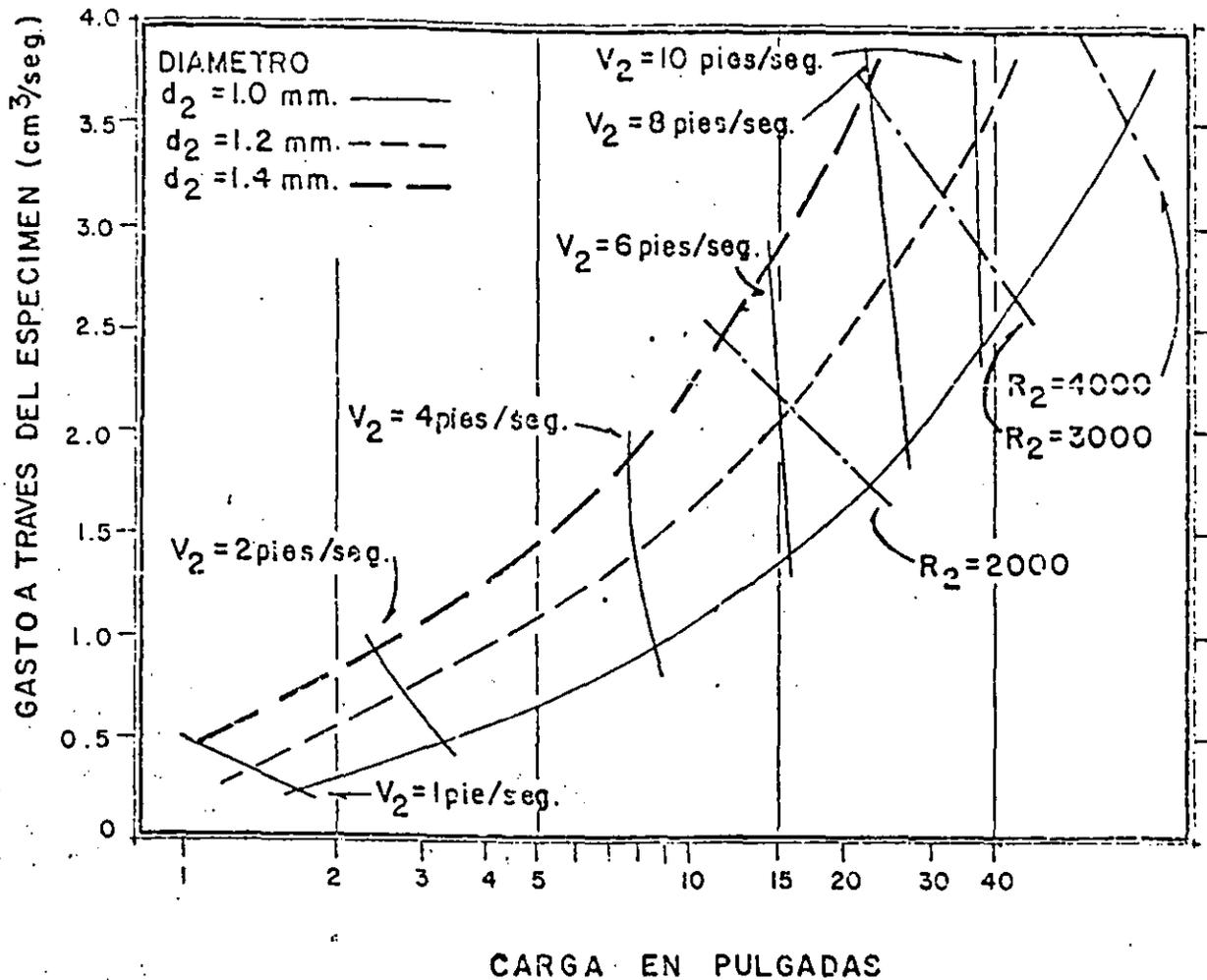
CATEGORIAS DE CLASIFICACION  
PARA LA PRUEBA PINHOLE

7

En general, los resultados de la prueba son confiables para las arcillas altamente dispersivas (D1 y D2) y también para los suelos altamente resistentes a la erosión (ND1 y ND2). Para los suelos de resistencia intermedia a la erosión (ND3 y ND4), la prueba puede presentar algunas discrepancias, aún en especímenes de la misma muestra y de la misma manera preparados.

Como resultado de sus experiencias, J. L. Sherard y co-autores, Ref. (V-4-11) han publicado algunas gráficas en las que se observa el comportamiento del agua que pasa a través de diferentes medios, con el objeto de obtener los parámetros para la clasificación del suelo. Fig. V-4.2.1.3-2

a) Esta gráfica permite obtener la velocidad del agua a través de la muestra para diferentes cargas H, de acuerdo con el gasto obtenido y diámetro de la perforación.



