



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

### A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DE LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del Jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo del 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores - expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

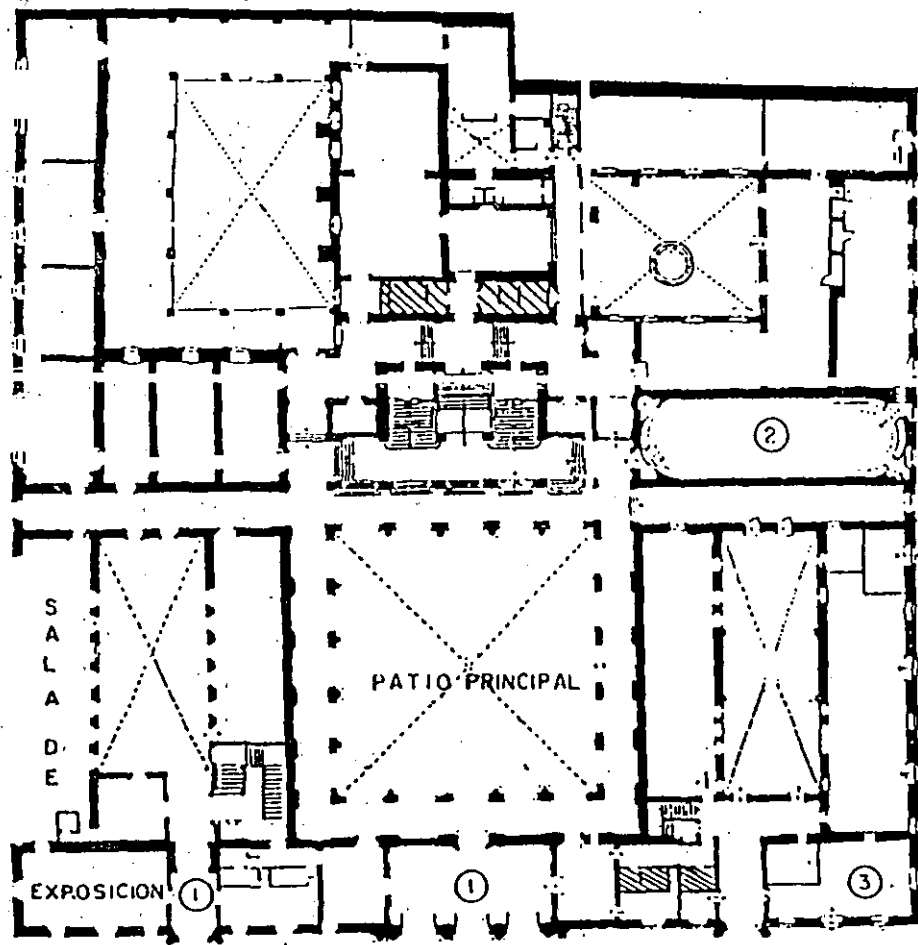
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

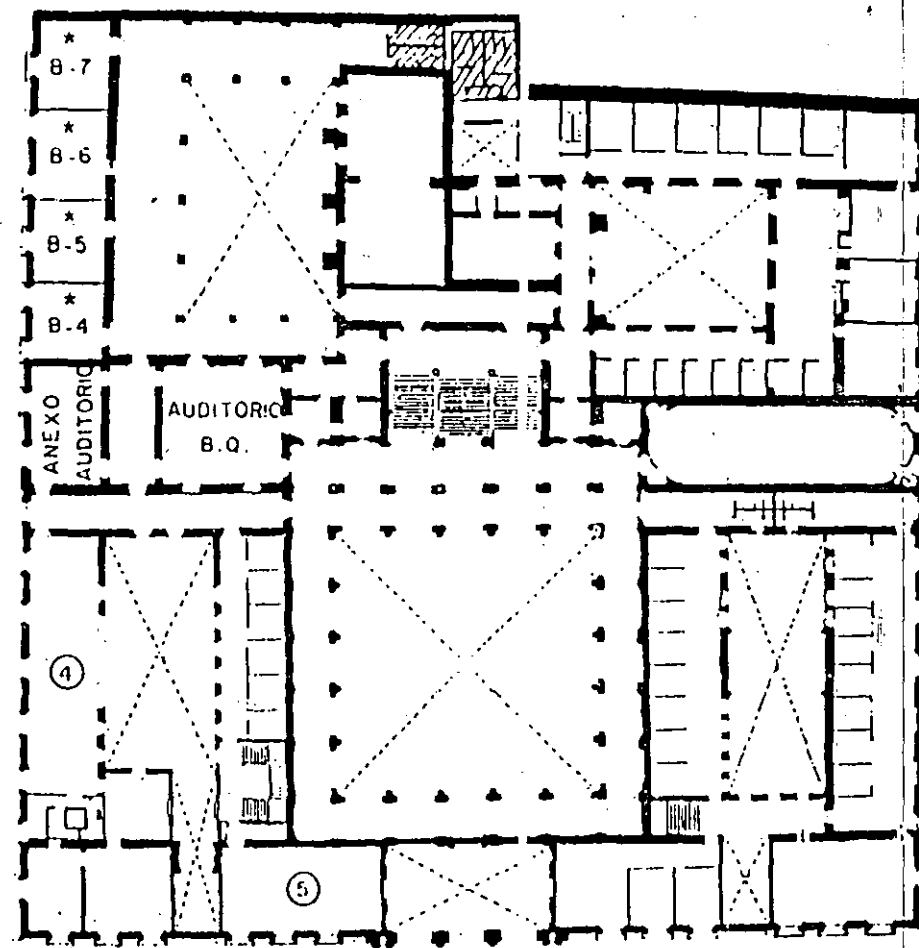
Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

¡ GRACIAS !

# PALACIO DE MINERIA



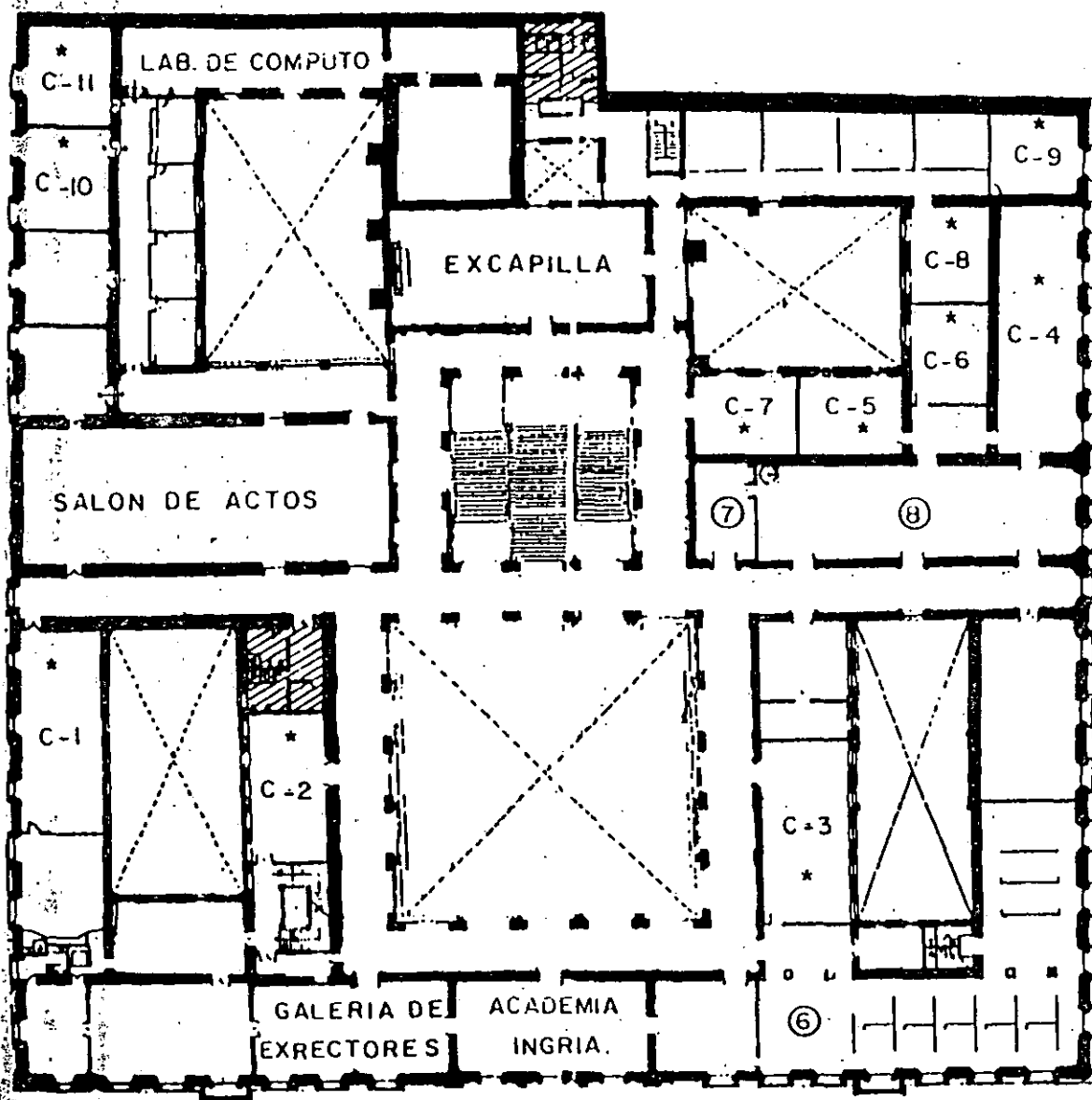
**PLANTA BAJA**



**MEZZANINNE**



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
CURSOS ABIERTOS



## GUIA DE LOCALIZACION

1 - ACCESO

2 - BIBLIOTECA HISTORICA

3 - LIBRERIA U N A M

4 - CENTRO DE INFORMACION Y DOCU-  
MENTACION "ING. BRUNO  
MASCANZONI"

5 - PROGRAMA DE APOYO A LA  
TITULACION

\* AULAS

6 - OFICINAS GENERALES

7 - ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL  
DE ASISTENCIA.

8 - SALA DE DESCANSO

■ SANITARIOS

**1er. PISO**

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
CURSOS ABIERTOS  
V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION  
**MODULO IV TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION**  
Del 27 de junio al 1o. de julio de 1994.

| F E C H A    | H O R A R I O      | T E M A                                                                                                                                                                                                                           | P R O F E S O R                                        |
|--------------|--------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|
| Lunes 27     | 9;00 a 11;00 hrs.  | Historia de proyectos de puentes.<br>Reforzamiento de puentes carreteros<br>Diseñados y construídos entre los años<br>de 1940-1960.<br>Construcción de puentes modernos y<br>Antigüos.                                            | Ing. Carlos King Ravelo                                |
|              | 11;00 a 14;00 hrs. |                                                                                                                                                                                                                                   | Ing. José Luis Siller                                  |
|              | 16;00 a 19;00 hrs. |                                                                                                                                                                                                                                   | Ing. Juan Manuel García Chávez                         |
| Martes       | 9;00 a 14;00 hrs.  | Tecnologías para bacheo de pavimentos<br>en Ciudades y Carreteras.<br>Manejo de agua a presión en sistemas de<br>Riego.                                                                                                           | Ing. Teodoro Albarrán                                  |
|              | 16;00 a 19;00 hrs. |                                                                                                                                                                                                                                   | Ing. Peña y Peña                                       |
| Miércoles 29 | 9;00 a 14;00 hrs.  | Evaluación de la cortina Arco-Cúpula<br>del P.H. Zimapán<br>Aspectos Geológicos de la Cortina Arco-<br>Cúpula del P.H. Zimapán.                                                                                                   | Ing. Enrique Mena Sandoval                             |
|              | 16;00 a 19;00 hrs. |                                                                                                                                                                                                                                   | Ing. Emilio Zamudio Cintora<br>Ing. Raúl Cuellar Borja |
| Jueves 30    | 9;00 a 11;00 hrs.  | Utilización de aguas residuales en la Gene_<br>ración de Energía Eléctrica.<br>Impacto ecológico de la utilización de aguas<br>residuales en las P.H. agua Prieta y Zima-<br>pán.<br>Construcción de Presas de concreto rodillado | Ing. Joel Rojas Taméz                                  |
|              | 11;00 a 14;00 hrs. |                                                                                                                                                                                                                                   | Ing. Carlos Lecanda Terán                              |
|              | 16;00 a 19;00 hrs. |                                                                                                                                                                                                                                   | Ing. Joel Rojas Taméz                                  |
| Viernes 1o.  | 9;00 a 14;00 hrs.  | Control de calidad en la construcción<br>Presentación de trabajos de algunos becarios.<br>C L A U S U R A .                                                                                                                       | Ing. Raúl Vicente Orozco                               |
|              | 16;00 a 19;00 hrs. |                                                                                                                                                                                                                                   |                                                        |
|              | 19;00 a 20;00 hrs. |                                                                                                                                                                                                                                   |                                                        |

# EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

1

CURSO: V Curso Internacional de Construcción.  
Módulo IV: Temas Especiales de Construcción.

FECHA: Del 27 de junio al 10. de julio de 1994.

|                              |                                | DOMINIO DEL TEMA | EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES | MANTENIMIENTO DEL INTERES (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION) | PUNTUALIDAD |  |
|------------------------------|--------------------------------|------------------|----------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|--|
| CONFERENCISTA                |                                |                  |                                              |                                                                                               |             |  |
| 1                            | Ing. Carlos King Ravelo        |                  |                                              |                                                                                               |             |  |
| 2                            | Ing. José Luis Siller          |                  |                                              |                                                                                               |             |  |
| 3                            | Ing. Juan Manuel García Chávez |                  |                                              |                                                                                               |             |  |
| 4                            | Ing. Teodoro Albarrán          |                  |                                              |                                                                                               |             |  |
| 5                            | Ing. Peña y Peña               |                  |                                              |                                                                                               |             |  |
| 6                            | Ing. Enrique Mena Sandoval     |                  |                                              |                                                                                               |             |  |
| 7                            | Ing. Emilio Zamudio Cintora    |                  |                                              |                                                                                               |             |  |
| 8                            | Ing. Raúl Cuellar Borja        |                  |                                              |                                                                                               |             |  |
| 9                            | Ing. joel Rojas Taméz          |                  |                                              |                                                                                               |             |  |
| ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10 |                                |                  |                                              |                                                                                               |             |  |

# EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

1

CURSO: V Curso Internacional de  
Construcción  
Módulo IV Temas Especiales  
de Construcción.

FECHA: Del 27 de junio al 10. de Julio  
de 1994.

|                              |                           | DOMINIO DEL TEMA | EFICIENCIA EN EL USO DE<br>AYUDAS AUDIOVISUALES | MANTENIMIENTO DEL INTERES<br>(COMUNICACION CON LOS<br>ASISTENTES, AMENIDAD, FA-<br>CILIDAD DE EXPRESION) | PUNTUALIDAD |  |
|------------------------------|---------------------------|------------------|-------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|--|
| CONFERENCISTA                |                           |                  |                                                 |                                                                                                          |             |  |
| 10                           | Ing. Raúl Vicente Orozco  |                  |                                                 |                                                                                                          |             |  |
| 11                           | Ing. Carlos Lacanda Terán |                  |                                                 |                                                                                                          |             |  |
|                              |                           |                  |                                                 |                                                                                                          |             |  |
|                              |                           |                  |                                                 |                                                                                                          |             |  |
|                              |                           |                  |                                                 |                                                                                                          |             |  |
|                              |                           |                  |                                                 |                                                                                                          |             |  |
|                              |                           |                  |                                                 |                                                                                                          |             |  |
|                              |                           |                  |                                                 |                                                                                                          |             |  |
|                              |                           |                  |                                                 |                                                                                                          |             |  |
| ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10 |                           |                  |                                                 |                                                                                                          |             |  |

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

V Curso Internacional de Construcción  
Módulo IV Temas Especiales de Construcción.

Del 27 de junio al 10. de julio de 1994.

| T E M A                      |                                                                                                                                                                                                                 | ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA | GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA | GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA | UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA |  |
|------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------------|----------------------------|--|
| 1                            | Historia de proyectos de puentes. reforzamiento de puentes carreteras <del>diseñados y construídos entre los años de 1940-1960.</del> Construcción de puentes modernos y Antiguos.                              |                                    |                                         |                                           |                            |  |
| 2                            | Tecnologías para bacheo de pavimentos en ciudades y carreteras. Manejo de agua a presión de sistemas de Riego.                                                                                                  |                                    |                                         |                                           |                            |  |
| 3                            | Evaluación de la cortina Arco-Cúpula del P.H. Zimapán. Aspectos Geológicos de la Cortina Arco-Cúpula del P.H. Zimapán.                                                                                          |                                    |                                         |                                           |                            |  |
| 4                            | Utilización de aguas residuales en la generación de energía eléctrica. Impacto ecológico de la utilización de aguas residuales en las P.H. Agua Prieta y Zimapán. Construcción de presas de concreto rodillado. |                                    |                                         |                                           |                            |  |
| 5                            | Control de calidad en la construcción Presentación de trabajos de algunos Becarios. Clausura.                                                                                                                   |                                    |                                         |                                           |                            |  |
| ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10 |                                                                                                                                                                                                                 |                                    |                                         |                                           |                            |  |

## EVALUACION DEL CURSO

3

| C O N C E P T O  |                                                 |  |
|------------------|-------------------------------------------------|--|
| 1.               | APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS |  |
| 2.               | CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS        |  |
| 3.               | GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO      |  |
| 4.               | CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO         |  |
| 5.               | CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO              |  |
| 6.               | CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CUSO                   |  |
| 7.               | GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO         |  |
| EVALUACION TOTAL |                                                 |  |

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

1.- ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE

AGRADABLE

DESAGRADABLE

2.- Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR  
ANUNCIO TITULADO DI  
VISION DE EDUCACION  
CONTINUA

PERIODICO NOVEDADES  
ANUNCIO TITULADO DI  
VISION DE EDUCACION  
CONTINUA

FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL

RADIO UNIVERSIDAD

COMUNICACION CARTA,  
TELEFONO, VERRAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS

FOLLETO ANUAL

CARTELERA UNAM "LOS  
UNIVERSITARIOS HOY"

GACETA  
UNAM

3.- Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería

AUTOMOVIL  
PARTICULAR

OTRO MEDIO

4.- ¿Qué cambios haría en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

---



---



---

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI

NO

6.- ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

---



---

7.- ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

---



---



---

8.- La coordinación académica fué:

EXCELENTE

☐

BUENA

☐

REGULAR

☐

MALA

☐

9.- Si está interesado en tomar algún curso INTENSIVO ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES  
DE 9 a 13 H. Y  
DE 14 a 18 H.  
(CON COMIDA)

☐

LUNES A VIERNES  
DE 17 a 21 H.

☐

LUNES A MIERCOLES  
Y VIERNES DE  
18 a 21 H.

☐

MARTES Y JUEVES  
DE 18 A 21 H.

☐

VIERNES DE 17 a 21 H.  
SABADOS DE 9 a 14 H.

☐

VIERNES DE 17 A 21 H.  
SABADOS DE 9 a 13 H.  
DE 14 a 18 H.

☐

OTRO

☐

10.- ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviere la División de Educación Continua, para los asistentes?

---



---



---

11.- Otras sugerencias:

---



---



---

NOMBRE DEL CURSO \_\_\_\_\_

FECHA DEL CURSO

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

This image shows a single sheet of white paper with horizontal ruling lines. The lines are evenly spaced and run across the width of the page. There are no margins, text, or other markings on the paper.