CANTIDADES CALCULADAS  
DE GASTO

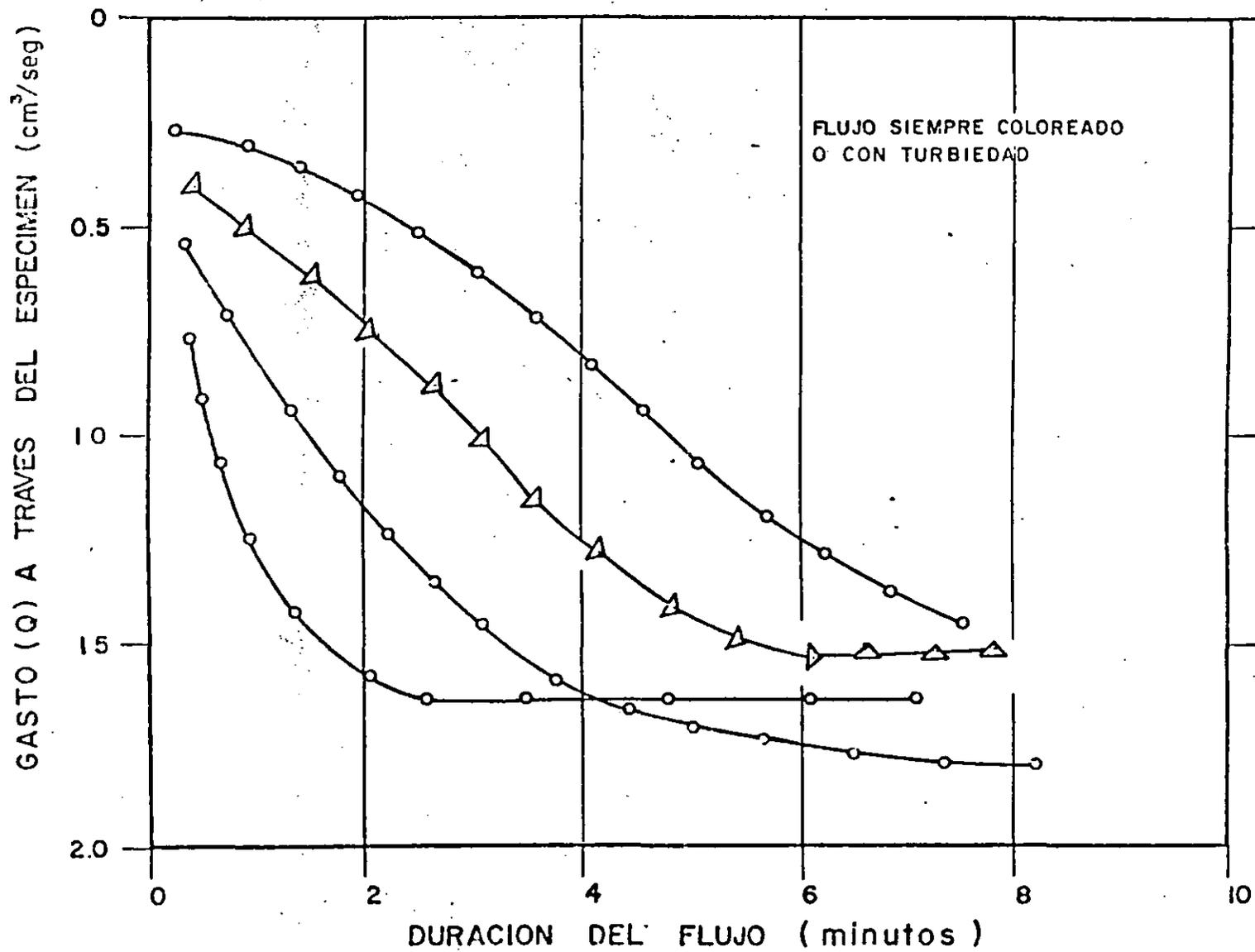
Para la construcción, los autores han considerado lo siguiente:

1. Los cálculos son los convencionales para flujo en tubos.
2. La carga se pierde solo en causar el flujo a través de la perforación.
3. El flujo es laminar para cualquier velocidad del agua dentro de la perforación y para números de Reynold superiores a 4,000 dado el pequeño diámetro de circulación.

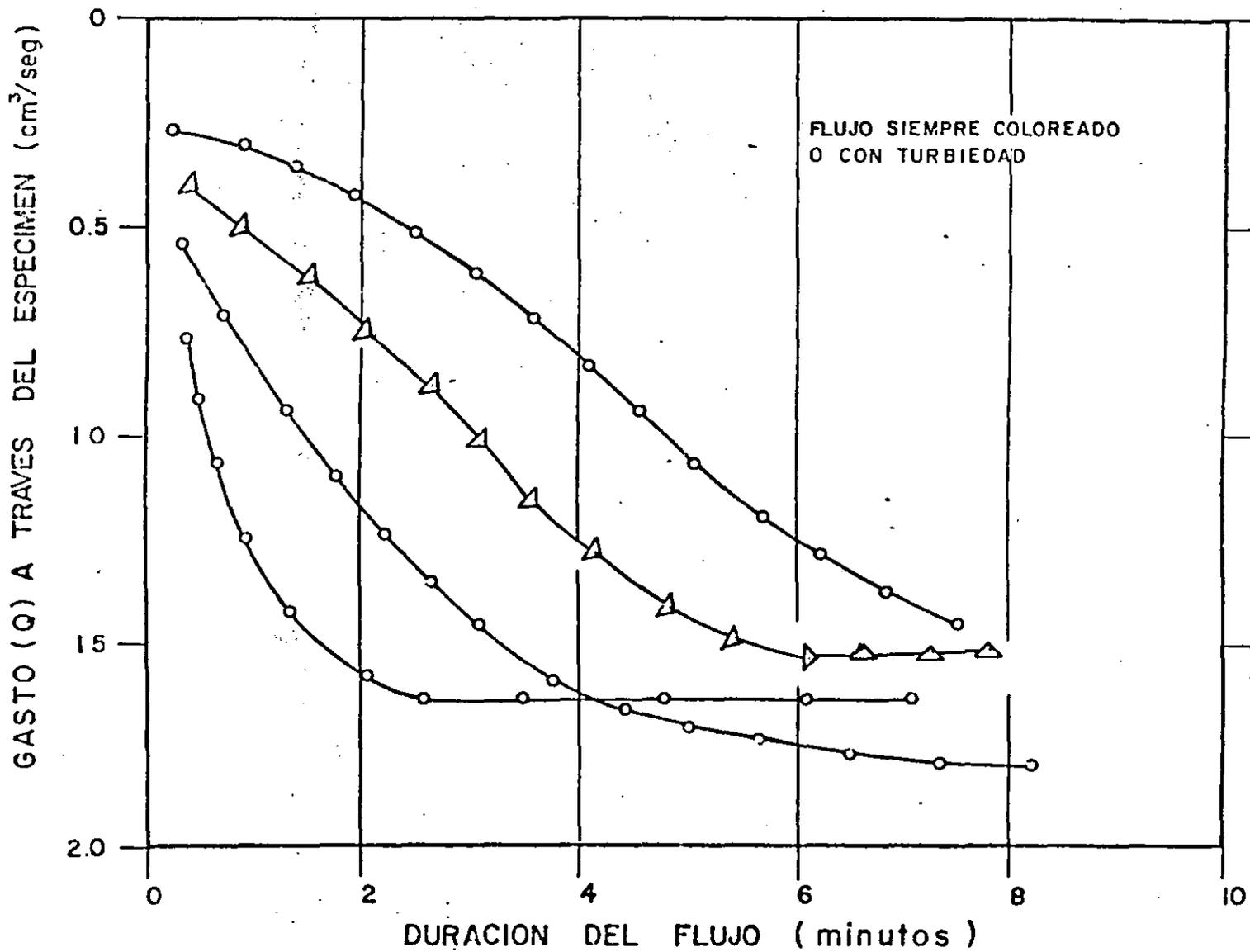
b) Comportamiento del gasto a través del tiempo para arcillas dispersivas típicas, con carga de 2 pulgadas. Fig. V-4.2.1.3-3.

c) Comportamiento del gasto para diferentes cargas en suelos típicos no dispersivos y resistentes a la erosión. Fig. V-4.2.1.3-4.

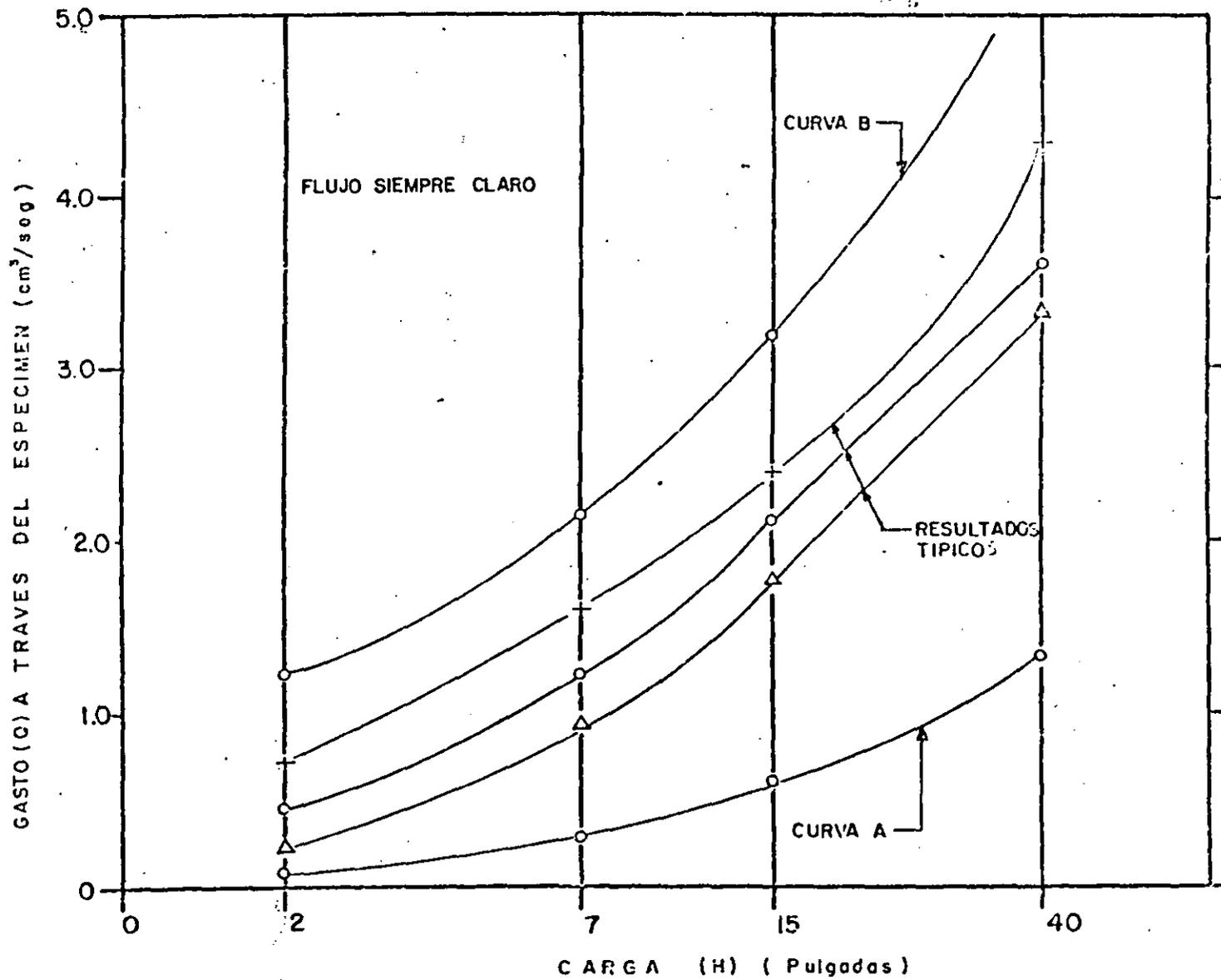
En esta gráfica, las líneas centrales señalan el comportamiento del agua, para diámetros de la perfora



PRUEBAS EN ARCILLAS DISPERSIVAS TÍPICAS CON CARGA DE DOS PULGADAS



PRUEBAS EN ARCILLAS DISPERSIVAS TÍPICAS CON CARGA DE DOS PULGADAS



PRUEBAS EN ARCILLAS NO DISPERSIVAS

se clasifican a través de la prueba, esto es, no se ha construido una gráfica que represente los fenómenos correspondientes por ser muy indefinidos.

En particular, estos suelos constituyen una pequeña fracción del total que existe en la naturaleza.

El agua que pasa a través, toma un ligero color indicando que está -- ocurriendo una lenta erosión coloidal.

Para cargas de 2 pulgadas, el agua en algunos de estos suelos, recorre y sale completamente clara. El color sólo aparece para velocidades mayores. En otros, el agua toma un ligero color, justo bajo la carga de 2 pulgadas.

En cualquier caso, la erosión producida es demasiado pequeña comparada con la de los suelos dispersivos de alto contenido de sodio.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**C U R S O S     A B I E R T O S**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO: 1**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS**

**CONTROL DE CALIDAD EN LA COLOCACION DE ENROCAMIENTO**

**OCTUBRE, 1992**

MANUAL DE MECANICA DE SUELOS  
TOMO VI CONTROL DE CALIDAD DURANTE LA CONSTRUCCION

CAPITULO 4 CONTROL DE CALIDAD EN LA  
COLOCACION DE ENROCAMIENTO

- 4.1 CONTROL DEL MATERIAL EN EL BANCO
- 4.2 CONTROL DURANTE EL TENDIDO
- 4.3 CONTROL DEL GRADO DE COMPACTACION
- 4.4 INTERPRETACION DE RESULTADOS

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS  
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA  
DIRECCION GENERAL DE IRRIGACION Y DRENAJE  
DIRECCION DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

## CAPITULO 4.- CONTROL DE CALIDAD EN LA COLOCACION DE ENROCAMIENTO.

En la colocación de enrocamiento, se distinguen principalmente dos zonas: las denominadas chapas, que protegen el cuerpo de la estructura contra el oleaje del agua y el intemperismo; y aquellas que forman parte de la masa del cuerpo de la cortina, para efectos de estabilidad.

El control de calidad consiste en verificar que en los bancos la roca a extraer sea sana y competente en cuanto a su matriz, vigilar que el procedimiento de explotación que se utilice garantice tamaños adecuados para la construcción de ambas zonas de enrocamiento y su colocación y en su caso, que su compactación sea adecuada.

En este capítulo se describen las normas básicas para el control de calidad de: material en el banco, el tendido de materiales y su compactación, así como la interpretación de los resultados obtenidos.