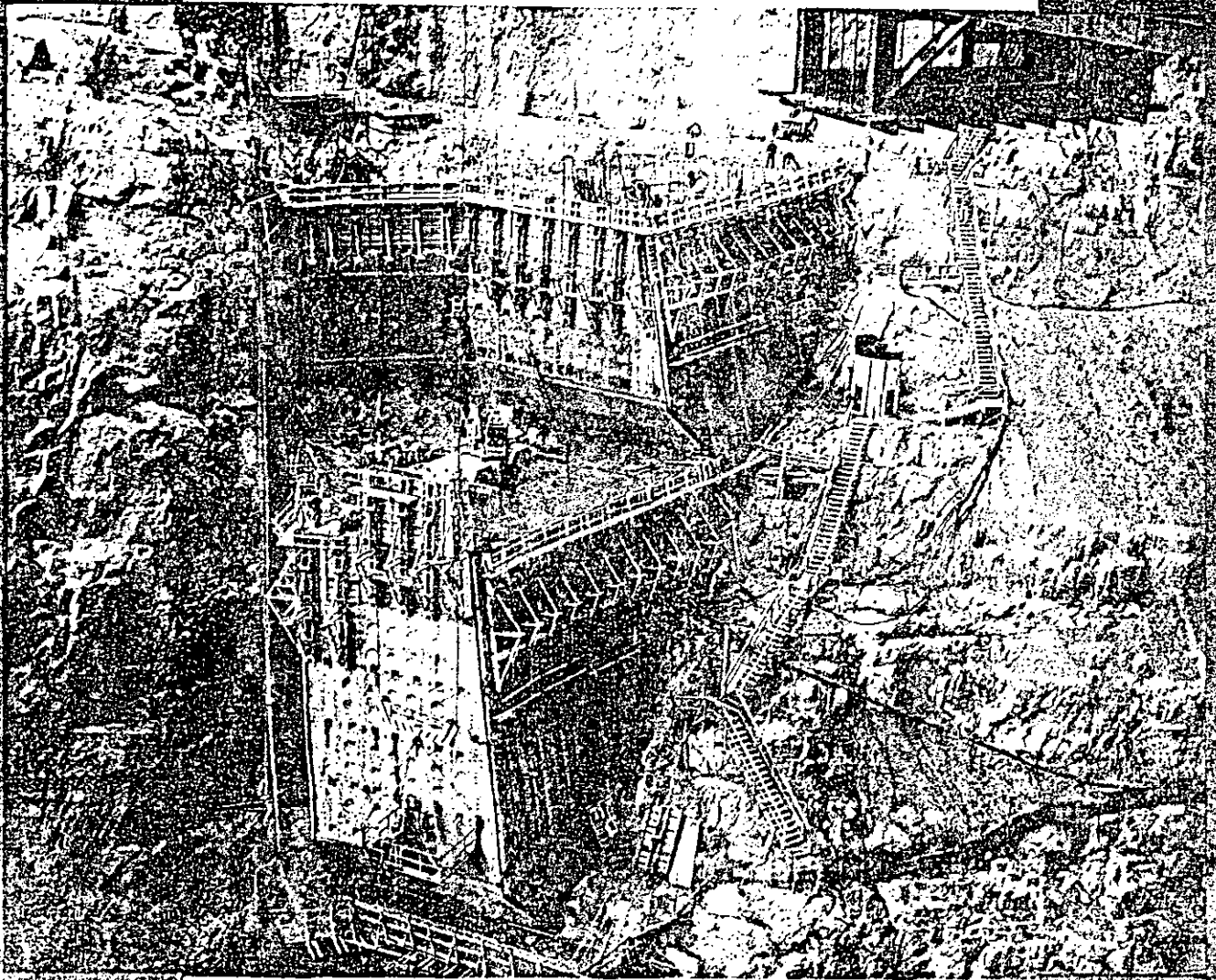
**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS  
CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION  
MODULO IV: TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION**

**UTILIZACION DE AGUAS RESIDUALES EN LA  
GENERACION DE ENERGIA ELECTRICA**

**ING. JOEL ROJAS TAMEZ**

**1994**

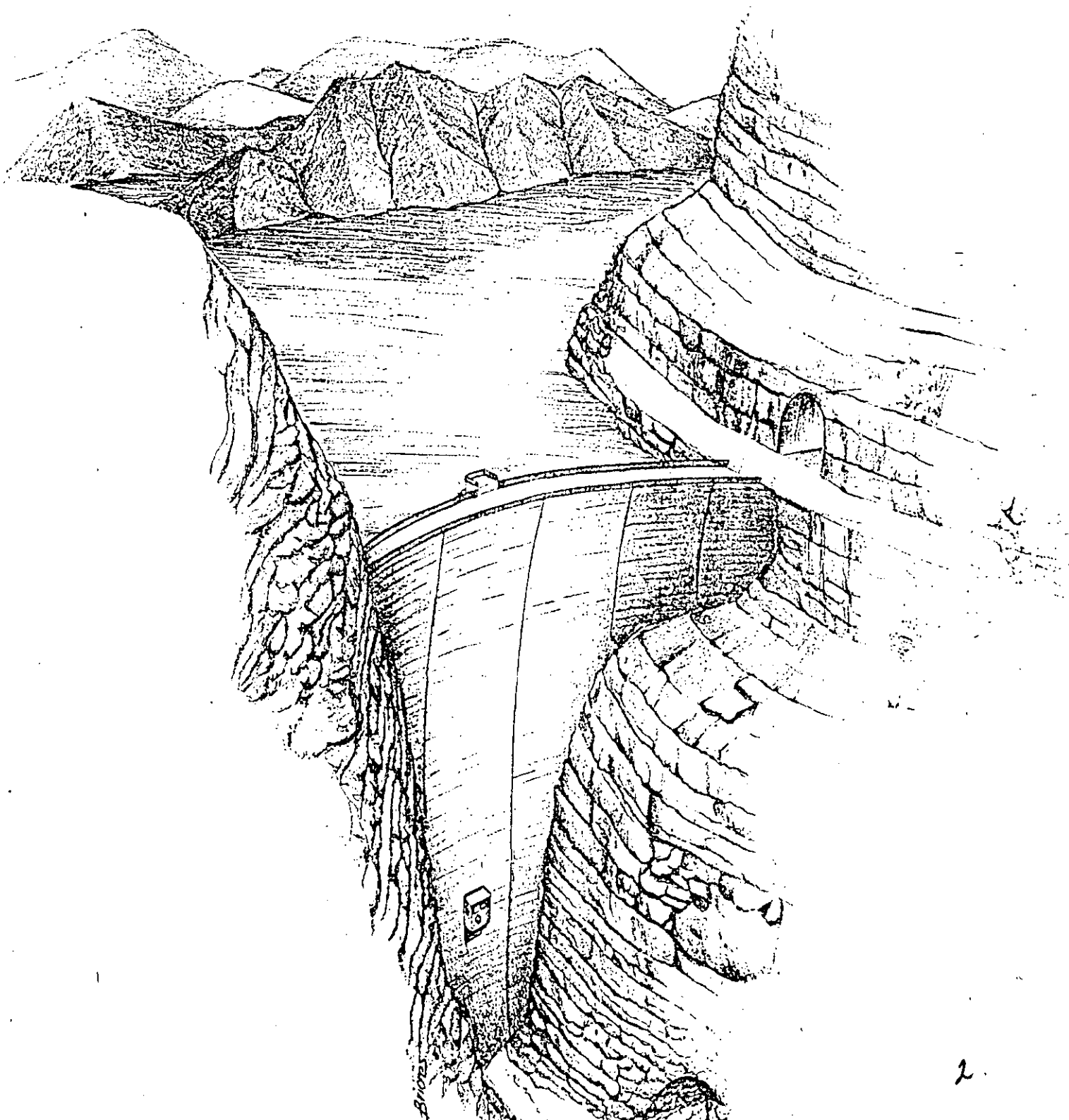


# PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN HGO.

MEXICO, 1992

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

# PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN, HGO.



# PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN, HGO.



## DESCRIPCION Y DATOS GENERALES

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
SUBDIRECCION DE CONSTRUCCION  
COORDINACION DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS  
GERNCIA TECNICA DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS  
GERENCIA DE CONSTRUCCION DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS

# CONTENIDO

## 1 GENERALIDADES.

- 1.1 INTRODUCCION.
- 1.2 GENERACION DE ELECTRICIDAD.
- 1.3 BENEFICIOS ADICIONALES.
- 1.4 DATOS PRINCIPALES.

## 2 ESTUDIOS PRELIMINARES.

- 2.1 ESTUDIOS DE LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.

## 3 HIDROLOGIA.

- 3.1 DATOS CLIMATOLOGICOS E HIDROMETRICOS.
- 3.2 ESTUDIO DE AVENIDAS.
- 3.3 ESCURRIMIENTOS.
- 3.4 AZOLVES.

## 4 GEOLOGIA Y GEOTECNIA.

- 4.1 GEOLOGIA REGIONAL.
- 4.2 TECTONICA.
- 4.3 SISMICIDAD.
- 4.4 ASPECTOS GEOLOGICOS EN LAS OBRAS CIVILES.
- 4.5 CARACTERISTICAS DEL MACIZO ROCOSO.
- 4.6 MATERIALES DE CONSTRUCCION.

## 5 PLANEACION DE LA CONSTRUCCION.

- 5.1 ORGANIZACION.
- 5.2 INFRAESTRUCTURA.
- 5.3 CRONOGRAMA.

## 6 DESCRIPCION DE LAS OBRAS.

- 6.1 OBRA DE DESVIO.
- 6.2 OBRAS DE CONTENCIÓN.
- 6.3 OBRAS DE GENERACION.
- 6.4 OBRA DE EXCEDENCIAS.

## 7 ASPECTOS ECOLOGICOS.

- 7.1 INTRODUCCION.
- 7.2 PROGRAMA DE PROTECCION AMBIENTAL.
- 7.3 AREA NATURAL PROTEGIDA.

REFERENCIAS.  
LISTA DE FIGURAS.  
ANEXO I (FIGURAS).

# DATOS GENERALES

## UBICACION

|                 |                     |
|-----------------|---------------------|
| a) Coordenadas: | 90° 30'             |
| Longitud Oeste  | 20° 40'             |
| Latitud Norte   |                     |
| b) Río:         | Moctezuma           |
| c) Estados:     | Hidalgo y Querétaro |
| d) Municipios:  | Zimapán y Cadereyta |

## HIDROLOGIA

|                                            |                           |
|--------------------------------------------|---------------------------|
| a) Área de la cuenca del Río Pánuco:       | 84,956 km <sup>2</sup>    |
| b) Área de la cuenca hasta Zimapán:        | 11,869 km <sup>2</sup>    |
| c) Número de años de registro: (deducidos) | 43                        |
| d) Escurrimiento medio anual:              | 982 mill. m <sup>3</sup>  |
| e) Volumen medio mensual escurrido:        | 81.7 mill. m <sup>3</sup> |
| f) Gasto medio:                            | 31.1 m <sup>3</sup> /seg  |

## VASO DE ALMACENAMIENTO

|                                                  |                            |
|--------------------------------------------------|----------------------------|
| a) Elevaciones:                                  | Capacidad                  |
| NAMINO 1520 msnm                                 | 690 mill. m <sup>3</sup>   |
| NAMO 1560 msnm                                   | 1,390 mill. m <sup>3</sup> |
| NAME 1563 msnm                                   | 1,460 mill. m <sup>3</sup> |
| b) Capacidad para azolves:                       | 250 mill. m <sup>3</sup>   |
| c) Capacidad útil                                |                            |
| NAMO-NAMINO:                                     | 700 mill. m <sup>3</sup>   |
| d) Capacidad para control de Avenidas NAME-NAMO: | 70 mill. m <sup>3</sup>    |
| e) Área ocupada por el embalse al NAME:          | 22.9 km <sup>2</sup>       |
| f) Área ocupada por el embalse al NAMO:          | 21.8 km <sup>2</sup>       |
| g) Área ocupada por el embalse al NAMINO:        | 13 km <sup>2</sup>         |

## OBRAS DE DESVIO, CON TR = 20 AÑOS

|                                    |                          |
|------------------------------------|--------------------------|
| a) Gasto máximo avenida:           | 810 m <sup>3</sup> /seg  |
| b) Gasto de diseño, máximo:        | 702 m <sup>3</sup> /seg. |
| c) Elevación atagula aguas arriba: | 1,409.50 msnm            |
| d) Túnel sección portal:           | 9.4 x 9.4 m.             |
| e) Elevación de entrada:           | 1,383 msnm               |
| f) Longitud total:                 | 566 m.                   |
| g) Velocidad máxima:               | 8 m/seg.                 |
| h) Cierre provisional              | Obturadores metálicos    |
| i) Cierre definitivo:              | Tapón de concreto        |
| j) Volumen de la avenida:          | 310 mill. m <sup>3</sup> |

## CORTINA

|                               |                         |
|-------------------------------|-------------------------|
| a) Tipo:                      | Arco-bóveda de concreto |
| b) Elevación de la corona:    | 1565 msnm               |
| c) Longitud de la corona:     | 115 m.                  |
| d) Altura total al desplante: | 203 m.                  |
| e) Volumen de concreto:       | 210,000 m <sup>3</sup>  |
| f) Desplante:                 | 1,362 msnm              |
| g) Bordo libre:               | 2 m.                    |

## OBRA DE EXCEDENCIAS, CON "AVENIDA MÁXIMA PROBABLE" TR = 10,000 AÑOS

|                                     |                                             |
|-------------------------------------|---------------------------------------------|
| a) Gasto máximo avenida:            | 2,960 m <sup>3</sup> /seg                   |
| b) Volumen de la avenida:           | 1,209 mill. m <sup>3</sup>                  |
| c) Gasto de diseño descarga:        | 2,520 m <sup>3</sup> /seg                   |
| d) Elevación de la cresta:          | 1,545.27                                    |
| e) Longitud de la cresta:           | 20 m                                        |
| f) Compuertas:                      | Radiales 2 de 9.90 m x 20 m                 |
| g) Número de túneles:               | 2                                           |
| h) Sección de los túneles:          | 9.90 m x altura variable de 13.90 a 8.50 m. |
| i) Velocidad máxima:                | 25 m/seg                                    |
| j) Longitud promedio de cada túnel: | 500 m                                       |
| k) Relación de llenado:             | 0.65                                        |

## OBRAS DE GENERACION DE ENERGIA.

### OBRA DE TOMA.

|                                                |                             |
|------------------------------------------------|-----------------------------|
| a) Tipo de toma:                               | Rampa                       |
| b) Elevación de la obra de toma:               | 1,500 msnm                  |
| c) Elevación plantilla en el canal de llamada: | 1,498 msnm                  |
| d) Dimensiones de compuertas:                  | 3.50 x 4.5 m                |
| rejillas:                                      | 5 tableros de 2.00 x 8.50 m |

### TUNEL DE CONDUCCION

|                                  |          |
|----------------------------------|----------|
| e) Diámetro: (sección herradura) | 4.70 m   |
| f) Longitud:                     | 21,000 m |

### POZO DE OSCILACION

|                                     |          |
|-------------------------------------|----------|
| g) Altura:                          | 135.00 m |
| h) Diámetro del pozo de oscilación: | 12.00 m  |

### TUBERIA A PRESION

|              |         |
|--------------|---------|
| i) Diámetro: | 3.50 m. |
| j) Longitud: | 1,050 m |

### CASA DE MAQUINAS

|                                           |                          |
|-------------------------------------------|--------------------------|
| k) Gasto de diseño por unidad:            | 29.5 m <sup>3</sup> /seg |
| l) Nivel medio de desfogue:               | 948.00 msnm              |
| m) Velocidad de rotación de las turbinas: | 300 r.p.m.               |
| n) Carga bruta máxima:                    | 603 m                    |
| ñ) Carga mínima bruta:                    | 563 m                    |
| o) Carga de diseño bruta:                 | 593 m                    |
| p) Carga neta de diseño:                  | 553 m                    |
| q) Generador:                             | 147.4 MVA                |
| r) Potencia de cada unidad:               | 146 MW                   |
| s) Capacidad instalada, 2 Pelton:         | 292 MW                   |
| t) Factor de planta media anual:          | 0.53                     |
| u) Generación media anual firme:          | 1,139.6 Gwh              |
| v) Generación media anual secundaria:     | 152.8 Gwh                |
| w) Generación media anual:                | 1,292.3 Gwh              |
| x) Nivel de la subestación:               | 965 msnm                 |
| y) 2 líneas de salida de:                 | 230/115 KV c/u           |
| z) Longitud hacia la red Dañu Huichapan:  | 80 km                    |

# GENERALIDADES.

## 1.1 INTRODUCCION.

De acuerdo a la política de diversificación de fuentes de energía del Gobierno Federal, la Comisión Federal de Electricidad, ejecuta actualmente el diseño y construcción del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, localizado en los límites de los estados de Hidalgo y Querétaro, cuya finalidad principal es la generación de energía eléctrica aprovechando el potencial del río Moctezuma, el cual forma parte del sistema hidrológico del río Pánuco.

## 1.2 GENERACION DE ELECTRICIDAD.

La central hidroeléctrica contará con dos unidades de 146 MW de potencia cada una y generará un promedio anual de 1292.4 GWh que dada la posición de este proyecto, su cercanía a las ciudades de Querétaro y México, y su facilidad de intercomunicación con el sistema eléctrico nacional por la proximidad con las Plantas Termoeléctricas de Tula, Hidalgo y el Sauz, Querétaro, ayudará a satisfacer las demandas de energía eléctrica de la región central del país..

## 1.3 BENEFICIOS ADICIONALES.

La derrama económica que producirá la demanda de mano de obra, materiales y servicios para Zimapán,

así como el desarrollo de la piscicultura, beneficiarán la zona del embalse y sus proximidades.

Por lo que respecta a la parte del embalse que corresponde a la cuenca del río San Juan, el aumento de la evaporación y de la humedad relativa en el embalse, causará modificaciones en la composición de la flora favoreciendo el desarrollo de otras especies vegetales.

Esta obra contempla la instalación de dos unidades generadoras, constituidas con dos turbinas del tipo Pelton de 146 MW cada una, para producir anualmente en promedio 1,292.4 GWh.

El sitio donde se ubica la cortina se encuentra en la parte occidental del Estado de Hidalgo, colindando con el Estado de Querétaro al NNW de la ciudad de Pachuca, sus coordenadas geográficas son 20°40' de latitud norte y 90°30' de longitud oeste, en la confluencia de los ríos Tula y San Juan en el sitio conocido como cañón de El Infiernillo.

Las poblaciones más cercanas al Proyecto son las de Zimapán, Hidalgo y Cadereyta, Querétaro. El acceso a Zimapán puede realizarse por la carretera federal No. 85 (México-Nuevo Laredo) y a Cadereyta por la carretera No. 57 (México-San Juan del Río-San Joaquín). El acceso al sitio de la cortina desde Zimapán se tiene a través de un camino vecinal de terracería a una distancia de

30 km. El acceso desde Cadereyta se tiene por medio de un camino vecinal que entronca con la carretera San Juan de Río-San Joaquín a 10 km de esa población.

Otro acceso lo constituye la línea de ferrocarril México-Querétaro hasta Huichapan, Hidalgo, distante del sitio 77 km.

Además en el poblado de Zimapán existe una pista aérea de terracería en buenas condiciones para avionetas pequeñas.

#### 1.4 DATOS PRINCIPALES.

##### UBICACION.

###### a) Coordenadas:

|                |        |
|----------------|--------|
| Longitud Oeste | 90°30' |
| Latitud Norte  | 20°40' |

|        |           |
|--------|-----------|
| b) Río | Moctezuma |
|--------|-----------|

|            |                        |
|------------|------------------------|
| c) Estados | Hidalgo y<br>Querétaro |
|------------|------------------------|

|               |                        |
|---------------|------------------------|
| d) Municipios | Zimapán y<br>Cadereyta |
|---------------|------------------------|

## HIDROLOGÍA.

|                                                |               |
|------------------------------------------------|---------------|
| a) Area de la cuenca del<br>Río Pánuco         | 84,956 km2    |
| b) Area de la cuenca hasta<br>Zimapan          | 11,869 km2    |
| c) Número de años de regis-<br>tro (deducidos) | 43            |
| d) Escurrimiento medio anual                   | 982 Mill. m3  |
| e) Volumen medio mensual<br>escurrido          | 81.8 Mill. m3 |
| f) Gasto medio                                 | 31.1 m3/seg.  |

## VASO DE ALMACENAMIENTO.

|                                                    |                |
|----------------------------------------------------|----------------|
| a) Elevaciones                                     | Capacidad      |
| NAMINO 1520 msnm                                   | 680 Mill. m3   |
| NAMO 1560 msnm                                     | 1,360 Mill. m3 |
| NAME 1563 msnm                                     | 1,426 Mill. m3 |
| b) Capacidad para azolves                          | 250 Mill. m3   |
| c) Capacidad útil NAMO-NAMINO                      | 680 Mill. m3   |
| d) Capacidad para control de<br>Avenidas NAME-NAMO | 66 Mill. m3    |

|                                             |          |
|---------------------------------------------|----------|
| e) Area ocupada por el embalse<br>al NAME   | 22.9 km2 |
| f) Area ocupada por el embalse<br>al NAMO   | 21.8 km2 |
| g) Area ocupada por el embalse al<br>NAMINO | 13 km2   |

**OBRAS DE DESVIO, CON TR = 20 AÑOS.**

|                                   |                          |
|-----------------------------------|--------------------------|
| a) Gasto máximo avenida           | 810 m3/seg.              |
| b) Gasto de diseño, máximo        | 702 m3/seg.              |
| c) Elevación ataguía aguas arriba | 1,409.50 msnm            |
| d) Túnel sección portal           | 9.4 x 9.4 m.             |
| e) Elevación de entrada           | 1,383 msnm               |
| f) Longitud total                 | 566 m.                   |
| g) Velocidad máxima               | 8 m/seg.                 |
| h) Cierre provisional             | Obturadores<br>metálicos |
| i) Cierre definitivo              | Tapón de concreto        |
| j) Volumen de la avenida          | 310 Mill. m3             |

|                              |                            |
|------------------------------|----------------------------|
| a) Tipo                      | Arco-bóveda<br>de concreto |
| b) Elevación de la corona    | 1565 msnm                  |
| c) Longitud de la corona     | 115 m                      |
| d) Altura total al desplante | 207 m                      |
| e) Volumen de concreto       | 220,000 m <sup>3</sup>     |
| f) Desplante                 | 1,362 msnm                 |
| g) Bordo libre               | 2 m                        |

OBRA DE EXCEDENCIAS, CON "AVENIDA MAXIMA PROBABLE"  
TR = 10,000 años.

|                             |                           |
|-----------------------------|---------------------------|
| a) Gasto máximo avenida     | 2,960 m <sup>3</sup> /seg |
| b) Volumen de la avenida    | 1,200 Mill.m <sup>3</sup> |
| c) Gasto de diseño descarga | 2,520 m <sup>3</sup> /seg |
| d) Elevación de la cresta   | 1,547.27                  |
| e) Longitud de la cresta    | 19.80 m                   |

9.90 (ancho) m x  
17.73 (altura) m  
r = 20.00 m

- g) Número de túneles 2
- h) Sección de los túneles 9.90 m
- i) Velocidad máxima 25 m/seg
- j) Longitud promedio de cada túnel 550 m
- k) Relación de llenado 0.65

#### OBRAS DE GENERACION DE ENERGIA.

##### OBRA DE TOMA:

- a) Tipo de toma R A M P A
- b) Elevación de la obra de toma 1,500 msnm
- c) Elevación plantilla en el  
canal de llamada 1,498 msnm
- d) Dimensiones de compuertas 3.50 x 4.5 m  
rejillas. 6 tableros de  
x 9,5 m  
(ancho) (altura)

## **TUNEL DE CONDUCCION:**

|                                 |          |
|---------------------------------|----------|
| e) Diámetro (sección herradura) | 4.70 m   |
| f) Longitud                     | 21,132 m |

## **POZO DE OSCILACION:**

|                                    |          |
|------------------------------------|----------|
| g) Altura                          | 133.00 m |
| h) Diámetro del pozo de oscilación | 12.00 m  |

## **TUBERIA A PRESION:**

|             |         |
|-------------|---------|
| i) Diámetro | 3.50 m  |
| j) Longitud | 1,050 m |

## **CASA DE MAQUINAS:**

|                                          |                          |
|------------------------------------------|--------------------------|
| k) Gasto de diseño por unidad            | 29.5 m <sup>3</sup> /seg |
| l) Nivel medio de desfogue               | 948.00 msnm              |
| m) Velocidad de rotación de las turbinas | 300 r.p.m.               |
| n) Carga bruta máxima                    | 603 m                    |
| ñ) Carga neta mínima                     | 523 m                    |
| o) Carga de diseño                       | 563 m                    |

|                                            |             |
|--------------------------------------------|-------------|
| p) Carga neta de diseño                    | 568 m       |
| q) Generador                               | 147.4 MVA   |
| r) Potencia de cada unidad                 | 146 MW      |
| s) Capacidad instalada, 2 Pelton           | 292 MW      |
| t) Factor de planta media anual            | 0.53        |
| u) Generación media anual firme            | 1,139.6 Gwh |
| v) Generación media anual<br>secundaria    | 152.8 Gwh   |
| w) Generación media anual                  | 1,292,3 Gwh |
| x) Nivel de la subestación                 | 965 msnm    |
| y) 2 líneas de salida de                   | 230 KV c/u  |
| z) Longitud hacia la red Dañu<br>Huichapan | 80 km       |

## 2 ESTUDIOS PRELIMINARES.

### 2.1 ESTUDIOS DE LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.

El Proyecto Hidroeléctrico Zimapán fue estudiado en las etapas de evaluación y prefactibilidad por el entonces Departamento de Anteproyectos de

Plantas Hidroeléctricas de la Subgerencia de Ingeniería Preliminar Civil y Geotecnia entre los años 1982 y 1985. Durante el año de 1986 se realizó el Estudio a nivel de factibilidad, en el que se tomó en cuenta los resultados de estudios anteriores; así como los resultados de los estudios recientes llevados a cabo por la Subgerencia de Anteproyectos de la Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos.

Para el estudio de prefactibilidad se contaron con estudios básicos de hidrología y geología.

## HIDROLOGIA.

### DATOS CLIMATOLOGICOS E HIDROMETRICOS.

Para el estudio hidrológico del proyecto, se analizaron datos climatológicos distribuidos en las cuencas del Valle de México, del río Tula y del río San Juan, de las cuales las más antiguas operan desde 1963.

Los registros de escurrimientos, azolves, evaporaciones, temperaturas y lluvias, han permitido determinar la magnitud del aprovechamiento, así como los gastos de diseño de las obras de desvío y excedencias.

Dadas las características hidrológicas de la cuenca, se consideraron cuatro eventos por separado, que al integrarlos definen la avenida de diseño, tanto para la obra de desvío como para la obra de excedencias.

Inicialmente se definió una avenida hasta la estación hidrométrica Paso de Tablas y otra hasta la estación Ixmiquilpan teniendo estas dos estaciones un período de registro hidrométrico de 11 años

Para la cuenca propia, compuesta por dos subcuencas, se definió una tormenta que a través de un modelo lluvia-escorrentamiento para cada confluente proporcionó las avenidas por cuenca propia.

Finalmente se integraron las cuatro avenidas para cada período de retorno seleccionado, sumándola entre sí y respetando su tiempo de traslado.

Los resultados obtenidos al utilizar el modelo anterior son los siguientes:

| Tr     | Gasto Máximo | Volumen |
|--------|--------------|---------|
| años   | m3/seg       | mill.m3 |
| 10     | 632          | 310     |
| 20     | 842          | 403     |
| 10.000 | 2,960        | 1,209   |

En todos los casos la duración de la avenida se consideró de 11 días.

### 3.3 ESCURRIMIENTOS.

Una parte muy importante del estudio hidrológico lo constituyen los escurrimientos que deberán ingresar al embalse del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, integrados estos afluentes por los registros simultáneos de lluvia, volúmenes y gastos de las estaciones hidrometeorológicas consideradas así como la dotación de agua potable a la Ciudad de México, las demandas de riego en las cuencas de los ríos Tula y San Juan y los volúmenes empleados en la Termoeléctrica de Tula. Dada la complejidad de las cuencas en estudio, se planteó un modelo de funcionamiento llamado de caja negra, que considera solo los factores que intervienen de manera directa en la integración de los escurrimientos.

Cabe destacar la importancia que tiene el crecimiento del área metropolitana de la Ciudad de México, ya que los efluentes de la misma representan un volumen significativo y son desalojados hacia la cuenca del río Tula principal aportador del Proyecto. De tal suerte que los volúmenes aportados variarán con el crecimiento de la población en el Valle de México, por lo tanto se considera que el volumen efluente máximo se alcanzará cuando la tasa de crecimiento de la población se estabilice estimada para el año 2026, según las tendencias actuales y las proyecciones efectuadas.

#### 3.4 AZOLVES.

De acuerdo con estudios de aportación de sedimentos, basados en los registros de las estaciones Tula y San Juan, se obtuvo un volumen de sedimentos del orden de 250 hm<sup>3</sup> para un período de 100 años.

### 4 GEOLOGIA Y GEOTECNIA.

#### 4.1 GEOLOGIA REGIONAL.

Regionalmente se han identificado como formaciones principales en el área donde se ubicará el Proyecto las siguientes: Las Trancas, El Doctor,

Soyatal-Méndez y El Morro. Además hay rocas volcánicas agrupadas en la formación Las Espinas, formación Tarango, basalto pleistocénico y depósitos recientes como suelos aluviales sin consolidar (grava-arena) y suelos residuales arcillosos

#### 4.2

#### TECTONICA.

El área en estudio está localizado en la zona limítrofe de las provincias fisiográficas de la Sierra Madre Oriental y del Eje Neovolcánico Transmexicano. El límite entre ambas se localiza en la confluencia de los ríos Tula y San Juan y al norte del poblado de Zimapán. La Sierra Madre Oriental se caracteriza por cadenas montañosas orientadas NW-SE, cortada por profundos cañones de paredes abruptas. En promedio su altitud es de 1,800 msnm. Para el área del proyecto las zonas más prominentes son el Cerro de los Lirios (2,300 msnm) y la Sierra del Doctor. El Eje Neovolcánico forma una entrada de dimensiones considerables.

Entre las discontinuidades mayores de particular importancia para el proyecto, resaltan la Falla El Doctor, que se localiza en dirección NE con respecto al eje de la boquilla y cruza el eje del túnel de conducción a unos 7.5 km aguas abajo de la toma, es un corrimiento de gran magnitud ya que tiene una extensión del orden de 15 km y salto de 300 m; la Falla Tula, que pasa cerca de la

influencia de los ríos Tula y San Juan casi a la entrada al cañón del Infiernillo, es de tipo normal, con una extensión de 7 km. y salto de 630 m; y la falla El Cajón, que se localiza a unos 80 m. aguas abajo de la entrada al cañón del Infiernillo (subsidiaria de la Falla Tula), es de tipo normal con un salto del orden de 40 m.

#### 4.3 SISMICIDAD.

La región de estudio se encuentra ubicada en la frontera de las provincias penesísmica y asísmica. La primera se caracteriza por sismos ocasionales, no mayores del 6° grado de la escala de Richter, en donde los epicentros más cercanos se localizan a 200 km, al W, en el Océano Pacífico.

Para adoptar el coeficiente sísmico se realizó un estudio de riesgo, para ello se localizaron los epicentros en un área de 100 km de radio a partir de la cortina, correspondientes a los eventos ocurridos en el período 1920-1984, de donde se concluye que la actividad es escasa y no hay evidencias históricas de eventos mayores a 5.5° (Richter). La aceleración máxima fué de 0.019 g en el sitio de la Boquilla.

### Vaso.

El embalse afectará al tramo terminal de los actuales cauces de los ríos San Juan y Tula. En el primero se extenderá río arriba del orden de 14 km, a partir del eje de la boquilla, cubriendo una secuencia de rocas volcánicas básicas constituidas por colados de basalto, tobas y brechas basálticas. Esta formación se encuentra en posición casi horizontal. Hacia el oriente, el vaso se extenderá del orden de 12 km, sobre el cauce del río Tula, cubriendo las rocas sedimentarias de las formaciones Soyatal-Méndez y El Doctor.

### Boquilla.

El cañón del Infiernillo fué labrado en rocas sedimentarias de la formación El Doctor, la que sobreyace a calizas arcillosas intercaladas con areniscas de grano fino de la formación Las Trancas. En la parte baja del cañón afloran brechas dolomías en estratos grueso a medianos, en tanto que en la parte alta del cañón se encuentran interestratificadas calizas micríticas y dolomías.

Los estratos de esta información se encuentran ligeramente inclinados, en la margen izquierda hacia dentro del macizo rocoso y en la margen derecha hacia el cauce. Se presentaron pequeñas fallas de salto reducido, tres pliegues con buzamiento al NW y cuatro sistemas de fracturas, la mayoría de ellas selladas con calcita.

El tratamiento de la cimentación de la cortina consiste en la remoción de bloques sueltos y de roca alterada y decomprimida en toda el área de desplante, así como en la remoción total del escaso espesor del material aluvial en la zona del cauce. La ejecución de cortes para el empotramiento de la cortina en ambas margenes requerirá el empleo de la técnica de "precorte" para reducir el fracturamiento inducido en la roca por el empleo de explosivos.

#### Obra de Desvío.

Esta estructura cruza las rocas sedimentarias de la formación El Doctor, capas gruesas de dolomías masivas intercaladas con brechas dolomíticas.

#### Obra de Excedencias.

La excavación subterránea quedará alojada en la formación El Doctor, constituida en esta zona por calizas micríticas y brechas dolomíticas en estratos de 30 cm a 2 m de espesor.

Los sistemas de fracturamiento levantados están orientados al NE y NW, teniendo relleno la mayoría de las discontinuidades en calcita y solo algunas de arcilla.

### Obra de Conducción.

La constituye un túnel de 21.1 km. de longitud que conecta la Obra de Toma con el Pozo de Oscilación. Superficialmente las unidades de roca que se encuentran a todo lo largo del proyecto del túnel de conducción pertenecen a las formaciones Trancas, El Doctor, Soyatal, Méndez y Las Espinas (enumeradas de la más antigua a la más reciente). La segunda y tercera presentan importantes cambios de espesor.

La formación Soyatal se adelgaza hacia el sur hasta casi desaparecer en los alrededores de Xajhá, mientras que hacia el norte probablemente rebase los 250 m. La facie de cuenca de la formación el Doctor también cambia de 300 m. sur a 700 m. falda norte del Cerro de los Lirios.

La formación El Doctor ha sido afectada por 9 fallas normales y una falla inversa (entre el cadenamiento 0+000 y el 8+350), de igual manera la excavación cruzará 2 diques de carácter riolítico; por otro lado la formación Soyatal, al ser afectada por diques de composición intermedia (andesítica y

triquiandesítica), y a causa de su litología original se transformó a pizarras con abundancia de minerales metamórficos de contacto.

En la zona que abarca la falda norte del Cerro de los Lirios y la Casa de Máquinas, los diques cambian de composición tornándose un poco más ácidos y, en ocasiones se manifiestan como mantos interestratificados (capas de material ígneo que fueron inyectadas entre las capas de una serie sedimentaria y a lo largo de ellas) o diquestratos.

La geología estructural del área se puede dividir en 2 secciones: la primera se colocaliza entre la obra de toma y el poblado de Xajhá, y está controlada por la potente secuencia calcárea de la formación El Doctor en sus facies arrecifal; sus plegamientos son parados, abiertos y amplios con fallas de dimensiones considerables. La segunda se extiende desde el poblados de Xajhá hasta la zona de Casa de Máquinas e incluso hasta el poblado de las Adjuntas; se caracteriza por un plegamiento más intenso constituido por pliegues cerrados recostados y recumbentes, desarrollo de gran cantidad de fallas de salto pequeño. Estos rasgos son más notables en las formaciones Superiores (Soyatal y Méndez) que en los inferiores (El Doctor y Trancas) debido a su menor competencia. El límite entre ambas secciones estaría marcado por la Falla El Doctor.

## Pozo de Oscilación, Túnel a Presión y Casa de Máquinas.

El Pozo de Oscilación y la conducción a presión quedarán alojadas casi totalmente en la Unidad Superior a la formación Las Trancas, en tanto que la parte inferior del Pozo de Oscilación, el extremo final del túnel a Presión y la Casa de Máquinas quedarán dentro de la Unidad Inferior. La Unidad Superior está constituida por calizas margosas en estratos de 30 a 40 cm de espesor y por lutitas calcáreas que se encuentran en capa de 60 cm a 1.00 m de espesor; la inferior la componen areniscas de grano grueso a medio interestratificadas con calizas arcillosas y lutitas, cuyos espesores de capa varían de 20 cm a 2 m.

### 4.5 CARACTERISTICAS DEL MACIZO ROCOSO.

Las masas de roca fueron clasificadas utilizando el método de Bieniawski, el cual reportó valores compatibles de buena calidad, determinando que los macizos rocosos de la formación El Doctor son satisfactorios para los propósitos geotécnicos de construcción.

Para determinar las características del macizo rocoso se efectuaron estudios geofísicos de resistividad eléctrica, refracción sísmica y microsísmica. e identificaron 3 unidades y se

perforaron 5 barrenos, 3 de los cuales se localizaron en la zona del pozo de oscilación y los 2 restantes a 225 m de donde se ubicará la casa de máquinas. Se considerará la necesidad de ademar con marcos metálicos aquellas zonas donde se determine durante la excavación que existe la posibilidad de ocurrencia de inestabilidades locales y prever el lanzado de concreto en los tramos donde la roca sea susceptible a intemperizarse.

Considerando las características anteriores del macizo rocoso, los trabajos de inyectado deberán limitarse al tratamiento de contacto entre el concreto y la roca de apoyo, así como a la formación de una pantalla impermeable de 30 m de profundidad construída mediante la inyección de lechadas estables de agua-cemento en barrenos inclinados  $30^{\circ}$  con respecto a la horizontal. Se considera necesario proyectar un sistema de drenes que capten el flujo de agua que eventualmente pudiera pasar a través de la roca de cimentación.

El fracturamiento observado en los afloramientos fue clasificado en los sistemas principales NW-SE. El estudiado en los socavones posee las siguientes características:

De los 6 socavones practicados, 4 principales y 1 secundario en la zona de la boquilla y 1 en el trazo del túnel del conducción, los de la margen izquierda en el área de la boquilla (socavones 1 y 3) presentan fracturas escasas, alrededor de 3 por

metro promedio, se encuentran rellenas de calcita o cerradas y son de poca importancia; las de la margen derecha (socavones 2 y 4) están también rellenas de calcita o cerradas, localmente se presentan entre 2 y 3 m., sobre todo las fracturas mayores, sin embargo, en general el fracturamiento está distribuido uniformemente a lo largo de la excavación observándose una separación entre fractura y fractura de 5 a 10 m. Estos 4 socavones tienen una longitud total de 400 m.

El último socavón de esta zona fue excavado para investigar el contacto entre el cuerpo calcáreo-arcilloso inferior y el calcáreo superior presentándose en forma de escuadra y con 19 m de longitud.

En la zona del túnel de conducción se abrió un socavón más (soc.5) de 90 m de longitud para determinar la naturaleza de la Falla El Doctor. Expone 3 unidades litológicas: del inicio a los 26 m. lutita y areniscas interestratificadas intensamente plegadas; en seguida predominan las calizas y lutitas casi hasta los 85 m, en donde se encuentra la secuencia de calizas. Las fracturas son numerosas, los rasgos estructurales mayores se limitan a una falla inversa, cuya traza se localiza entre los 40 y 55 m y que afecta sólo a la segunda litología y una falla normal en el cadenamiento 0+85. La traza es subparalela a la traza de la Falla El Doctor, es de tipo normal con el bloque del bajo hacia el NW y pone en contacto con las formaciones El Doctor y Soyatal.

#### 4.6 MATERIALES DE CONSTRUCCION.

Existen en el área de la boquilla, tanto al oriente como al poniente materiales constituidos por calizas los cuales mediante un tratamiento adecuado pueden producir tanto finos como gruesos para agregados del concreto, lo anterior es factible ya que hay áreas muy atractivas para desarrollar pedreras, que proporcionan el material requerido para las obras.

### 5 PLANEACION.

#### 5.1 ORGANIZACION.

Se ejecuta la construcción de la obras principales por contrato, mediante concursos. La Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctrico, a través de la Residencia General en el sitio, realiza las actividades de planeación, supervisión y control de obra.

El número de trabajadores en la obra llegará a 3,400, de los cuales 3,150 corresponderán a Contratistas y 250 a la Comisión.

#### 5.2 INFRAESTRUCTURA.

Para facilitar los trabajos de construcción se tiene planeado realizar la pavimentación de los

caminos de acceso, sobre ambas márgenes, tanto a la Boquilla como a la Planta; para esta última, por el Estado de Querétaro, se prevee la construcción del camino San Joaquín-Casa de Máquinas con una longitud aproximada de 23 km; también se contempla el poder efectuar la rectificación de algunos tramos sobre los caminos y la construcción de una subestación para suministro de energía durante la construcción, el equipamiento y servicios necesarios.

### 5.3 CRONOGRAMA.

Las fechas más importantes dentro del cronograma de construcción son tentativamente las siguientes:

|                                            |              |
|--------------------------------------------|--------------|
| Inicio de las Obra de Infra-<br>estructura | ABRIL 1989   |
| Inicio de la obra de desvío                | JUNIO 1990   |
| Inicio de las obras de contención          | ENERO 1991   |
| Desvío del río                             | ABRIL 1991   |
| Inicio de fabricación de turbinas          | FEBRERO 1992 |
| Inicio de fabricación de genera-<br>dores  | FEBRERO 1992 |
| Inicio de obras de generación              | JULIO 1990   |

|                                            |                 |
|--------------------------------------------|-----------------|
| Inicio de obras de excedencias             | MARZO 1991      |
| Cierre final del túnel de desvío           | SEPTIEMBRE 1993 |
| Sincronización de la 1ª. unidad generadora | OCTUBRE 1994    |

## 6 DESCRIPCION DE LAS OBRAS.

### 6.1 OBRA DE DESVIO:

Consta de un túnel de sección portal de 9.4 x 9.4 m sin revestir, localizado en la margen izquierda del río, con una longitud total de 566 mts para desalojar un gasto máximo de 702 m<sup>3</sup>/seg.

### 6.2 OBRA DE CONTENCIÓN.

Se estudió que para esta boquilla se conjugan favorablemente las características geológicas y topográficas, de tal manera que lo hacen ideal para planear como factible una cortina de concreto del tipo ARCO-BOVEDA. Ubicada dentro del cañón de El Infiernillo, la cortina tiene una altura desde el desplante hasta la corona de 207 m.

El esquema adoptado es de una obra de toma tipo rampa operada por 2 compuertas de 3.50 x 4.5 m. Para un gasto máximo total de 59 m<sup>3</sup>/seg. La elevación del umbral es la 1500.0 msnm. El túnel de conducción es de sección herradura de 4.70 m de diámetro y 21.1 km de longitud. El pozo de oscilación es de 12 m de diámetro y 133 m de altura, la tubería a presión tiene un diámetro interior de 3.50 m, longitud de 1050 m y bifurcación a diámetros de 2.10 m. La casa de máquinas es de tipo caverna con 2 unidades tipo Pelton de 146 MW de potencia cada una para aprovechar una carga de diseño de 563 m. El desfogue será un túnel de sección portal de 4.80 x 5.00 m y longitud de 330 m.

**OBRA DE EXCEDENCIAS.**

Serán dos túneles paralelos de 9.90 m de sección con una longitud aproximada de 500 mts. cada uno. Tendrá dos compuertas radiales de 9.90 m (ancho) x 17.75 m (altura), y un radio de 20.0 mts.

Los túneles fueron diseñados para transitar una avenida de 2960 m<sup>3</sup>/seg con un TR = 10000 años a una velocidad máxima de 25 m/seg conservando una relación de llenado de 0.65.

## 7 ASPECTOS ECOLOGICOS.

### 7.1 INTRODUCCION.

La Comisión Federal de Electricidad enfrenta simultáneamente el reto de cubrir la demanda de electricidad del país adoptando los cambios necesarios que garanticen la energía eléctrica y a la vez prevenir y atenuar los impactos que ocasionarán las acciones ejecutadas para tal fin sobre los recursos naturales, el ambiente y la sociedad.

En lo relativo a los aspectos ecológicos el P.H. Zimapán realiza desde 1988, previo al inicio de la construcción, estudios de ecología e impacto ambiental aplicando acciones que permitan reducir los impactos adversos al ecosistema y adecuar la utilización de los recursos de la superficie del futuro embalse y su área de influencia, en apego a la normatividad, que marca la Ley General del Equilibrio Ecológico y la protección al ambiente.

### 7.2 PROGRAMA DE PROTECCION AMBIENTAL.

El programa de protección ambiental incluye los siguientes rubros:

Hidrológico.- Que consiste en avalar la calidad del agua de los ríos Tula, San Juan y Moctezuma así como la caracterización de la hidrología

subterránea del área de influencia del futuro embalse, lo anterior asociado a la climatología de la zona.

**Vegetación Acuática y Riparia.-** Desarrolla programas para determinar las especies potenciales formadoras de malezas acuáticas que podrían proliferar en el futuro embalse, evaluar la tasa de crecimiento y establecer la estrategia de remoción.

**Fauna Acuática.-** Desarrolla programas cuyos objetivos generales consisten en realizar un inventario de especies para detectar aquellas susceptibles de ser introducidas en bordos temporaleros con fines de autoconsumo. Identificar aquellas especies indicadoras de contaminación.