### 4.1 Control de material en el banco.

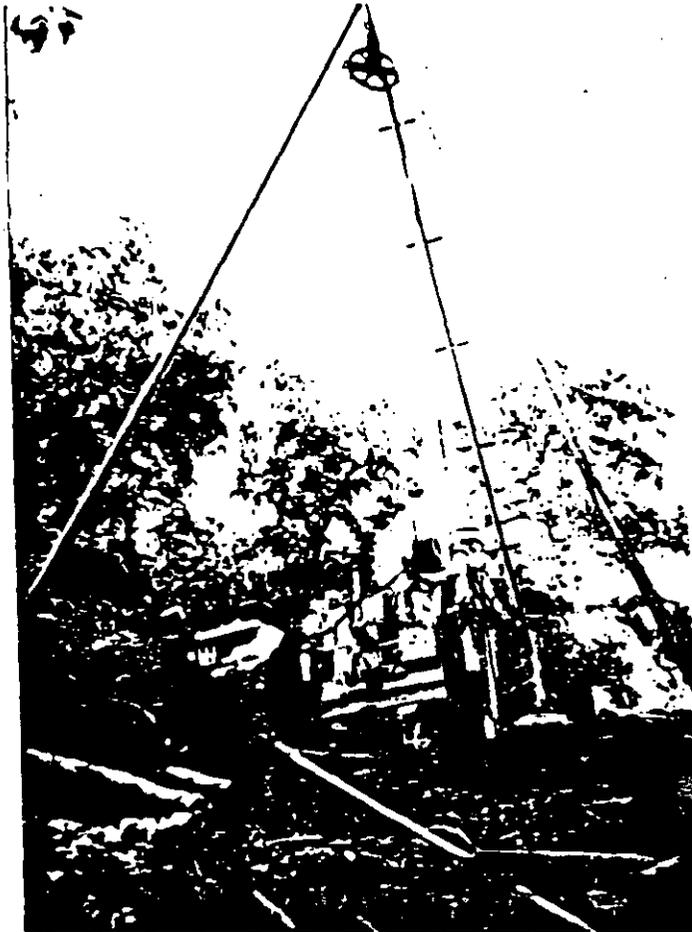
Una vez fijado el frente de ataque, en base a los estudios realizados previamente y el acceso para la explotación del banco, se deberá proceder a efectuar el despalme adecuado, de forma que no se presenten contaminaciones indeseables que hagan inutilizable el material. Esta operación deberá verificarse en el transcurso del tiempo que dure la explotación del banco.

Con base a los resultados obtenidos de las exploraciones, (Fotografía VI-4.1-1), así como de los explosivos y equipo de perforación a usar, se elegirá una plantilla de prueba que sirva para hacer la primera voladura, para lo cual se dejará en libertad a la empresa de elegir todos estos parámetros, supervisando única y exclusivamente los resultados que se obtengan, así como la plantilla empleada para efectuar esta voladura. Al realizar la prueba, podrán seguirse diversos criterios. Un ejemplo se muestra en la Fig. VI-4.1-1 y VI-4.1-2.- En todos los casos, debe cuidarse la granulometría del producto que se pretende obtener.

Una vez efectuada la voladura (Fotografía VI-4.1-2), se determinará la granulometría del material obtenido y se verificará si cumple con las especificaciones del proyecto; lo normal en estos casos, es que en la primera voladura no se obtenga el producto deseado en su totalidad, por lo que deberá afinarse el procedimiento para que en las tronadas sucesivas se obtenga un producto adecuado, debiendo llevar un registro de cuál fué la voladura con la que se logró la granulometría deseada.

Conviene aclarar que existen bancos de roca cuya calidad es adecuada, pero que presentan gran cantidad de juntas en el macizo rocoso y que suelen dar problemas cuando se emplean voladuras desfasadas; en estos casos, deberá emplearse voladura instantánea.

También es frecuente que algunos macizos de roca es

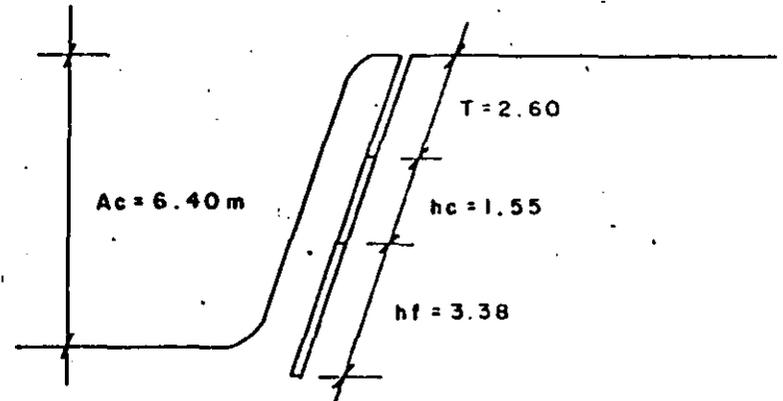
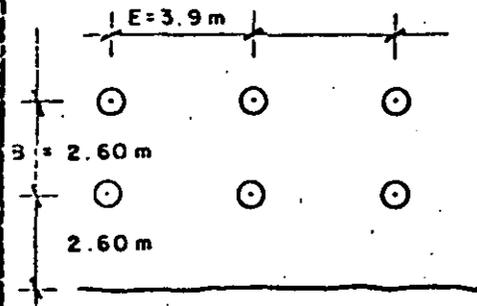


SONDEOS EXPLORATORIOS PARA DETERMI-  
NAR LA CALIDAD Y VOLUMEN DEL BANCO  
DE ROCA.



PRODUCTO DE UNA VOLADURA DE PRUEBA EN EL BANCO  
DE ROCA.

VOLADURA DE PRUEBA, BANCO DE ROCA  
"EL MEZQUITITO", B. C. S.