**Flora Terrestre.-** Desarrolla programas cuyos objetivos generales son el realizar el inventario de especies de la zona, caracterizar la flora y vegetación, identificar y rescatar aquellas en peligro de extinción, restituir la vegetación natural, determinar las especies de interés comercial, cultural y biológico.

**Fauna Terrestre.-** Desarrolla programas cuyos objetivos principales consisten en determinar las especies en peligro de extinción, caracterizar la fauna en función a los tipos de vegetación y determinar las especies de valor cultural, biológico y económico, identificar los diferentes vectores de enfermedades.

**Epidemiología.-** Desarrolla programas cuyos objetivos generales consisten en realizar un diagnóstico situacional de salud, establecer un seguimiento epidemiológico en coordinación con los programas faunísticos de vectores de enfermedades.

**Disposición de Desechos Sólidos y Líquidos.-** Consiste en programas cuyos objetivos principales son disponer de los residuos provenientes de campamentos y del Nuevo Poblado mediante métodos adecuados (rellenos sanitario y pozos de absorción) en sitios que no representen impactos a corto o largo plazo.

**7.3 AREA NATURAL PROTEGIDA.-** Consiste en un programa cuyo objetivo principal es restituir las superficies impactadas definitivamente por la construcción del proyecto.

Dicha área actualmente tiene una superficie de 8760 ha. incluye los 7 diferentes tipos de vegetación que se encuentran en lo que será el futuro embalse, subestaciones, Casa de Máquinas, caminos de acceso y el Nuevo Poblado.

Los 7 tipos de vegetación se encuentran bien conservados lo cual garantiza una diversidad de especies animales y vegetales superior a las que impactará el P.H. Zimapán.

## REFERENCIAS

- 1.- P.H. Zimapán. Estudio de Factibilidad, Informe Final, Memoria. Abril de 1987. Gerencia de Proyectos Hidroeléctricos. Subgerencia de Anteproyectos.
- 2.- P.H. Zimapán. Estudio de Factibilidad. Informe Final. Anexo I: Estudio Hidrológico. Abril de 1987.
- 3.- P.H. Zimapán. Estudio de Factibilidad. Informe Final. Anexo II: Criterio probabilístico para la deducción de las avenidas de diseño. Octubre de 1985. Unidad de Estudios de Ingeniería Civil. Subjefatura de Estudios Civiles.
- 4.- P.H. Zimapán. Estudio de Factibilidad. Anexo III: Informe Geológico Final. Septiembre 1985.
- 5.- P.H. Zimapán. Estudio de Factibilidad. Anexo III-a: Informe Geológico del Area del Túnel de Conducción. Septiembre de 1985.
- 6.- P.H. Zimapán. Descripción y Datos Generales. CFE Subdirección de Construcción. Gerencia de Proyectos Hidroeléctricos. 1989.

## LISTA DE FIGURAS Y TABLAS

- |          |                                                   |
|----------|---------------------------------------------------|
| FIGURA 1 | Localización.                                     |
| FIGURA 2 | Proyectos Hidroeléctricos sobre el Río Moctezuma. |
| FIGURA 3 | Obras en Zona de Boquilla.                        |
| FIGURA 4 | Desvío y Ataguías.                                |
| FIGURA 5 | Cortina.                                          |
| FIGURA 6 | Túnel Vertedor                                    |
| FIGURA 7 | Obra de conducción.                               |
| FIGURA 8 | Obras en Zona de Casa de Máquinas.                |
| FIGURA 9 | Casa de Máquinas.                                 |

FOTO 1.  
CORTINA. EXCAVACION Y  
COLOCACION DE CONCRETO EN  
MARGEN IZQUIERDA.

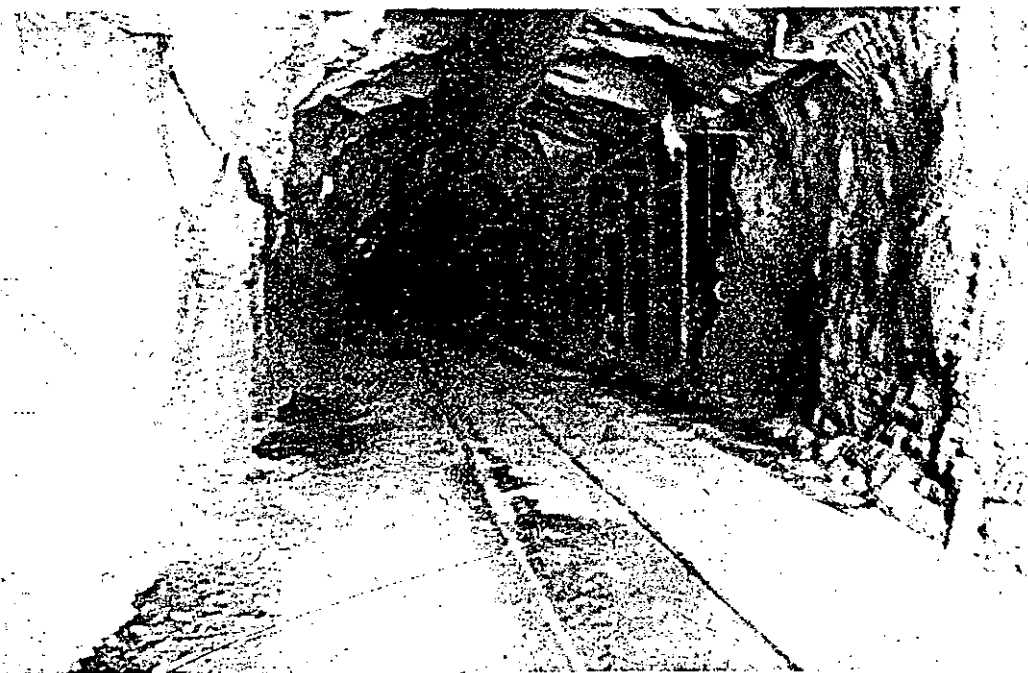


FOTO 2.  
TUNEL DE  
CONDUCCION.  
VENTANA 1.

FOTO 3.  
NUEVO POBLADO  
"LA CANDELARIA"  
TASQUILLO, HGO.

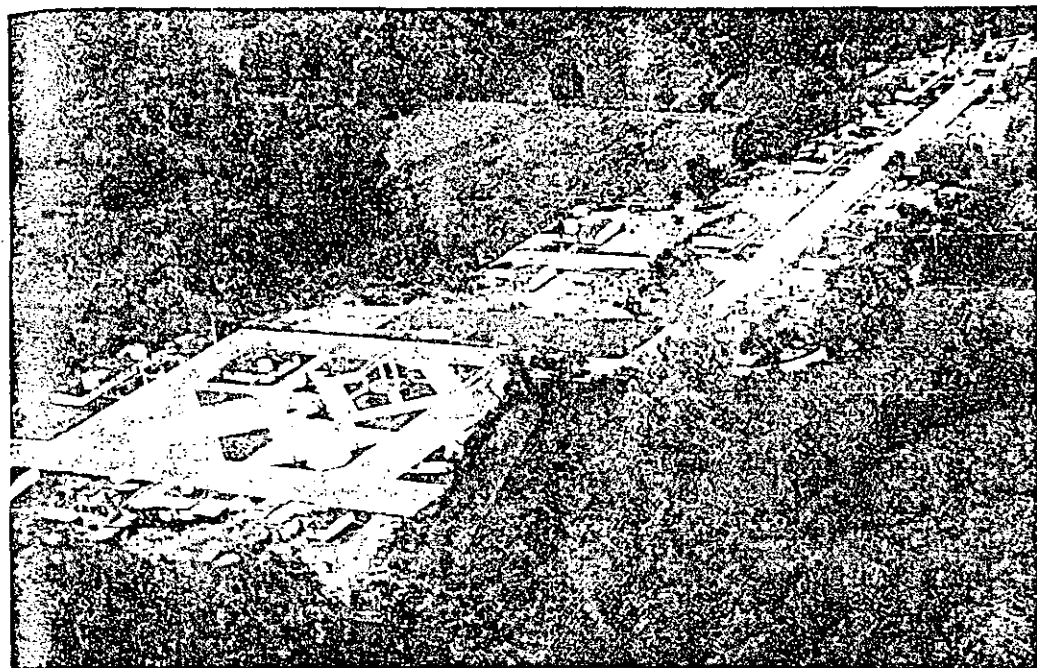


FOTO 4.  
CORTINA.  
CAVERNA EN  
MARGEN DERECHA

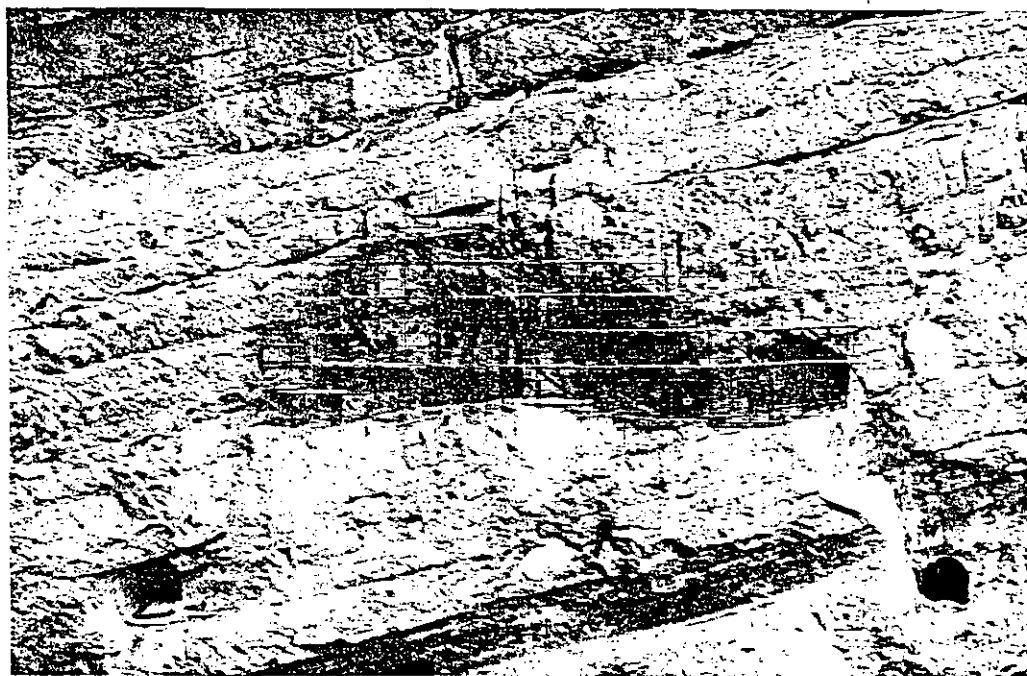


FOTO 5.  
CORTINA.  
TUNEL DE ACCESO  
MARGEN IZQUIERDA

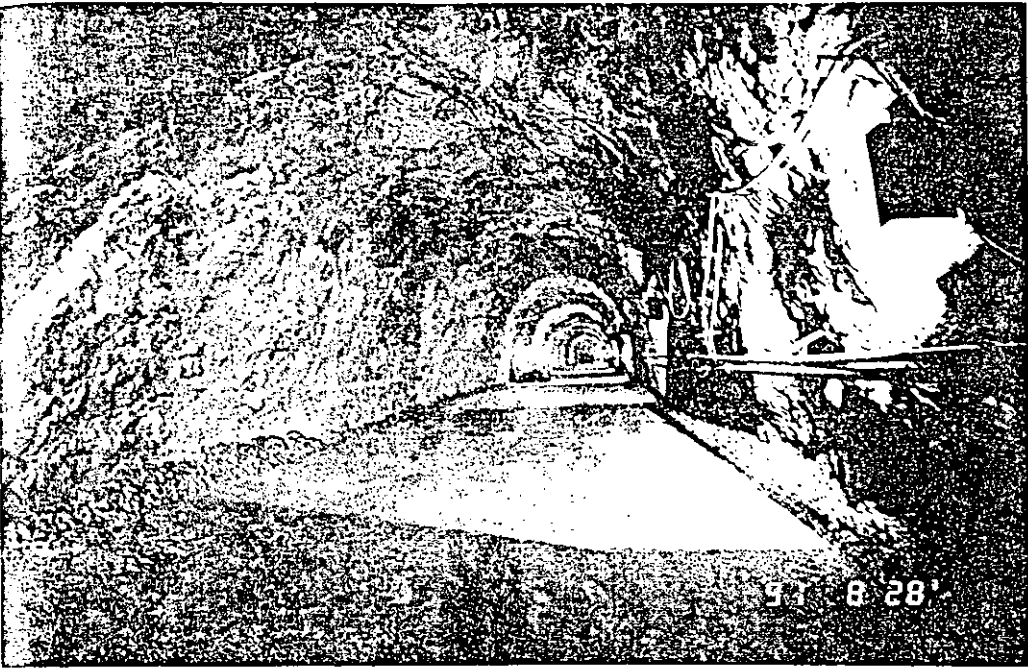
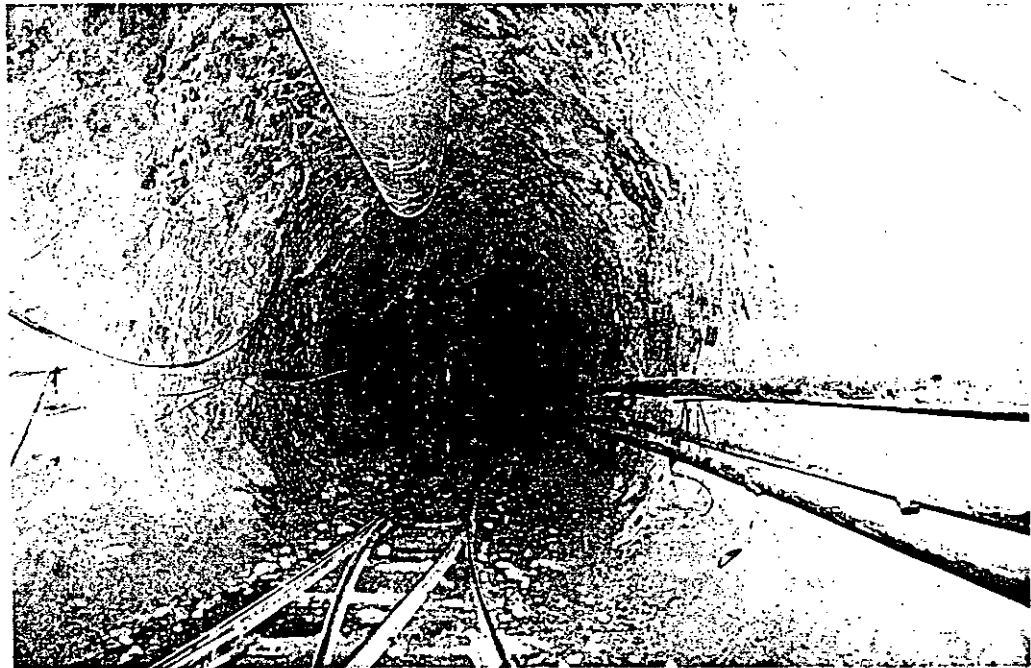


FOTO 6.  
TUNEL DE CONDUCCION.  
TRAMO OBRA DE TOMA.  
VENTANA 1.



# Presas de Enrocamiento con Losa de Concreto en el Talud de Aguas Arriba Más Altas del Mundo

| Orden | Nombre         | Terminación de Construcción | País      | Altura (m) |
|-------|----------------|-----------------------------|-----------|------------|
| 1.    | Aguamilpa      | En construcción             | México    | 190        |
| 2.    | Foz do Areia   | 1980                        | Brasil    | 160        |
| 3.    | Jamrani        | En construcción             | India     | 160        |
| 4.    | Yacambú        | En construcción             | Venezuela | 150        |
| 5.    | New Exchequer  | 1966                        | E.U.A.    | 150        |
| 6.    | Salvajina      | 1985                        | Colombia  | 148        |
| 7.    | Alto Anchicayá | 1974                        | Colombia  | 140        |
| 8.    | Khao Laem      | 1984                        | Tailandia | 130        |
| 9.    | Shiroro        | 1983                        | Nigeria   | 125        |
| 10.   | Golillas       | 1984                        | Colombia  | 125        |

Octubre, 1990

CFE

# Presas de Arco Más Altas del Mundo\*

| Orden | Nombre      | Terminación de Construcción | País       | Altura (m) |
|-------|-------------|-----------------------------|------------|------------|
| 1.    | Inguri      | 1980                        | URSS       | 272        |
| 2.    | Vajont      | 1961                        | Italia     | 262        |
| 3.    | Ertan       | En construcción             | China      | 245        |
| 4.    | Mauvoisin   | 1957                        | Suiza      | 237        |
| 5.    | El Cajón    | 1985                        | Honduras   | 234        |
| 6.    | Chirkey     | 1978                        | URSS       | 233        |
| 7.    | Mrantinje   | 1976                        | Yugoslavia | 220        |
|       | Contra      | 1965                        | Suiza      | 220        |
| 9.    | Glen Canyon | 1966                        | E.U.A      | 216        |
| 10.   | Dez         | 1962                        | Irán       | 213        |
| 11.   | Luzzzone    | 1963                        | Suiza      | 208        |
| 12.   | Almendra    | 1970                        | España     | 202        |
| 13.   | Khudoni     | 1990                        | URSS       | 201        |
| 14.   | Zimapán     | En construcción             | México     | 200        |
|       | Kölnbrein   | 1977                        | Austria    | 200        |

\* Fuente: Water Power and Dam Construction International

Octubre, 1990

CFE

# Potencial Hidroeléctrico en el Mundo

## Países Industrializados

| País           | Potencial<br>Hidroeléctrico<br>TWh/año | Generación<br>Hidroeléctrica<br>1988 TWh | Porcentaje<br>Aprovechado | Plantas en<br>Construcción<br>TWh/año |
|----------------|----------------------------------------|------------------------------------------|---------------------------|---------------------------------------|
| Francia        | 72                                     | 69.2                                     | 96                        | 0.5                                   |
| Suiza          | 41                                     | 36.5                                     | 89                        | 0.7                                   |
| R.F.A.         | 24                                     | 19.3                                     | 80                        | 0.4                                   |
| Suecia         | 99                                     | 68.7                                     | 69                        | 0.4                                   |
| Japón          | 130                                    | 87                                       | 67                        | 2.6                                   |
| Reino Unido    | 5.2                                    | 3.5                                      | 67                        | -                                     |
| Austria        | 55.7                                   | 36.3                                     | 65                        | -                                     |
| Italia         | 65                                     | 41                                       | 63                        | 0.9                                   |
| Noruega        | 172                                    | 104                                      | 60                        | 3.6                                   |
| Estados Unidos | 376                                    | 223                                      | 59                        | 3.9                                   |
| Canadá         | 593                                    | 313                                      | 53                        | 23.3                                  |
| España         | 69.9                                   | 28.11                                    | 40                        | -                                     |
| U.R.S.S.       | 3,831                                  | 220                                      | 6                         | 56.4                                  |

\* Fuente: Water Power and Dam Construction International

Octubre, 1990

CFE

# Potencial Hidroeléctrico en el Mundo

## Países en Vías de Desarrollo

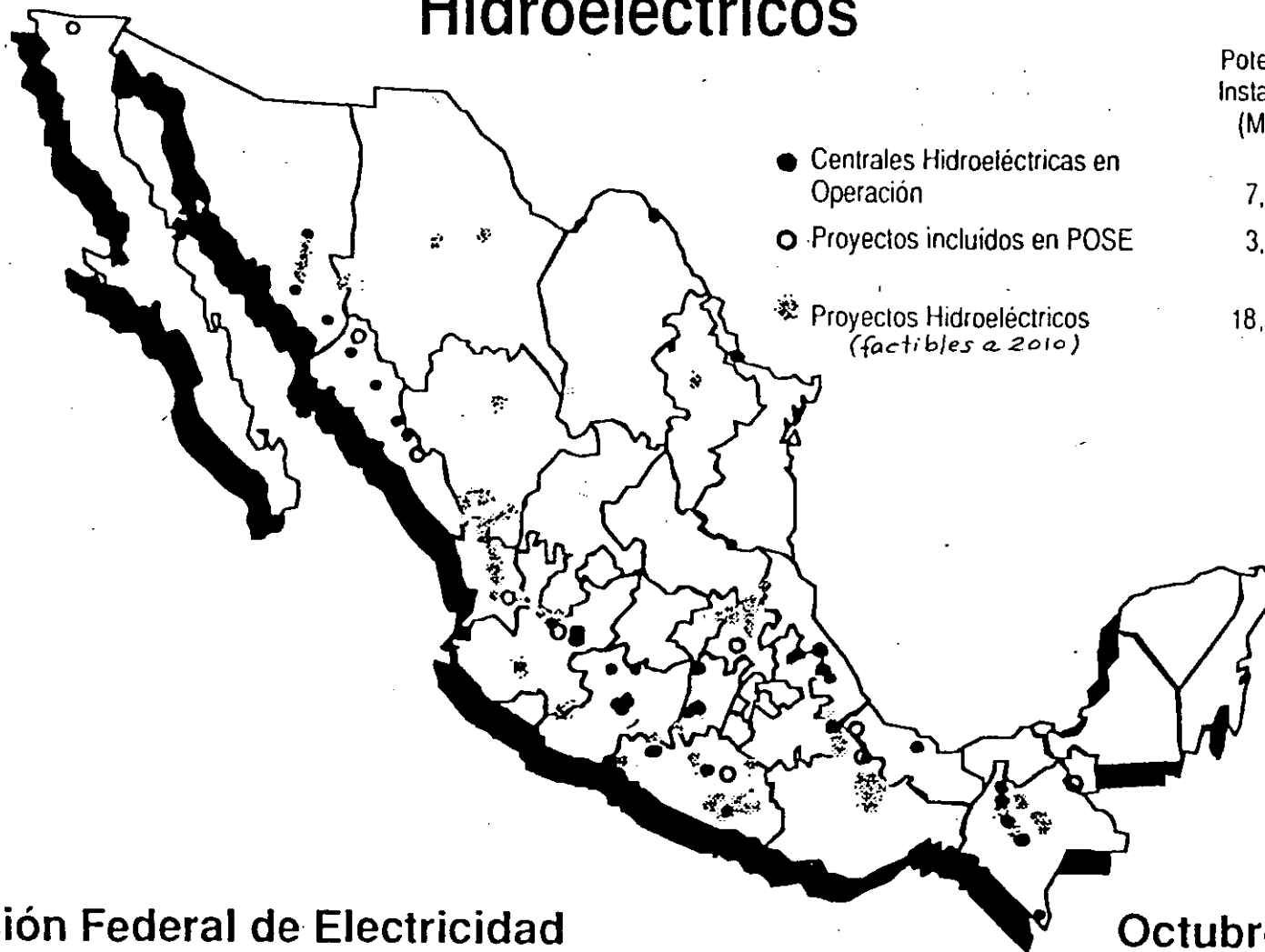
| País          | Potencial<br>Hidroeléctrico<br>TWh/año | Generación<br>Hidroeléctrica<br>1988 TWh | Porcentaje<br>Aprovechado | Plantas en<br>Construcción<br>TWh/año |
|---------------|----------------------------------------|------------------------------------------|---------------------------|---------------------------------------|
| <b>Brasil</b> | <b>1,195</b>                           | <b>213.4</b>                             | <b>18</b>                 | <b>95</b>                             |
| <b>México</b> | <b>159</b>                             | <b>20.8</b>                              | <b>13</b>                 | <b>4.2</b>                            |
| Turquía       | 215                                    | 27.5                                     | 13                        | 15.5                                  |
| Venezuela     | 330                                    | 34.2                                     | 10                        | 13                                    |
| India         | 600                                    | 54.6                                     | 9                         | -                                     |
| Costa Rica    | 37                                     | 3.0                                      | 8                         | 0.3                                   |
| China         | 1,923                                  | 109.2                                    | 6                         | 66.9                                  |
| Colombia      | 418                                    | 24.2                                     | 6                         | 6.8                                   |
| Argentina     | 390                                    | 15.7                                     | 4                         | 25.2                                  |
| Ecuador       | 115                                    | 4.5                                      | 4                         | 5.7                                   |
| Indonesia     | 709                                    | 5.3                                      | 1                         | -                                     |
| Zaire         | 530                                    | 5.1                                      | 1                         | -                                     |