( 6 )

DIAMETRO DE LA PERFORACION	$d = 64 \text{ mm}$
ALTURA DEL BANCO	$Ac = 6.4 \text{ m}$
INCLINACION DE LOS BARRENOS	$I = 3:1$
TIPO DE ROCA	NORMAL
PROFUNDIDAD DE LOS BARRENOS	$H = 7.53 \text{ m}$
BORDO	$B = 2.60 \text{ m}$
ESPACIAMIENTO	$E = 3.90 \text{ m}$
TACO	$T = 2.60 \text{ m}$
ALTURA DE CARGA DE:	
FONDO	$hf = 3.38 \text{ m}$
COLUMNA	$hc = 1.55 \text{ m}$
CONCENTRACION DE CARGA DE:	
FONDO	$CCf = 4.1 \text{ Kg/m}$
COLUMNA	$CCc = 2.05 \text{ Kg/m}$
VOLUMEN/BARRENO	$V = 64.90 \text{ m}^3$
ANCHURA DE LA PEGA	

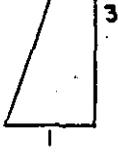
DETONACION INSTANTANEA

FIG. VI-4-1-

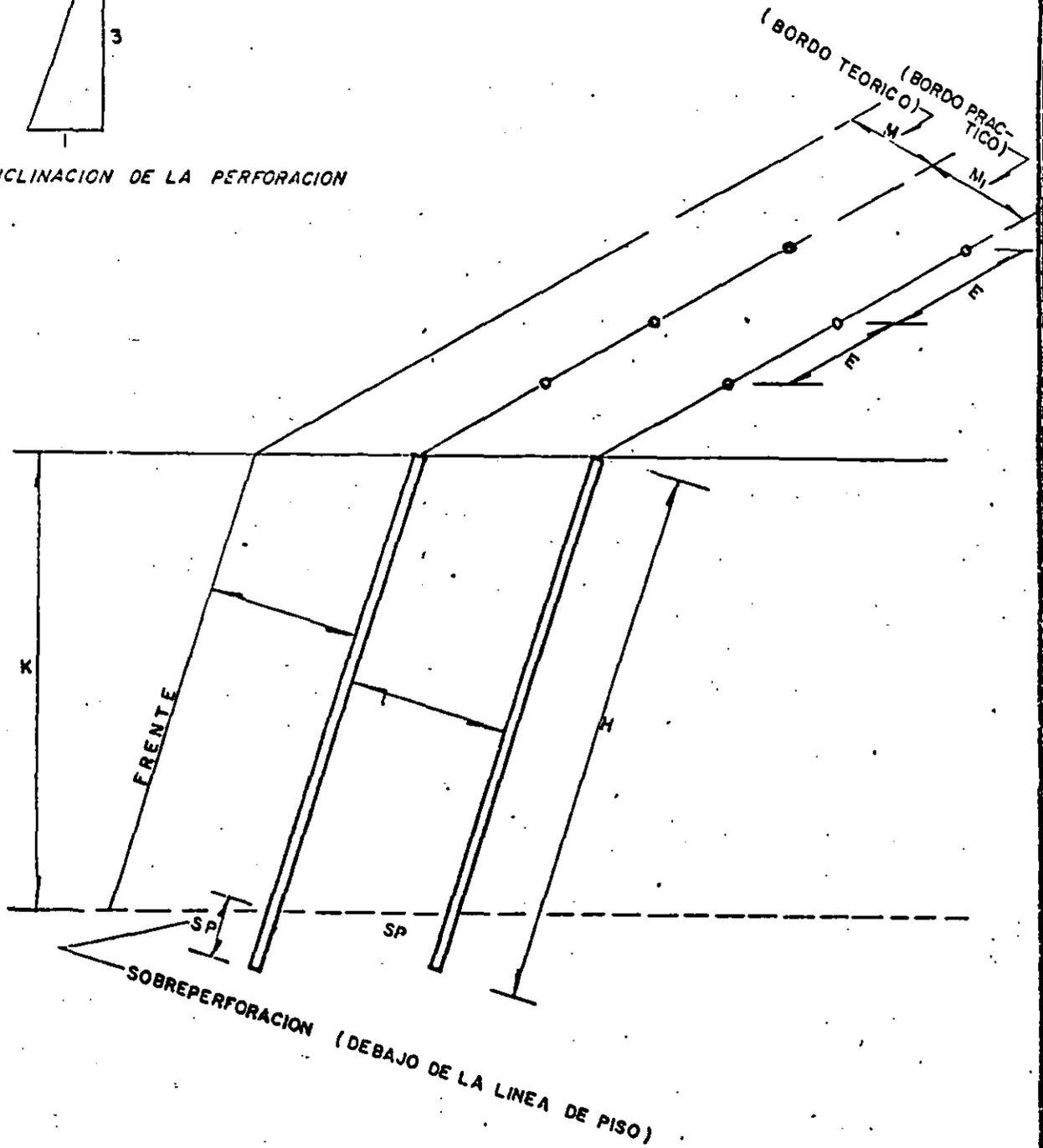
VI-4-3F1

SADH

SUBDIRECCION DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL  
DEPARTAMENTO DE CONTROL DE CALIDAD Y MANEJO DE MATERIALES



INCLINACION DE LA PERFORACION



tón compuestos por más de un tipo de matriz, lo cual genera la necesidad de separar la roca sana del desperdicio. Esta operación podrá efectuarse pasando el tractor sobre la roca, procurando desplazar los tamaños de roca adecuada y dejando en el banco el material que no se debe emplear para retirarlo posteriormente. (Fotografía VI- 4.1-3).

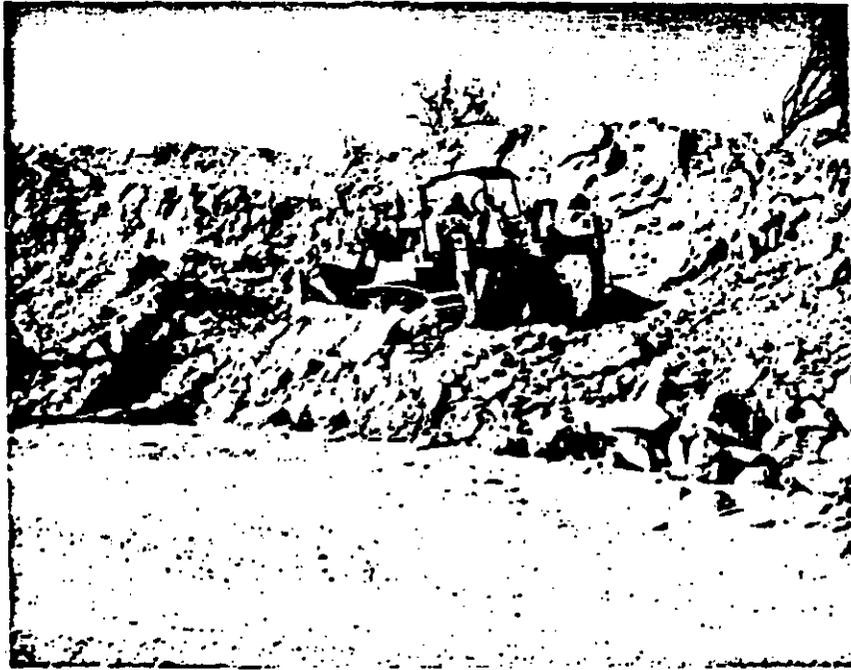
#### 4.2 Control de calidad durante el tendido.