\* Fuente: Water Power and Dam Construction International

Octubre, 1990

CFE

# Distribución Geográfica de los Aprovechamientos Hidroeléctricos



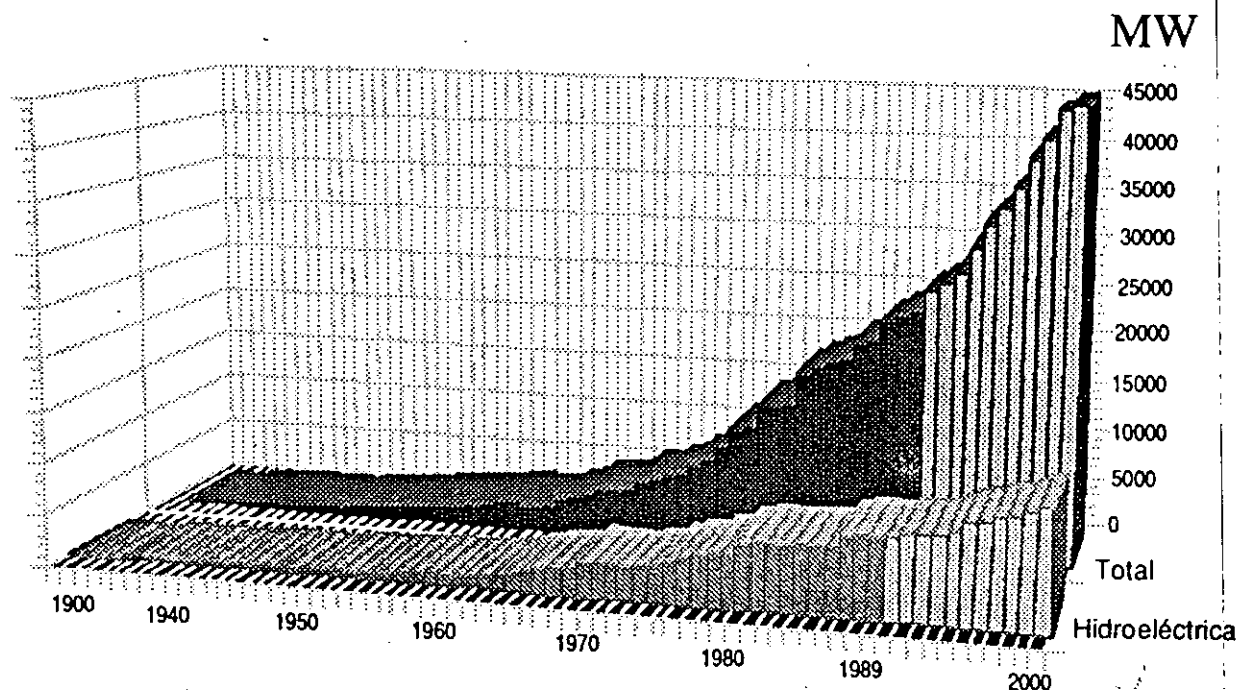
Comisión Federal de Electricidad

Octubre, 1990

# Sector Eléctrico Nacional

## Evolución de la Potencia Instalada

| Año  | Potencia Instalada (MW) |        |      |
|------|-------------------------|--------|------|
|      | Hidroeléctrica          | Total  | %    |
| 1900 | 12                      | 20     | 60.0 |
| 1937 | 372                     | 629    | 59.1 |
| 1940 | 389                     | 681    | 57.2 |
| 1950 | 607                     | 1,235  | 49.1 |
| 1960 | 1,200                   | 2,308  | 52.0 |
| 1970 | 3,228                   | 6,068  | 53.2 |
| 1980 | 6,633                   | 14,625 | 40.9 |
| 1989 | 7,761                   | 24,445 | 31.7 |
| 2000 | 11,576                  | 45,000 | 25.7 |
| 2005 | 13,340                  |        |      |
| 2010 | 18,500                  |        |      |



Programa de Obras del Sector Eléctrico  
Octubre, 1990

Comisión Federal de Electricidad

**Comision Federal de Electricidad**  
**Sector Electrico Nacional**  
**Estadisticas**

Fecha : 3/06/94  
 Hora : 10:05 a.m.

**Capacidad Instalada en Operación**  
**MW ( Megawatts )**

| Año  | Hidroelectrica | %     | Termica | %     | Total  |
|------|----------------|-------|---------|-------|--------|
| 1965 | 2,149          | 51.60 | 2,016   | 48.40 | 4,165  |
| 66   | 2,482          | 54.97 | 2,033   | 45.03 | 4,515  |
| 67   | 2,511          | 54.09 | 2,131   | 45.91 | 4,642  |
| 68   | 2,509          | 52.31 | 2,287   | 47.69 | 4,796  |
| 69   | 3,229          | 57.07 | 2,429   | 42.93 | 5,658  |
| 1970 | 3,228          | 53.20 | 2,840   | 46.80 | 6,068  |
| 71   | 3,227          | 49.66 | 3,271   | 50.34 | 6,498  |
| 72   | 3,228          | 46.69 | 3,685   | 53.31 | 6,913  |
| 73   | 3,446          | 44.60 | 4,280   | 55.40 | 7,726  |
| 74   | 3,521          | 42.06 | 4,850   | 57.94 | 8,371  |
| 75   | 4,044          | 41.14 | 5,786   | 58.86 | 9,830  |
| 76   | 4,541          | 39.62 | 6,919   | 60.38 | 11,460 |
| 77   | 4,723          | 39.06 | 7,369   | 60.94 | 12,092 |
| 78   | 5,225          | 37.34 | 8,767   | 62.66 | 13,992 |
| 79   | 5,219          | 36.50 | 9,079   | 63.50 | 14,298 |
| 1980 | 5,992          | 40.97 | 8,633   | 59.03 | 14,625 |
| 81   | 6,550          | 37.65 | 10,846  | 62.35 | 17,396 |
| 82   | 6,550          | 35.62 | 11,840  | 64.38 | 18,390 |
| 83   | 6,532          | 34.37 | 12,472  | 65.63 | 19,004 |
| 84   | 6,532          | 33.74 | 12,828  | 66.26 | 19,360 |
| 85   | 6,532          | 31.39 | 14,274  | 68.61 | 20,806 |
| 86   | 6,730          | 31.65 | 14,536  | 68.35 | 21,266 |
| 87   | 7,016          | 31.65 | 15,152  | 68.35 | 22,168 |
| 88   | 7,325          | 31.70 | 15,783  | 68.30 | 23,108 |
| 89   | 7,761          | 31.75 | 16,684  | 68.25 | 24,445 |
| 1990 | 7,687          | 30.00 | 17,935  | 70.00 | 25,622 |
| 91   | 7,932          | 29.60 | 18,867  | 70.40 | 26,799 |
| 92   | 7,932          | 29.30 | 19,136  | 70.70 | 27,068 |

El crecimiento promedio anual en Potencia Instalada en los años de 1983-1992 fue de 3.60 % y en Generación en el mismo periodo fue de 4.98 %.

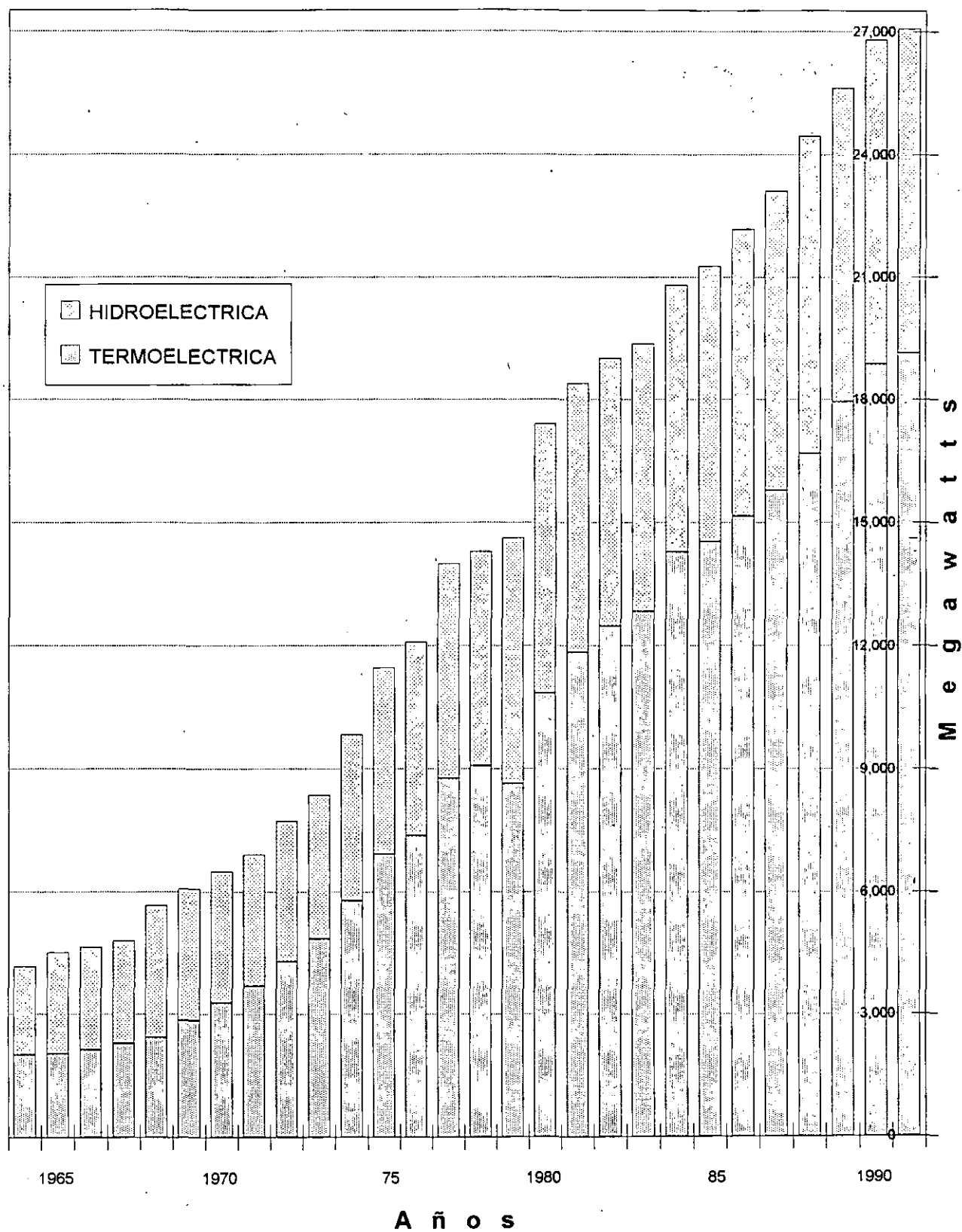
**Comision Federal de Electricidad**  
**Sector Electrico Nacional**  
**Estadisticas**

Fecha : 30/05/94  
 Hora : 1:17 p.m.

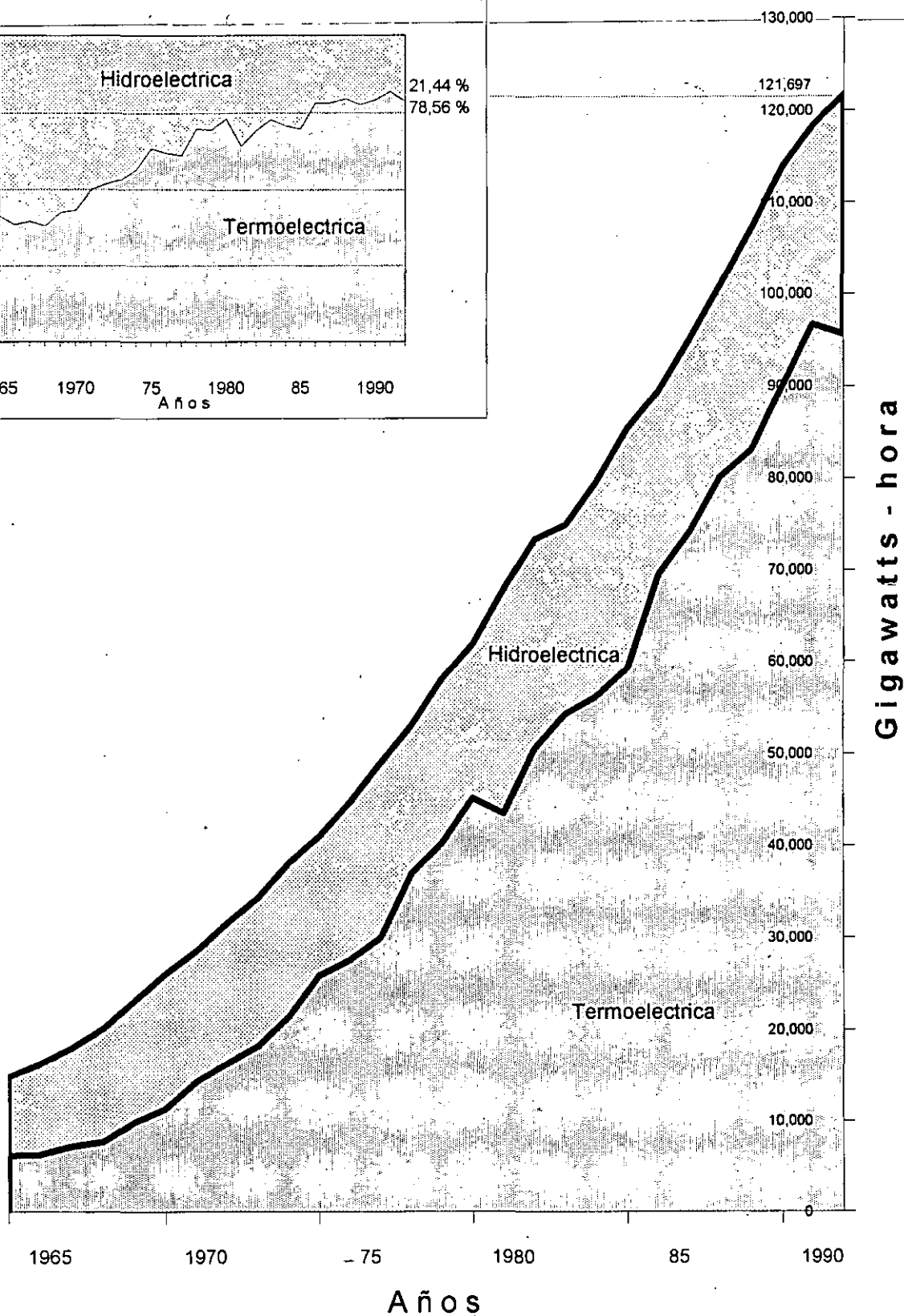
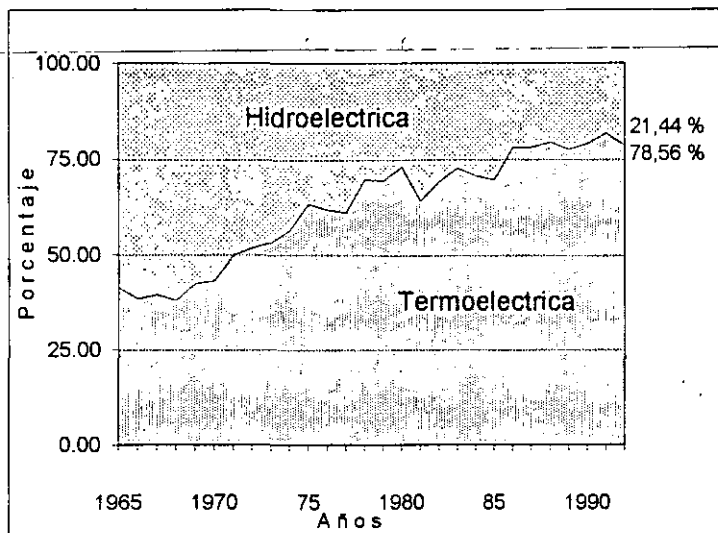
**Generacion Bruta Anual**  
**GWh (Gigawatts - hora)**

| Año  | Hidroelectrica | %     | Termica | %     | Total   |
|------|----------------|-------|---------|-------|---------|
| 1965 | 8,638          | 58.69 | 6,079   | 41.31 | 14,717  |
| 66   | 9,954          | 61.59 | 6,208   | 38.41 | 16,162  |
| 67   | 10,855         | 60.52 | 7,080   | 39.48 | 17,935  |
| 68   | 12,408         | 61.98 | 7,611   | 38.02 | 20,019  |
| 69   | 13,303         | 57.68 | 9,762   | 42.32 | 23,065  |
| 1970 | 14,805         | 56.88 | 11,225  | 43.12 | 26,030  |
| 71   | 14,269         | 50.10 | 14,214  | 49.90 | 28,483  |
| 72   | 15,246         | 48.35 | 16,287  | 51.65 | 31,533  |
| 73   | 16,081         | 46.96 | 18,163  | 53.04 | 34,244  |
| 74   | 16,602         | 43.68 | 21,406  | 56.32 | 38,008  |
| 75   | 15,016         | 36.73 | 25,863  | 63.27 | 40,879  |
| 76   | 17,087         | 38.28 | 27,545  | 61.72 | 44,632  |
| 77   | 19,035         | 38.89 | 29,910  | 61.11 | 48,945  |
| 78   | 16,066         | 30.33 | 36,911  | 69.67 | 52,977  |
| 79   | 17,839         | 30.72 | 40,231  | 69.28 | 58,070  |
| 1980 | 16,740         | 27.06 | 45,128  | 72.94 | 61,868  |
| 81   | 24,446         | 36.01 | 43,433  | 63.99 | 67,879  |
| 82   | 22,729         | 31.04 | 50,496  | 68.96 | 73,225  |
| 83   | 20,583         | 27.51 | 54,248  | 72.49 | 74,831  |
| 84   | 23,448         | 29.47 | 56,115  | 70.53 | 79,563  |
| 85   | 26,087         | 30.56 | 59,265  | 69.44 | 85,352  |
| 86   | 19,886         | 22.25 | 69,477  | 77.75 | 89,363  |
| 87   | 20,891         | 22.00 | 74,066  | 78.00 | 94,957  |
| 88   | 20,800         | 20.61 | 80,101  | 79.39 | 100,901 |
| 89   | 24,200         | 22.57 | 83,018  | 77.43 | 107,218 |
| 1990 | 23,925         | 21.00 | 90,005  | 79.00 | 113,930 |
| 91   | 21,737         | 18.36 | 96,675  | 81.64 | 118,412 |
| 92   | 26,095         | 21.44 | 95,602  | 78.56 | 121,697 |

# CAPACIDAD INSTALADA EN OPERACION

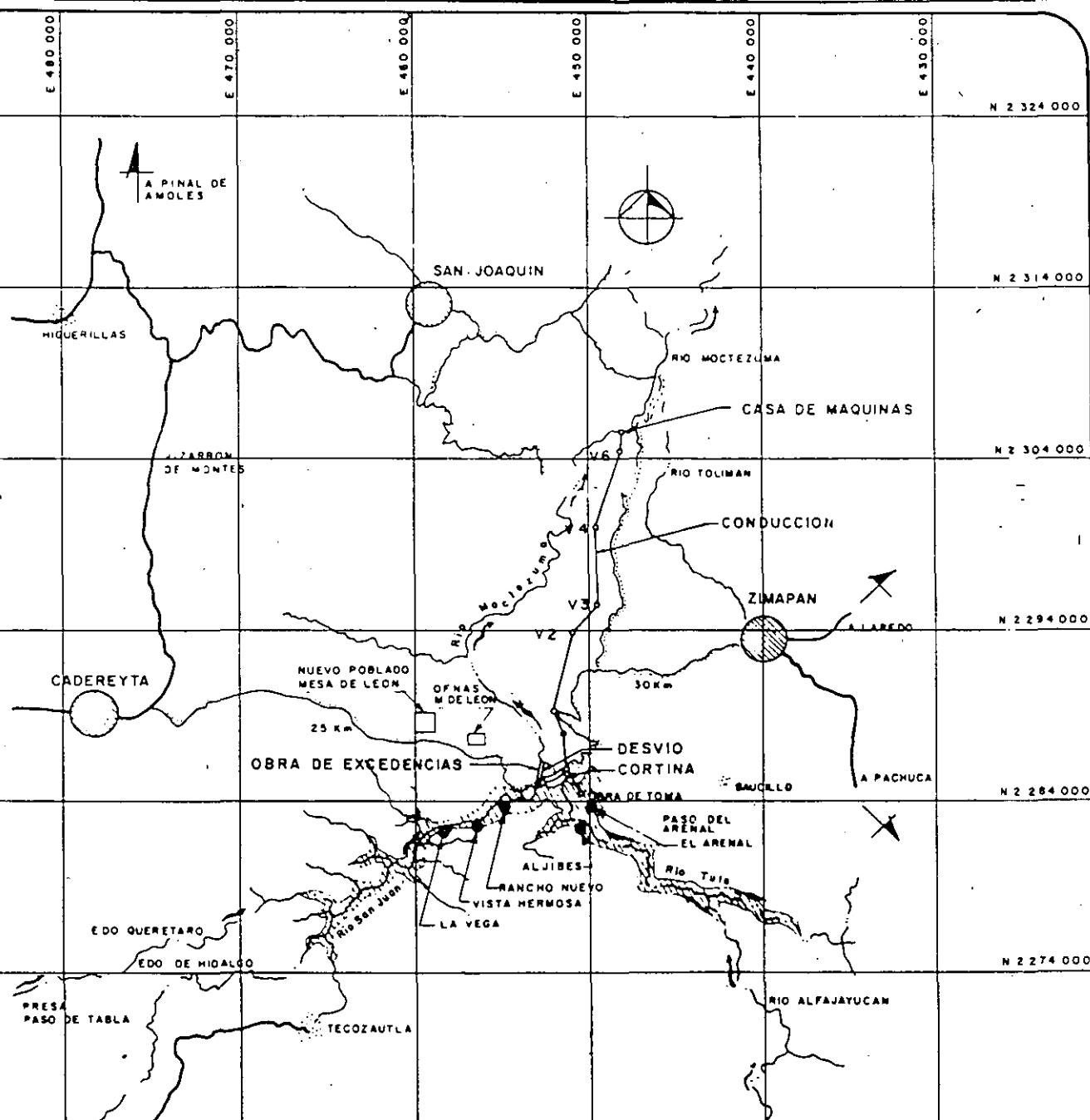


# GENERACION BRUTA ANUAL



ANEXO I

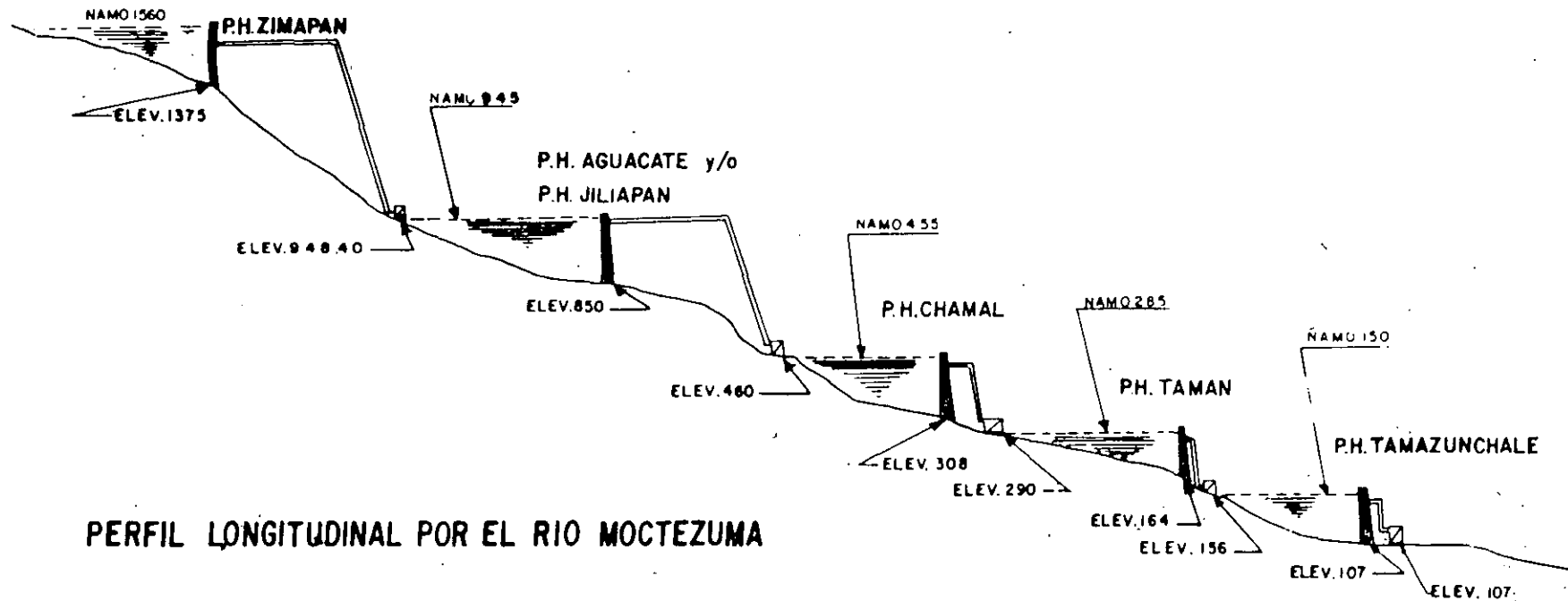
F I G U R A S



# LOCALIZACION

FIGURA I

# PROYECTOS HIDROELECTRICOS SOBRE EL RIO MOCTEZUMA



ELEVACIONES EN m.s.n.m.

FIGURA 2

# PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN, HGO.

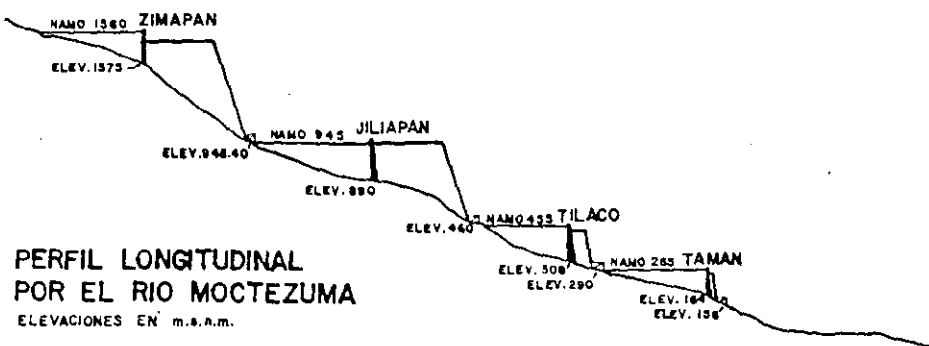
## JUSTIFICACION

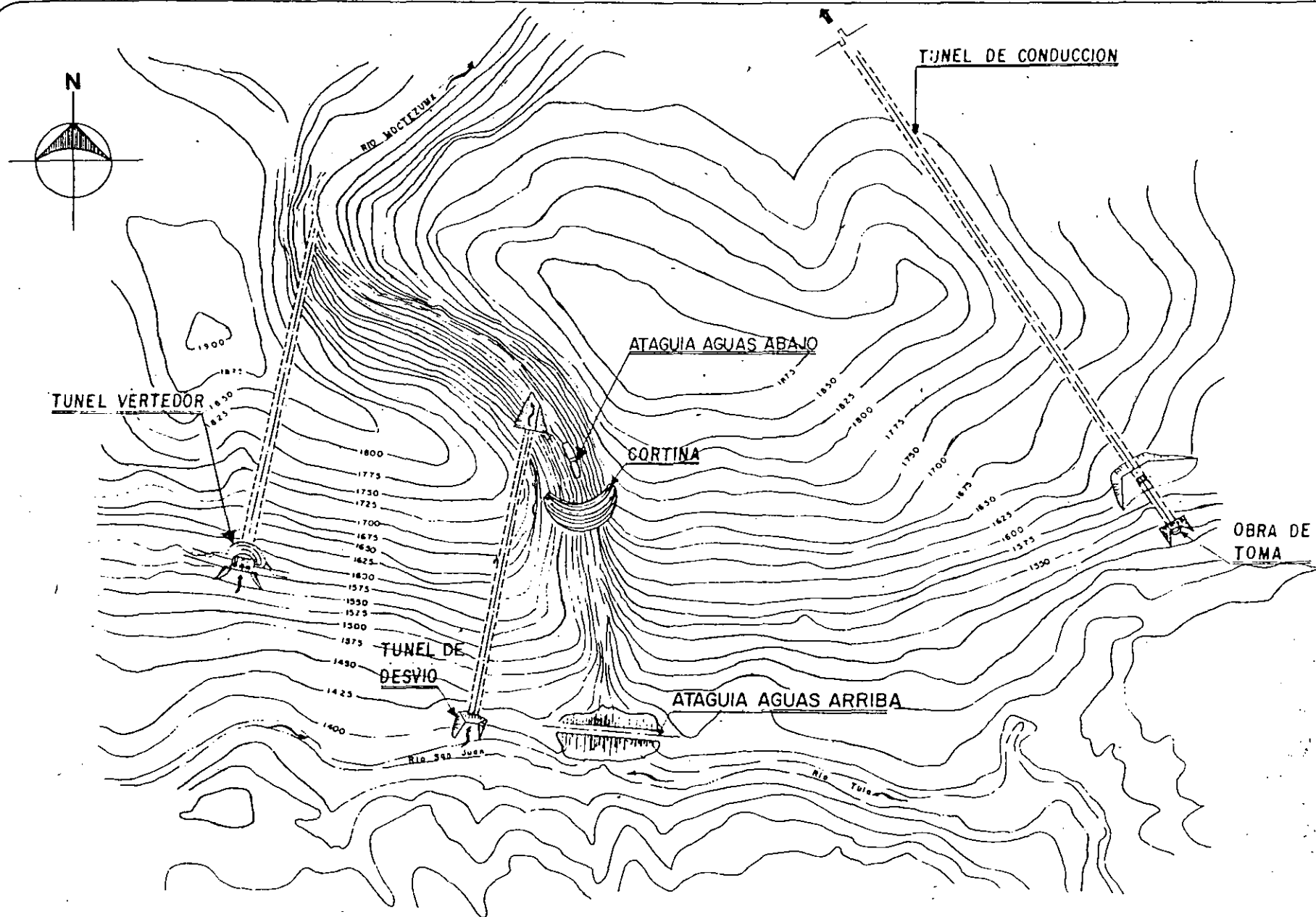
*La historia de México lleva a reconocer que electricidad y progreso son inseparables.*

*Como respuesta al crecimiento continuo de la demanda de energía eléctrica en México, la Comisión Federal de Electricidad está construyendo el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán. Localizado en el límite de los estados de Hidalgo y Querétaro, en el Cañón El Infiernillo, aprovechará el gran potencial del Río Moctezuma, el cual forma parte del Sistema Hidrológico del Río Pánuco, cuya finalidad es suministrar energía eléctrica en la parte central del país.*

*Esta Central tiene una gran ventaja para integrarse al Sistema Interconectado Nacional, por su cercanía con las Centrales Termoeléctricas de El Sauz, Qro. y Tula, Hgo.*

## PROYECTOS HIDROELECTRICOS EN EL RIO MOCTEZUMA





OBRAS EN ZONA DE BOQUILLA

FIGURA 7

ELEVACIONE

m. s. n. m.

# DESVIO Y ATAGUIAS

## MATERIALES (SEGUN ESPECIFICACIONES)

- 1 ENROCAMIENTO PARA PREATAGUIA Y CONTRAATAGUIA - Roca de hasta 10 cm
- 2 TRABAJOS EN PREATAGUIA Y CONTRAATAGUIA - REZAGA FINA
- 3 LIMOS ARENOSOS
- 4 ENROCAMIENTO PARA RESPALDO - Roca de hasta 10 cm
- 5 FILTRO ALLUVION EN LA CORDONERA
- 6 NUCLEO IMPERMEABLE - ANCHO 1.00 m EN GRABA
- 7 FILTRO (GRABA-ARENA) DEL BANCO DE EL MATHE EN UNO DE LOS
- 8 PASE TUBERIA PARA REFINA EN GRABA
- 9 ENROCAMIENTO DE GRAN TAMAÑO - Roca de hasta 10 cm

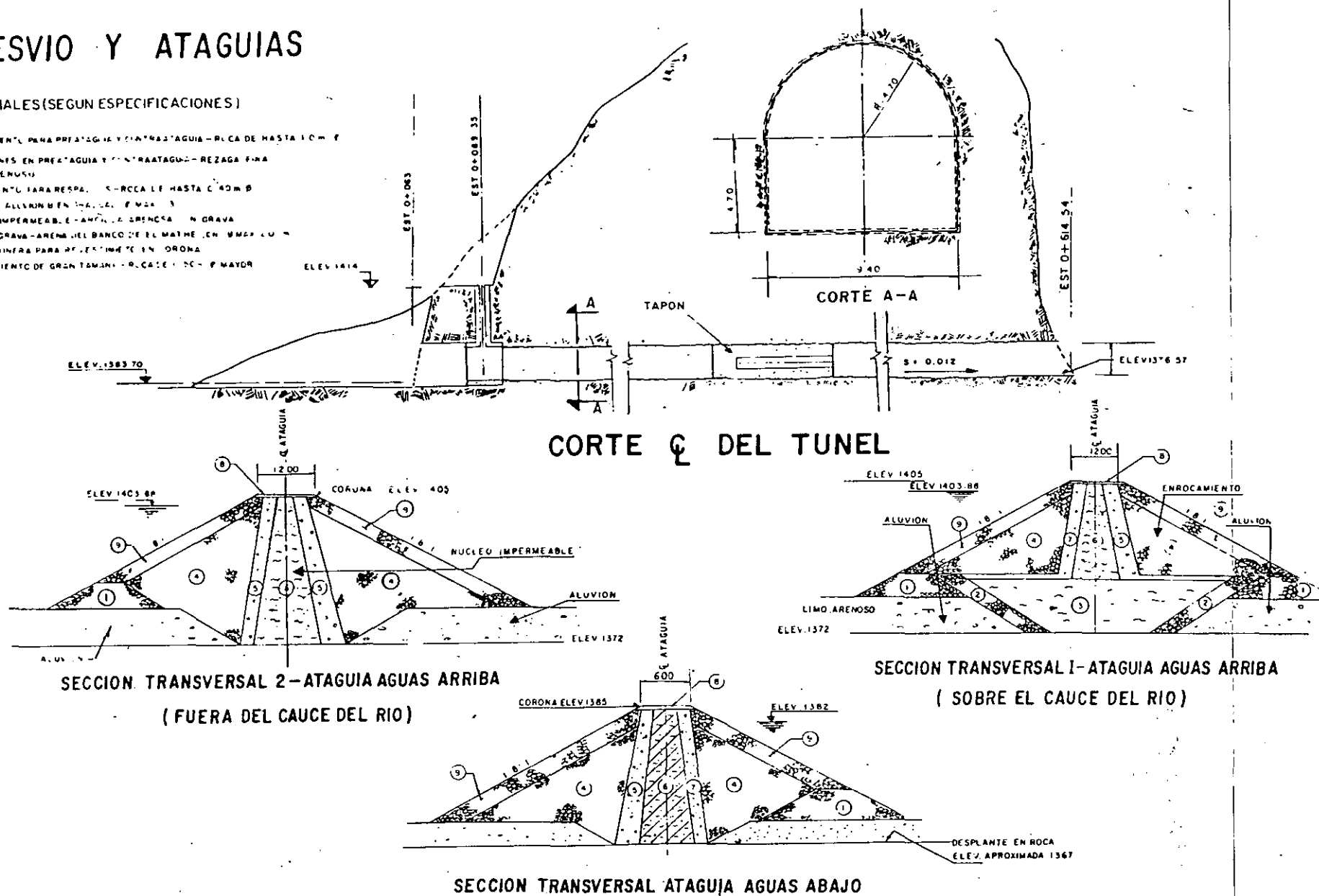
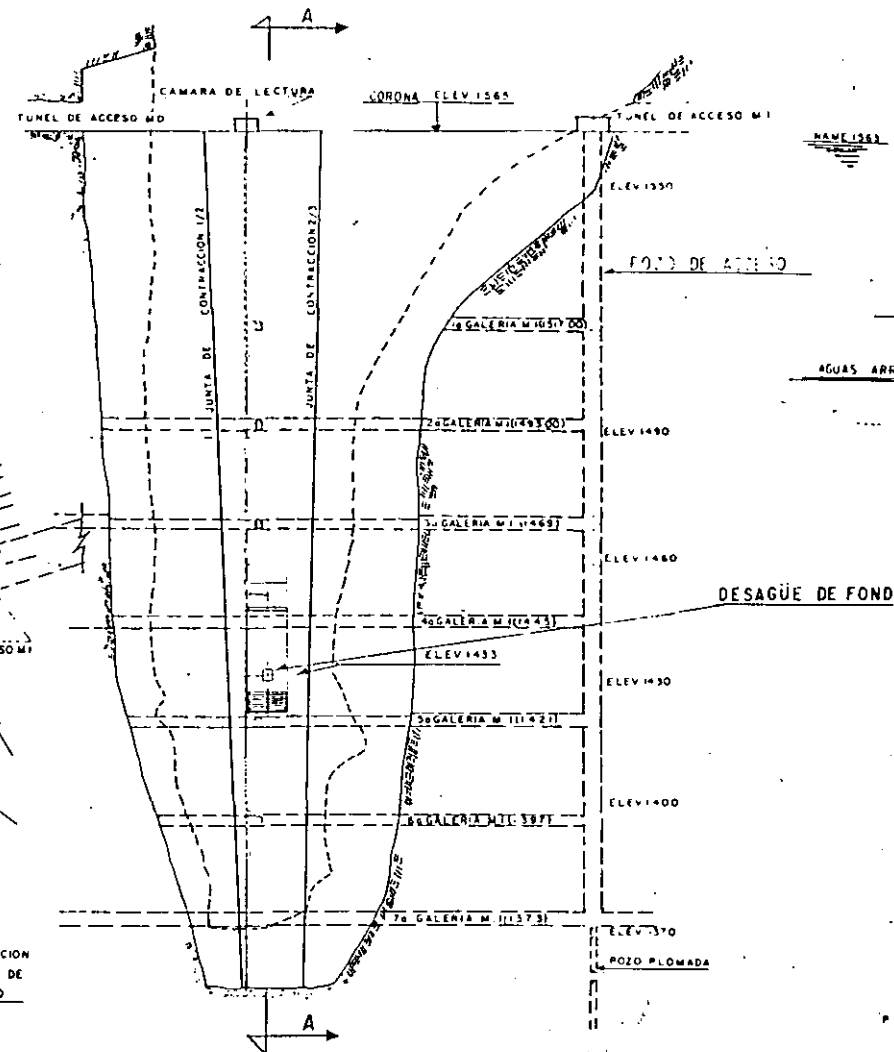
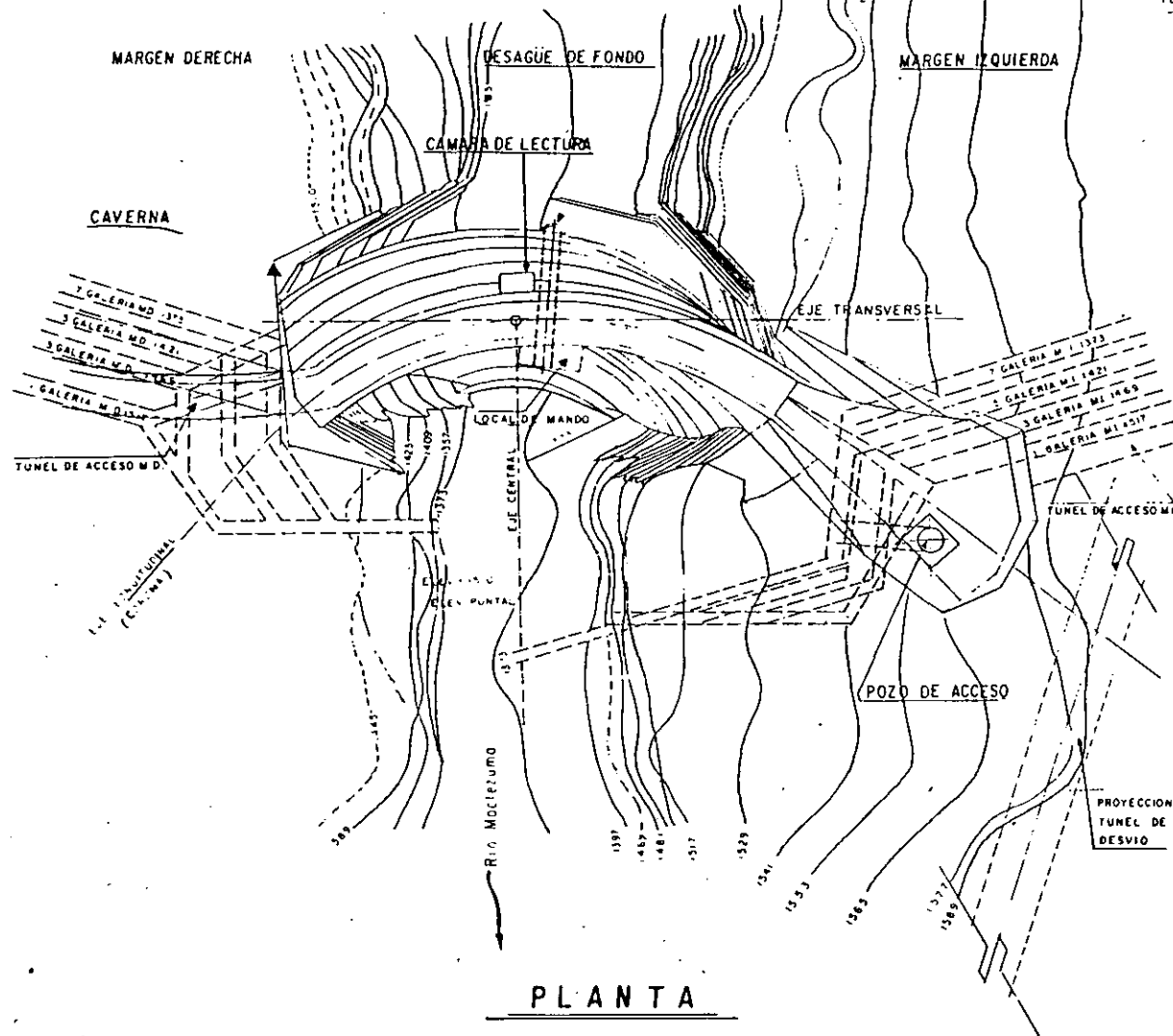