El control de calidad durante el tendido deberá efectuarse de acuerdo con el propósito del enrocamiento - que puede ser de dos tipos:

- a) Cuando el enrocamiento forme parte de la masa estabilizadora del cuerpo de la cortina, deberá procederse a realizar un pedraplén de prueba, de acuerdo al tamaño máximo de los fragmentos, que se emplearán en la construcción, hecho con el equipo, material y personal que se vayan a utilizar en la construcción de la obra.

La longitud del pedraplén, deberá ser de unos 30 m. aproximadamente y el ancho, un poco mayor al de equipo usual; la altura dependerá del espesor de cada capa, que deberá ser una vez y media mayor que el tamaño máximo del material que se está usando y quedará formado por 3 ó 4 capas.

Al ir levantando el pedraplén, se formarán taludes



OPERACION DE PASO DEL TRACTOR SOBRE LA ROCA  
PARA SEPARAR LA ROCA SANA DEL DESPERDICIO.

a los lados y rampas en los extremos, para que el equipo pueda entrar y salir fácilmente.

El lugar de desplante de los pedraplenes, debe limpiarse y nivelarse lo mejor posible. Los montículos de material con los que se construirá el material, deben colocarse -- espaciados de tal manera que al extenderlo, el material - tenga el espesor especificado.

Una vez tendido el material, la capa se compactará pasando el equipo en forma semejante a la secuela utilizada en el material permeable iniciando con dos pasadas, ya construido el pedraplén, se determinará el peso volumétrico - compactado mediante calas, que deberán ser de un volumen adecuado al tamaño de las partículas.

Posteriormente se deben realizar pruebas de compactación y densidad, a fin de elaborar una gráfica del peso volumétrico y de la densidad relativa contra el número de pasadas.

Si no se alcanzan los resultados deseados, deberá repetirse el proceso, cambiando el equipo o incrementando el número de pasadas.

b) Cuando se trate de chapas de enrocamiento, se tenderán en capas de 1 m. de espesor, distribuyendo el material en la zona de colocación, en montones espaciados de tal manera que facilite su extendido y se reduzcan las maniobras de colocación.

Es importante hacer notar que, no deberá permitirse la colocación de materiales que tengan una contaminación mayor del 5% de finos, salvo que las especificaciones indiquen lo contrario.

#### 4.3 Control del Grado de Compactación.

En el caso de pedraplenes compactados, deberá llevarse un control similar al establecido en el capítulo 3, --teniendo especial cuidado de evitar las contaminaciones indeseables. En caso de enrocamiento a volteo, --deberán obtenerse las curvas granulométricas y los pesos volumétricos, en calas de tamaño adecuado, conforme avance la construcción y en forma aleatoria. Esto se registra conforme se ilustra en la Fig. VI-4.3-1. Además en ambos casos deberán enviarse para su estudio, --muestras de control que permitan determinar pruebas de desgaste e intemperismo.

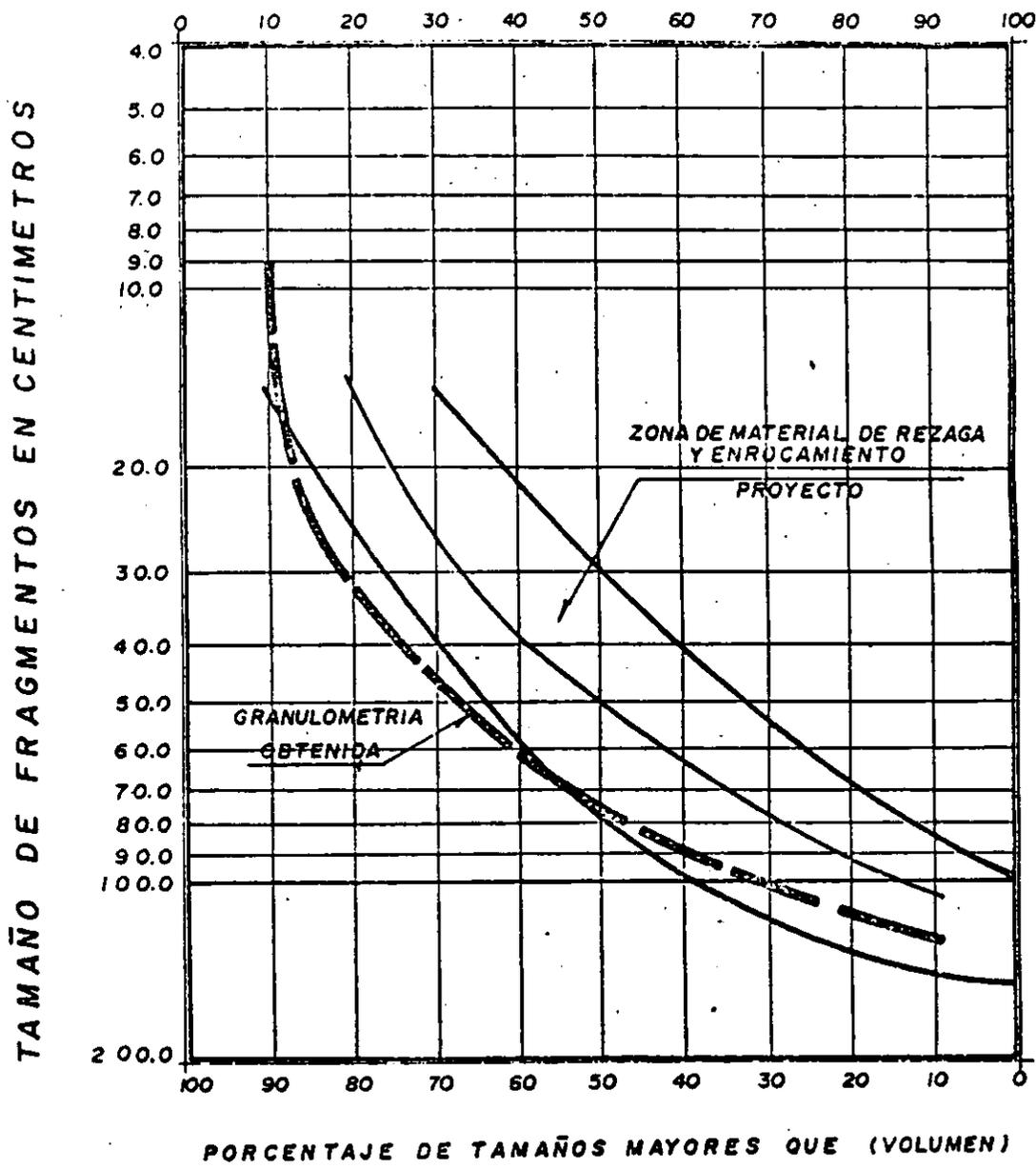
#### 4.4 Interpretación de Resultados.