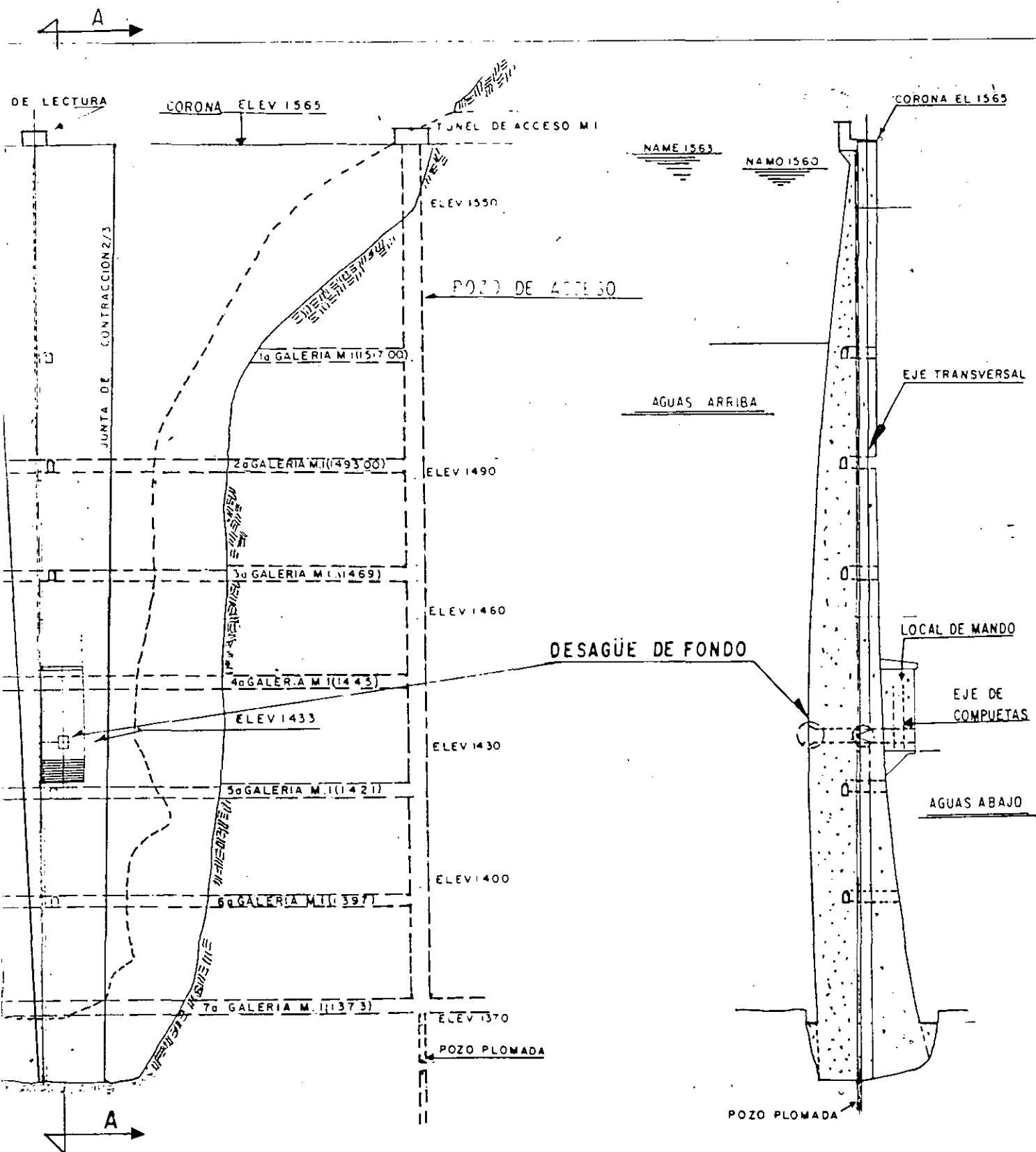
FIGURA 4

# CORTINA



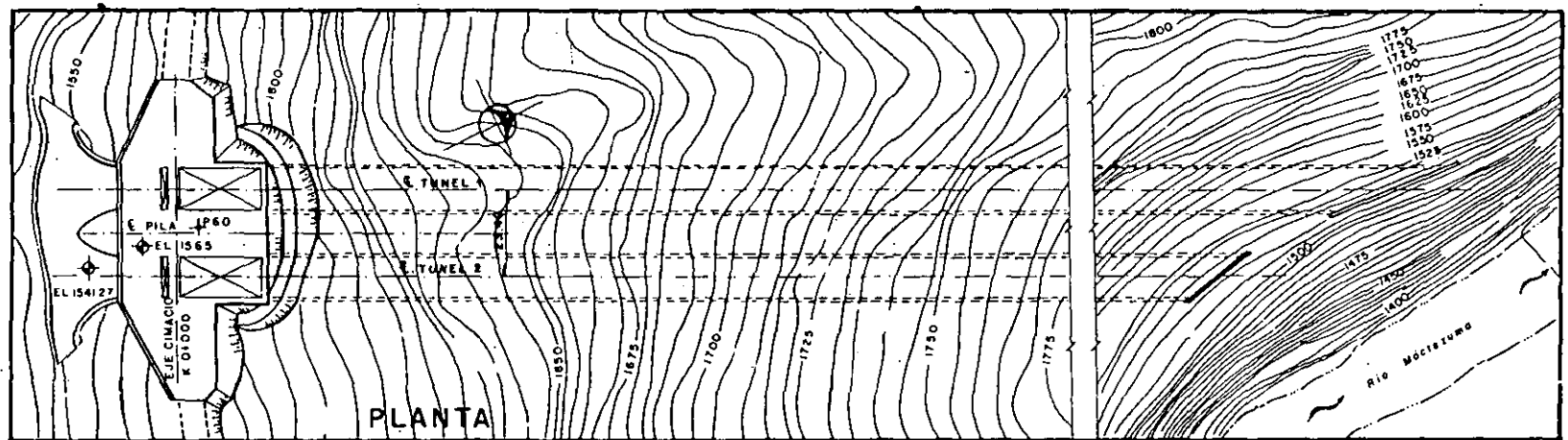
ELEVACIONES EN m.s.n.m.

FIGURA 5



AGUAS ABAJO

CORTE A - A



## TUNEL VERTEDOR

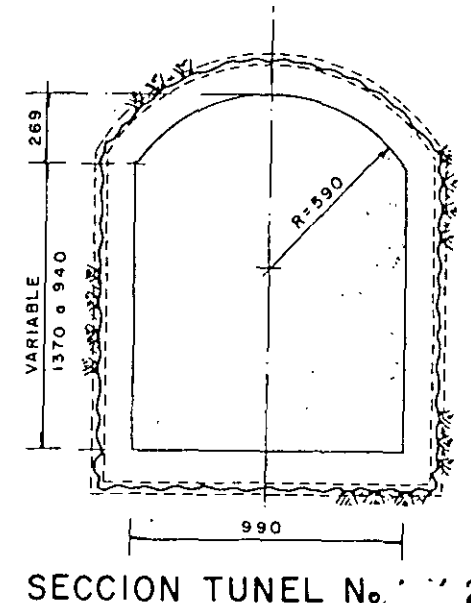
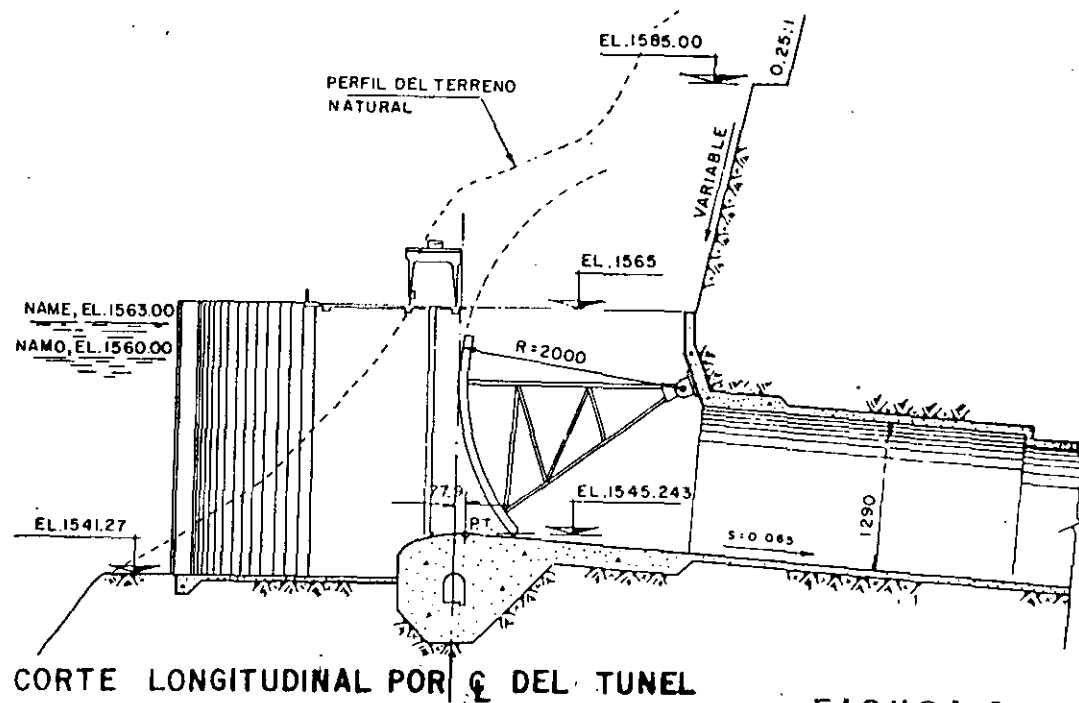
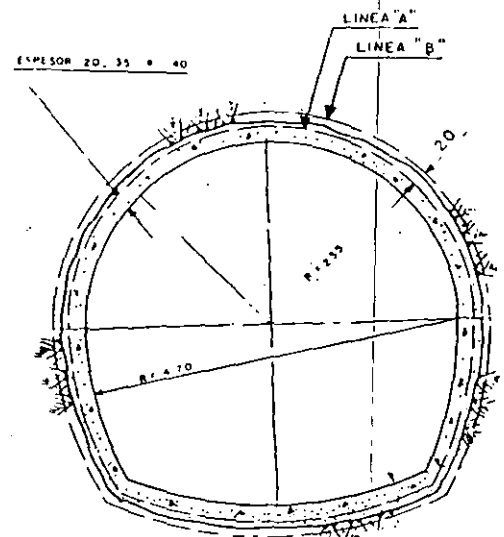
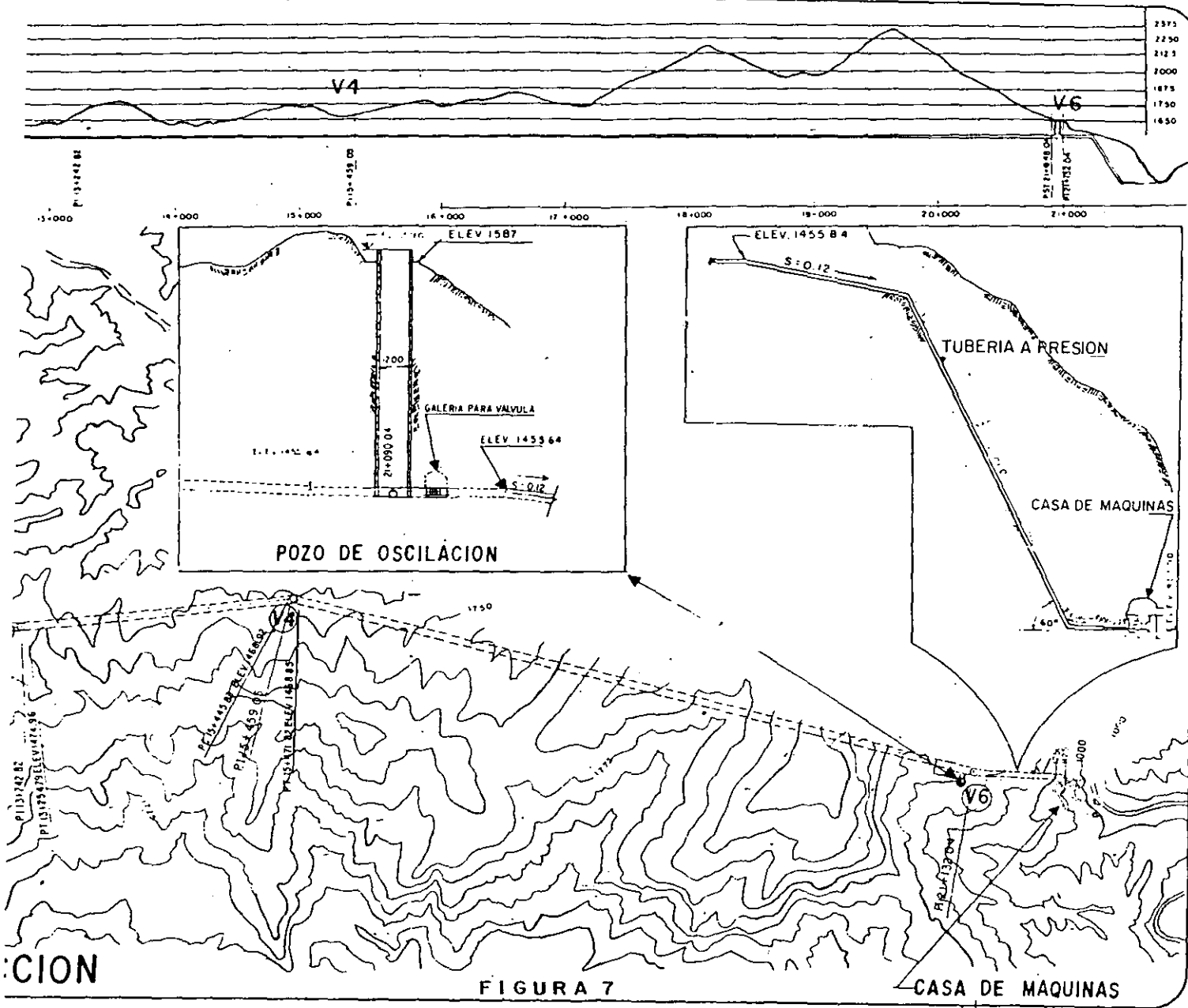


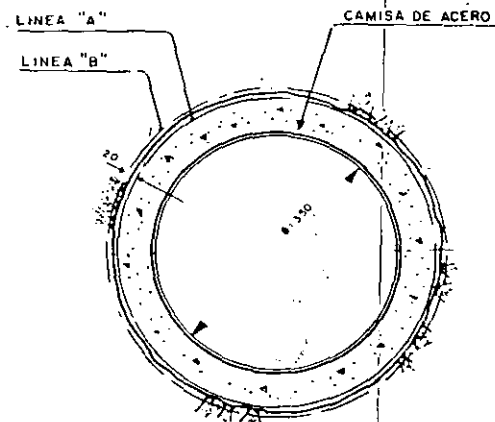
FIGURA 6

SECCION TUNEL No. 2

ACOTACIONES  
ELEVACIONES EN  
A.M.



SECCION-CONDUCCION

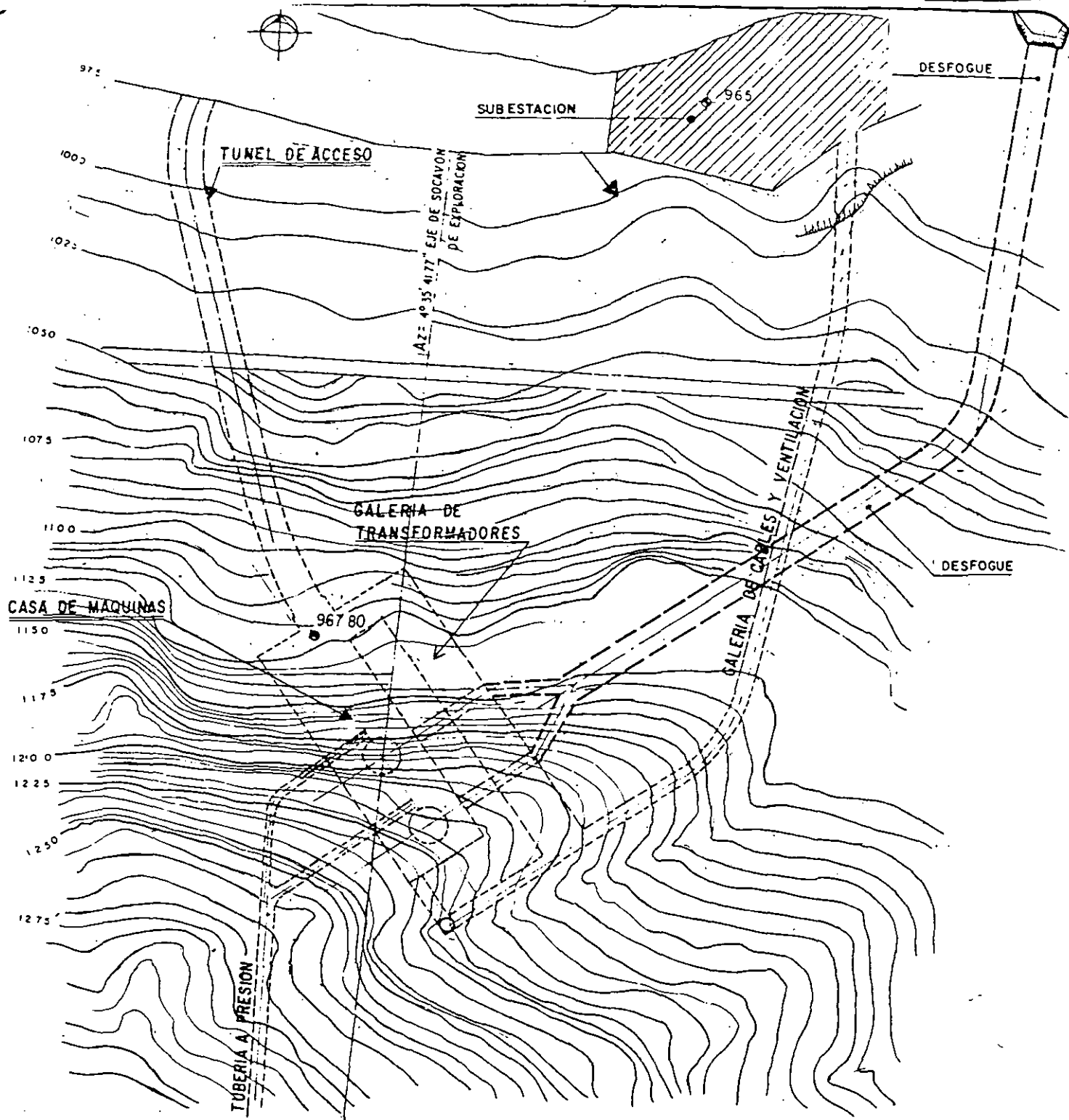


SECCION-TUBERIA-A-PRESION

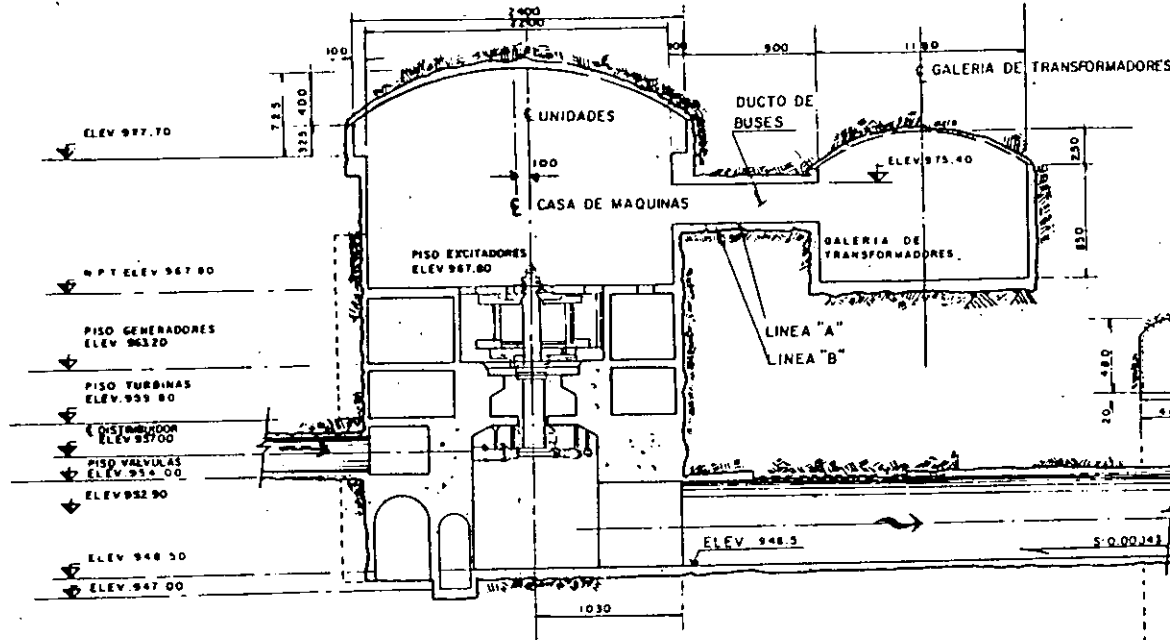
A PARTIR DE GALERIA DE VALVULAS

ACOTACIONES EN cm.