En primera instancia debe de fijarse debidamente un diseño de la barrenación que permita obtener el enroca--miento adecuado y se procederá a la interpretación de resultados, en base a los datos de campo, como: granu--lometría y pesos volumétricos, que se registrarán, rea-

SARH

SUBDIRECCION DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL  
DEPARTAMENTO DE CONTROL DE CALIDAD Y MANEJO DE MATERIALES

PORCENTAJE DE TAMAÑOS MENORES QUE (VOLUMEN)

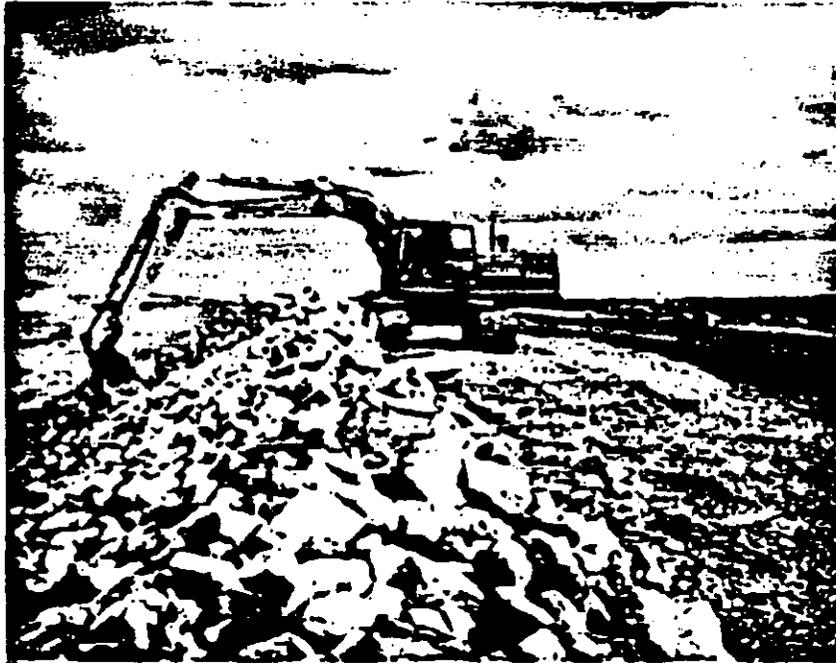


BANCO DE ROCA R-1



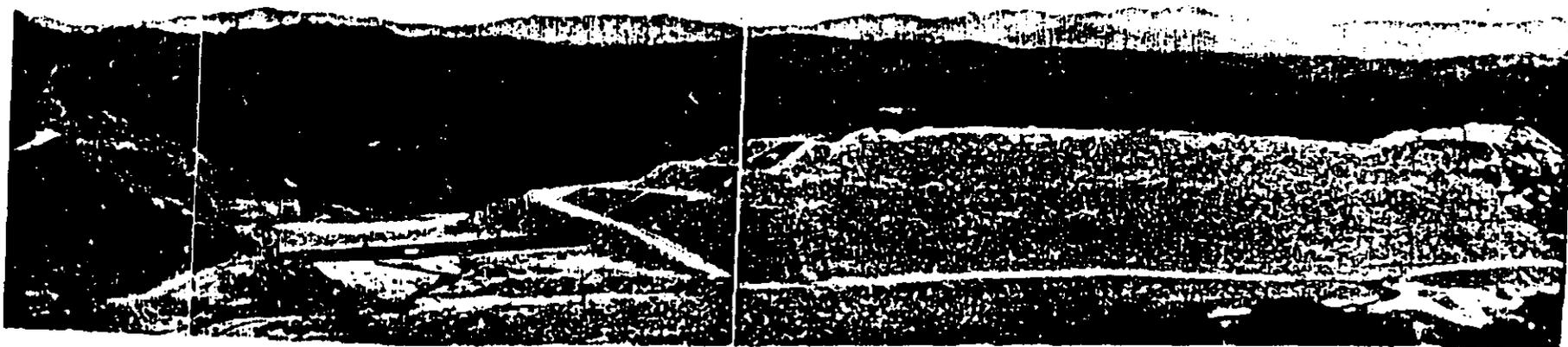
lizando un análisis estadístico como se muestra en la Fig. VI-4.4-1 y realizando ensayos directos en las muestras de control y auxiliándose con las curvas comparativas establecidas en el estudio presentado por Raúl J. Marsal, con la finalidad de estar en posibilidad de conocer el comportamiento de la estructura, aplicando la técnica de elementos finitos.

Finalmente debe verificarse que los enrocamientos se encuentren a una misma elevación en la etapa de construcción que el resto de la estructura, esto significa que no se debe dejar para el final la colocación del enrocamiento. (Fotografía VI-4.4-1 Y VI-4.4-2).



ACOMODO DE ENROCAMIENTO PARA DAR EL TALUD DE PROYECTO. OBSERVESE QUE LOS MATERIALES SE LLEVAN SENSIBLEMENTE A LA MISMA ELEVACION.

( 16 )



COLOCACION DE MATERIAL EN EL CIERRE DE LA PRESA  
EL GUINEO, GRO.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

*CURSOS ABIERTOS*

*VI CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS*

*MODULO I*

*A N E X O S*

# REFERENCIAS

- 1.- ENZO LEVI : ELEMENTOS DE MECANICA DEL MEDIO CONTINUO  
EDIT. LIMUSA MEXICO, D.F. 1982
- 2.- S. BRIBIESCA Y LOSOYA : REVISTA INGENIERIA HIDRAULICA EN MEXICO.  
VOLUMEN XXIII (1969) No 1. MEXICO, D.F.
- 3.- R. CERVANTES Y V. PORRAS : INTRODUCCION AL METODO DEL ELEMENTO FINITO  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M. (D-37) MEXICO, D.F.  
NOVIEMBRE DE 1983
- 4.- J. BADILLO Y R. RODRIGUEZ : FUNDAMENTOS DE MECANICA DE SUELOS TOMO I  
EDIT. LIMUSA MEXICO, D.F. 1984.
- 5.- S.R.H. ; C.F.E. ; UNAM : COMPORTAMIENTO DE PRESAS CONSTRUIDAS EN  
MEXICO, U.N.A.M. MEXICO, D.F. 1976
- 6.- S.A.R.H (C.N.A.) : EXPEDIENTES TECNICOS DE DIFERENTES  
PRESAS, S.A.R.H. MEXICO, D.F.
- 7.- O. ZIENKIEWICZ : THE FINITE ELEMENT METHOD, EDIT. MCGRAW-HILL  
THIRD REVISED. UNITED STATES OF AMERICA 1979.
- 8.- DUNCAN, SEED, WONG Y OZAWA : FEADAM 84: A COMPUTER PROGRAM FOR  
FINITE ELEMENT ANALYSIS OF DAMS; REPORT. No SU/GT/84-03  
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, STANFORD  
UNIVERSITY, NOVEMBER 1984 (E.U.A.).
- 9.- DUNCAN, BYRNE Y WONG : SP-5 : STRENGTH, STRESS - STRAIN AND BULK MODULUS  
PARAMETERS FOR FINITE ELEMENT ANALYSES OF STRESSES  
AND MOVEMENTS IN SOIL MASSES ; REPORT N. UCB/GT/80-01  
UNIVERSITY OF CALIFORNIA BERKELEY, AUGUST 1980 (E.U.A.)
10. S. WONG Y J.M. DUNCAN : SEEP : COMPUTER PROGRAM FOR SEEPAGE ANALYSIS  
OF SATURATED FREE SURFACE OR CONFINED STEADY  
FLOW; REPORT. No UCB/GT/84-05, UNIVERSITY OF CALIFORNIA  
BERKELEY, APRIL 1984.

VALORES TÍPICOS DE MODULO DE YOUNG (E)  
Y COEFICIENTE DE POISSON ( $\mu$ ).

SUELO	E (T/M <sup>2</sup> )
<u>ARCILLA</u>	
MUY SUELTA	204 - 1 530
SUELTA	510 - 2 550
MEDIA	1530 - 5 100
DURA	5100 - 10 200
ARCILLA ARENOSA	2 550 - 25. 500
<u>ARENA</u>	
SUELTA	714 - 2 142
MEDIA	1 020 - 2 448
DENSA	4 896 - 8 262
<u>ARENA Y GRAVA</u>	
SUELTA	4 896 - 14 688
DENSA	9 792 - 19 584
LIMO	204 - 2 040

<u>SUELO</u>	<u><math>\mu</math></u>
ARCILLA SATURADA	0.1 - 0.3
ARCILLA SIN SATURAR	0.1 - 0.3
ARCILLA ARENOSA	0.2 - 0.3
LIMO	0.3 - 0.35
ARENA (DENSA)	0.2 - 0.40
CONCRETO	0.15
ALUMINIO	0.34
VIDRIO	0.22 - 0.31

y el desarrollo de la integral en (26) da por resultado

$$\{ \delta \} = \{ F \} \{ \delta \}^T = \{ B \}^T \{ \delta \} \{ \sigma \} \alpha_{\Delta}(e) \quad (26)$$

de aquí se concluye

$$\{ F \} = \{ B \}^T \{ \sigma \} \alpha_{\Delta}(e) \quad (28)$$

reemplazando (22'') en (28);  $\{ \sigma \} = \{ D \} \{ \delta \} \quad (22'')$

$$\{ F \} = \{ B \}^T \{ D \} \{ B \} \{ \delta \} \alpha_{\Delta}(e) \quad (29)$$

esta última expresión se nombrará

$$\{ K \} = \{ B \}^T \{ D \} \{ B \} \alpha_{\Delta}(e) \quad (27)$$

El desarrollo de este producto múltiple da por resultado

$$\{ K \} = \frac{Ee}{4\alpha_{\Delta}(1-n^2)} \begin{pmatrix} \delta\delta + \frac{1-n}{2}\eta\eta & \delta\epsilon + \frac{1-n}{2}\eta\theta & \delta\gamma + \frac{1-n}{2}\eta\tau & \delta\alpha + \frac{1-n}{2}\eta\sigma & \delta\beta + \frac{1-n}{2}\eta\pi & \delta\omega + \frac{1-n}{2}\eta\rho \\ \epsilon\delta + \frac{1-n}{2}\theta\eta & \epsilon\epsilon + \frac{1-n}{2}\theta\theta & \epsilon\gamma + \frac{1-n}{2}\theta\tau & \epsilon\alpha + \frac{1-n}{2}\theta\sigma & \epsilon\beta + \frac{1-n}{2}\theta\pi & \epsilon\omega + \frac{1-n}{2}\theta\rho \\ \gamma\delta + \frac{1-n}{2}\tau\eta & \gamma\epsilon + \frac{1-n}{2}\tau\theta & \gamma\gamma + \frac{1-n}{2}\tau\tau & \gamma\alpha + \frac{1-n}{2}\tau\sigma & \gamma\beta + \frac{1-n}{2}\tau\pi & \gamma\omega + \frac{1-n}{2}\tau\rho \\ \alpha\delta + \frac{1-n}{2}\sigma\eta & \alpha\epsilon + \frac{1-n}{2}\sigma\theta & \alpha\gamma + \frac{1-n}{2}\sigma\tau & \alpha\alpha + \frac{1-n}{2}\sigma\sigma & \alpha\beta + \frac{1-n}{2}\sigma\pi & \alpha\omega + \frac{1-n}{2}\sigma\rho \\ \beta\delta + \frac{1-n}{2}\pi\eta & \beta\epsilon + \frac{1-n}{2}\pi\theta & \beta\gamma + \frac{1-n}{2}\pi\tau & \beta\alpha + \frac{1-n}{2}\pi\sigma & \beta\beta + \frac{1-n}{2}\pi\pi & \beta\omega + \frac{1-n}{2}\pi\rho \\ \omega\delta + \frac{1-n}{2}\rho\eta & \omega\epsilon + \frac{1-n}{2}\rho\theta & \omega\gamma + \frac{1-n}{2}\rho\tau & \omega\alpha + \frac{1-n}{2}\rho\sigma & \omega\beta + \frac{1-n}{2}\rho\pi & \omega\omega + \frac{1-n}{2}\rho\rho \end{pmatrix}$$

(x, y, z, n)  
DE RIGIDEZ

Como se ve, (K) depende de las coordenadas los vértices del triángulo en estudio, por lo que puede determinarla directamente.

Reemplazando (29) en (28) se tiene

$$\{ F \} = \{ K \} \{ \delta \} \quad (27')$$

se ve que si se conocen las fuerzas (F)

en cada nudo, pueden determinarse también en cada nudo, los corrimientos (δ).

Por la expresión (27'), se observa que (FF), al igual que (K), depende de las coordenadas de los vértices de cada triángulo y si éstas se conocen es posible obtener directamente su valor. Además, si se determina (δ) como se indicó anteriormente, con (27'') es posible hallar los esfuerzos en los nudos.

$$\{ \sigma \} = \{ H \} \{ \delta \}$$