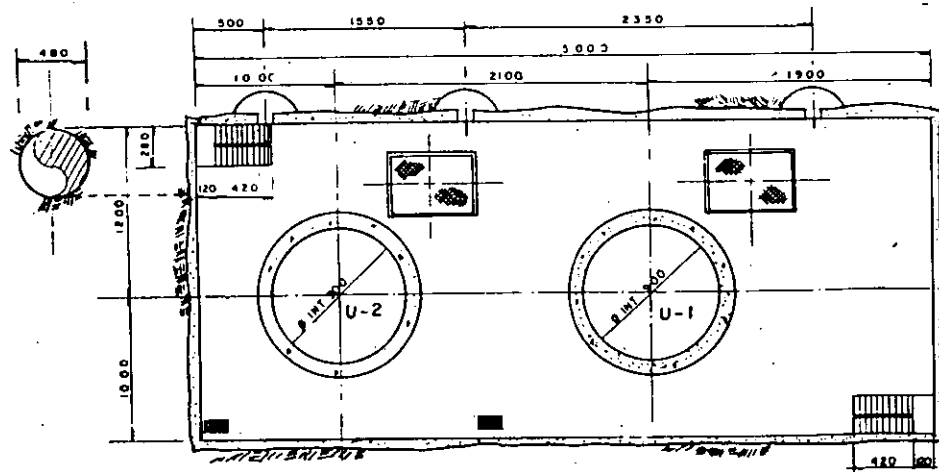




ELEVACIONES EN msnm. **OBRAS EN ZONA DE CASA DE MAQUINAS** FIGURA 8



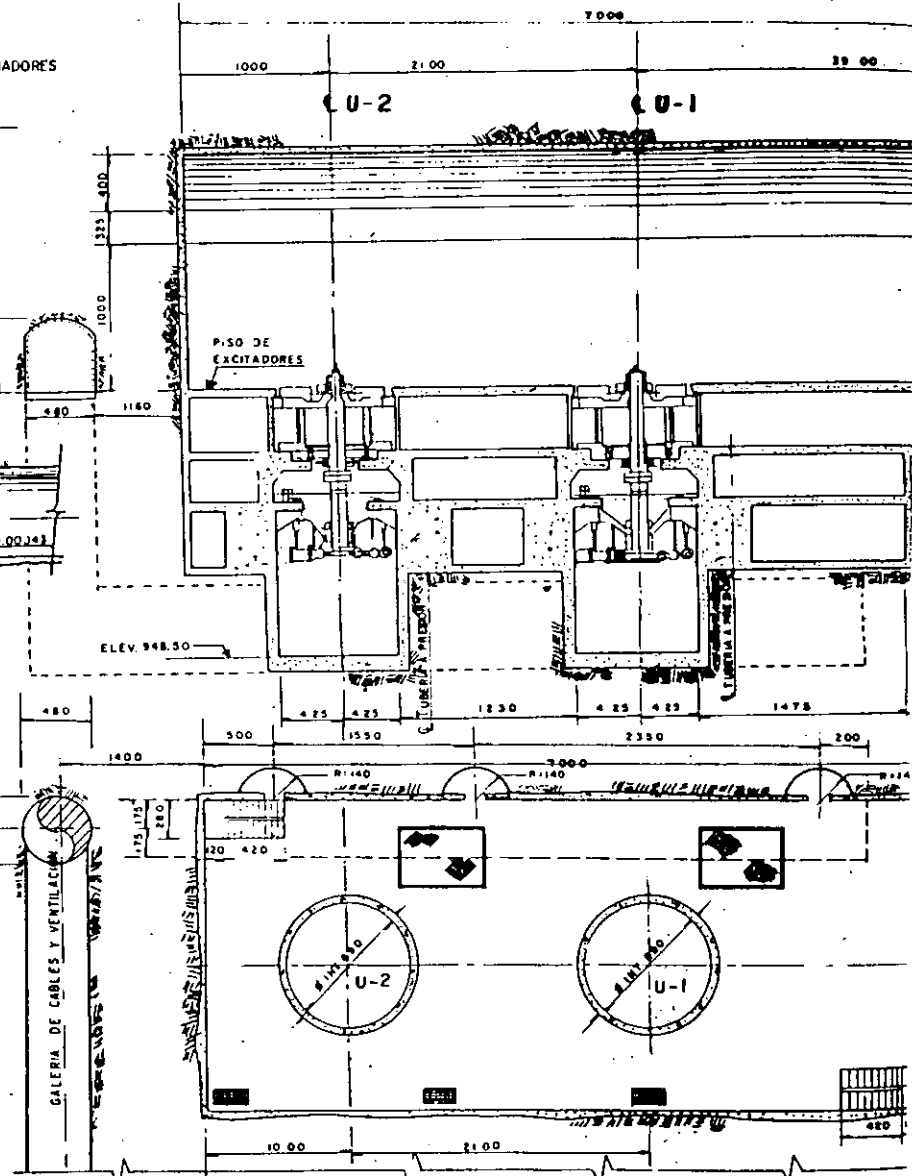
CORTE TRANSVERSAL POR 4 UNIDADES



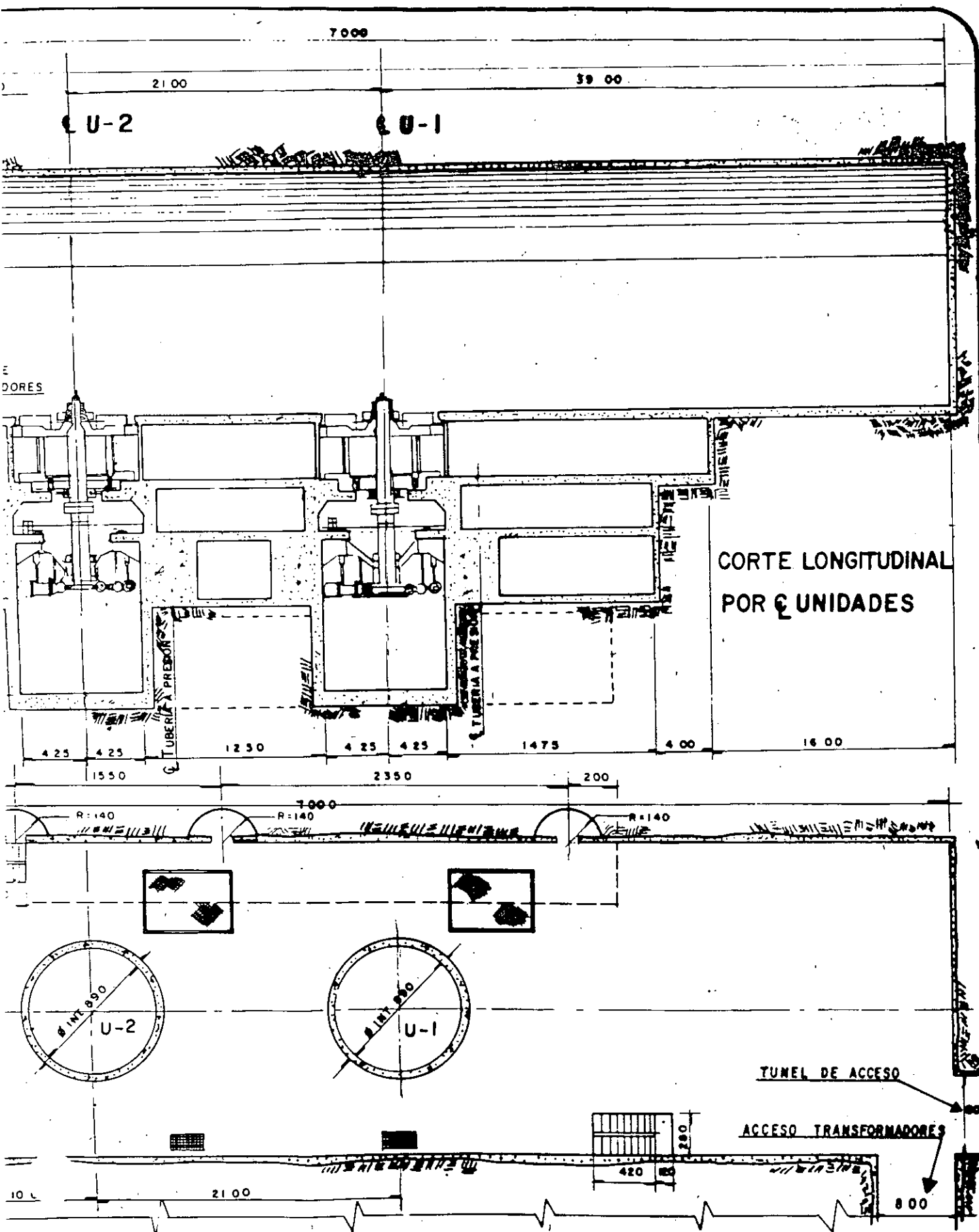
PLANTA PISO DE TURBINAS ELEV. 959.80

CASA DE MAQUINAS

ACOTACIONES EN cm. ELEVACIONES EN m.s.n.m.

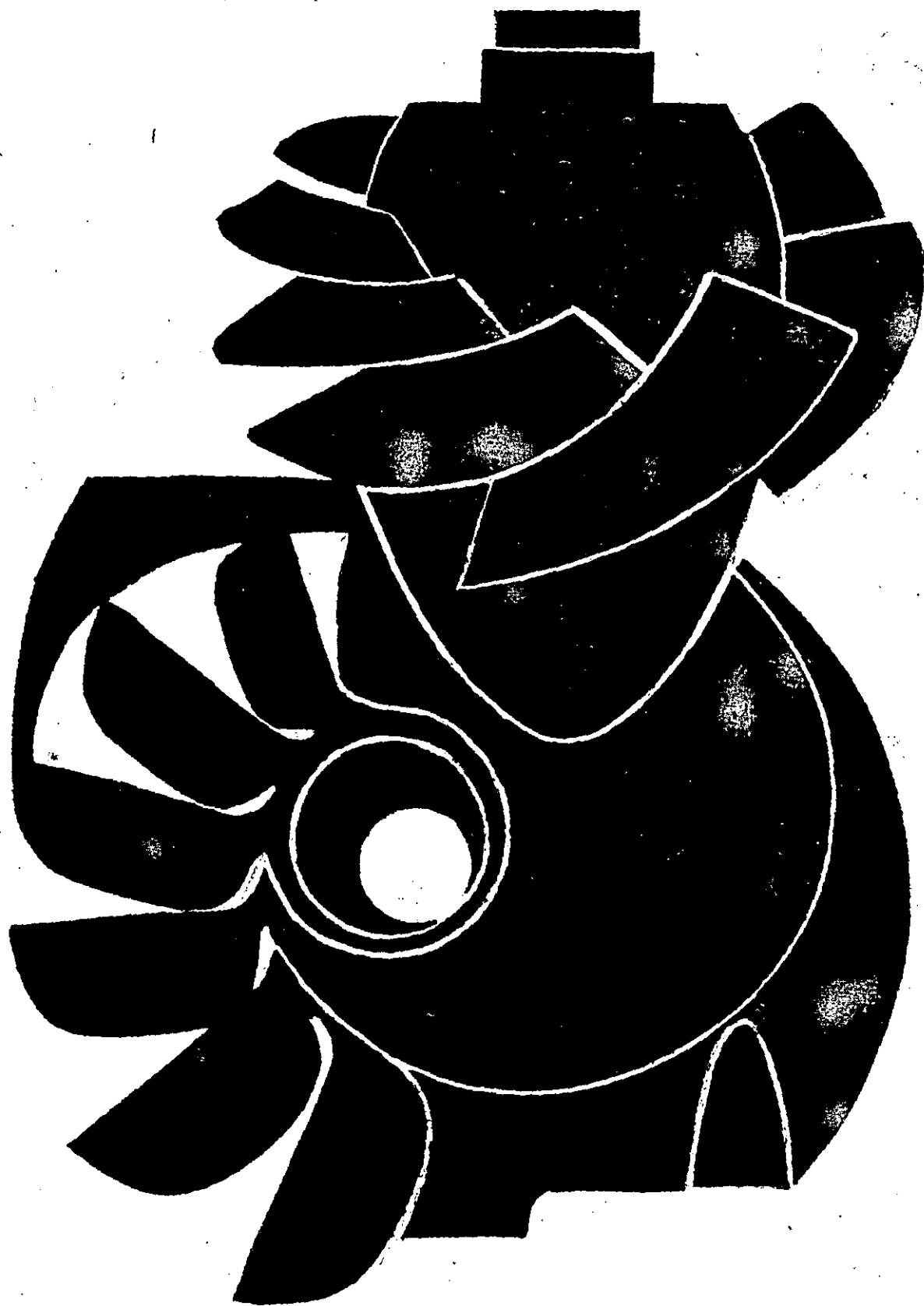


PISO DE EXCITADORES ELEV. 967.80



PISO DE EXCITADORES ELEV. 967.80

FIGURA 9



La Ciudad de Guadalajara, en el estado de Jalisco, se ha constituido durante las dos últimas décadas en una zona de acelerado crecimiento poblacional y en un importante polo de desarrollo Industrial.

Estas dos características le imprimen a Guadalajara un rango de exigencia en materia de suministro de agua y de energía eléctrica.

Del agua que consume, Guadalajara desecha un alto porcentaje en forma de aguas residuales que no han tenido utilidad alguna. COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD pretende transformar en un satisfactor esencial lo que hasta ahora ha sido mero desecho: Las "AGUAS NEGRAS".

Con el Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta, provisto de cuatro unidades de 120 megawatts, COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD aprovechará las aguas - - residuales para cubrir la demanda en las horas pico de la zona Metropolitana.

De los estudios Hidrológicos se determinó que el Proyecto Hidroeléctrico - será construido en tres etapas en su obra de generación.

La primera comprende la instalación de 240 megawatts, con un escurrimiento medio anual de 14.89 metros cúbicos por segundo, para llegar en 1990 a una generación media anual de 556 gigawatts hora. En el año 2,000 se pondrá en operación una tercera unidad, con un escurrimiento medio anual de 20.27 metros cubicos por segundo y una generación media anual de 810 gigawatts hora. La tercera etapa que se contempla para el año 2,007, contará con 400 megawatts instalados, un escurrimiento medio anual de 24 metros cúbicos por segundo con una generación media anual de 959 gigawatts. hora.

La captación de las aguas residuales será en dos etapas; primero se efectuarán los trabajos en la zona norte y como segunda etapa se construirá la captación y conducción de los arroyos OSORIO y SAN ANDRES.

Las aguas residuales provenientes de estas captaciones estarán libres de basura debido a la colocación de rejillas fijas. Su conducción al colector San Juan de Dios será de 6.5 kilómetros en forma subterránea para evitar molestias a las propiedades y se ha pensado llevarla a cabo con máquinas tuneladoras, para dejar una sección circular de 2.50 metros.

Las captaciones al norte de la ciudad contarán con dos presas derivadoras, una de ellas sobre el río San Juan de Dios, la cual tendrá un cimacio para sobre elevar el nivel de agua, dispondrá de un canal desarenador y una obra de toma que conducirá el agua por un conducto de sección cuadrada a la captación Atemajac. Esta captación tendrá las mismas estructuras que la anterior, con la diferencia que la obra de toma contará con un sistema automático de limpieza de basura con capacidad de 20 metros cúbicos por día. De ésta obra de toma se iniciará la conducción hasta el tanque regulador que se localiza a 6 kilómetros. Dado el desnivel topográfico existente entre estas partes, la conducción será por gravedad. Manejándose velocidades de uno a tres metros por segundo para evitar sedimentaciones y daños a las estructuras por erosión.

Para la conducción se perforaron tres túneles de sección herradura revestidos de concreto, de 5 metros de diámetro. El túnel número uno se excavó en basalto con una longitud de 1,850 metros; el túnel número dos es de 130 metros de longitud, excavando también en basalto y el túnel número tres se excavó en riolita, con una longitud de 1,350 metros.

Para salvar dos depresiones existentes en la conducción se construyen dos sifones invertidos de concreto armado. El sifón en Arroyo Hondo es de 1,000 metros de longitud y 50 metros de carga de presión.

El sifón en el arroyo El Caballito tiene 560 metros de longitud y 35 metros de carga de presión.

La primera etapa de estos sifones tendrá una sección circular de 3.80 metros y la segunda será con un diámetro de 2 metros.

El tanque regulador se construirá en dos etapas, la primera tendrá una capacidad de 1'270,000 metros cúbicos y la segunda aumentará la capacidad a 2'070,000 metros cúbicos. Por la presencia de sólidos en el agua se construirán un tanque desarenador y otro sedimentador con inyección de aire, para resuspender los sólidos sedimentables eliminándolos del tanque en el proceso de generación.

La construcción del tanque se realizará excavando el cajón y formando los bordos necesarios con la rezaga clasificada, producto de las excavaciones y serán protegidos con enrocamiento. El piso, los muros y bordos de contención serán impermeabilizados con arcilla en el paramento humedo.

De la obra de toma del tanque se iniciará la conducción a presión con el túnel número 4, que tendrá una longitud de 550 metros y 3 metros de diámetro excavado en riolita, con una carga estática máxima de 135 metros, en la parte inicial llevará revestimiento de concreto reforzado y en los últimos 130 metros camisa blindada. En la parte final del túnel se colocará una válvula de seguridad y una bifurcación para dos ramales de 890 metros de longitud con diámetros entre 3.80 y 3.20 metros con espesores de 2.54 a 5 centímetros de acero de alta resistencia. Se construirá una línea en la primera etapa y la otra a futuro. Estas líneas estarán montadas sobre silletas de concreto y los esfuerzos resultantes de los cambios direccionales tanto verticales como horizontales serán absorbidos por machones de concreto armado empotrados en el terreno.

Antes de llegar el agua a casa de máquinas, se tiene contemplado un quinto-túnel de 170 metros de longitud y 3 metros de diámetro, el cual alojará la tubería a presión que soportará una carga estática máxima de 552 metros y una carga de rechazo de 585 metros. Este túnel será excavado en andesita basáltica, ignimbrita y toba.

Los ramales finales de la tubería a presión se iniciarán en la salida del túnel 5 con una bifurcación que conectará a las válvulas esfericas.

La casa de máquinas será de tipo exterior de 112 metros de largo, 22 metros de ancho y 31 metros de altura. Se cimentará sobre andesita basáltica a la elevación 939.5 metros sobre el nivel del mar.

Para proteger la casa de máquinas y demás estructuras alojadas en la Margen Izquierda, se realiza un tratamiento de estabilización en ese talud.

Las turbinas son tipo Pelton, de 120 megawatts de potencia, con 6 chiflones velocidad de rotación será de 300 revoluciones por minuto y su carga neta de diseño de 508 metros con gastode 26.3 metros cúbicos por segundo por unidad.

Los desfogues que regresaran el agua al río Santiago serán de sección cuadrada con 5 metros por lado y 30 metros de longitud.

Los generadores tendrán una capacidad nominal de 125 megavolt amper, con voltaje de generación de 16.5 kilovolts.

Los transformadores serán trifásicos de tipo columna, sumergidos en aceite. con una relación de transformación de 16.5 a 230 kilovolts y estarán conectados a la Subestación Guadalajara Norte mediante dos Líneas de Transmisión de 3 kilómetros de longitud.

Esta Subestación será parte de un anillo periférico que asegurará el suministro de energía en la zona Metropolitana de Guadalajara.

Con el Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta Comisión Federal de Electricidad tiene previsto generar la suficiente energía eléctrica para cubrir en su totalidad la demanda de Guadalajara en las horas pico.

Con la realización de éste Proyecto Comisión Federal de Electricidad aportará su contribución para que el progreso económico de éste importante polo de desarrollo no se detenga y el bienestar de los habitantes de la zona occidental del país mejore día con día.

DATOS GENERALES.

I ETAPA

2- Unidades de 120 MW de potencia nominal c/u.  
 Gen. Anual 565.6 GWH (Millones de KWH)  
 Gasto de diseño 26.3 m3/seg. por unidad  
 Gasto de aportación 12 m3/seg.  
 Capacidad del tanque 1'107,000 m3  
 Factor de planta 0.269

II ETAPA

3ra. Unidad de 120 MW.  
 Gen. Anual 815.5 GWH  
 Gasto de aportación 15 m3/seg.  
 Capacidad del tanque 1'800,000 m3  
 Factor de planta 0.257

III ETAPA

4ta. Unidad de 120 MW.  
 Gen. Anual 958.7 GWH  
 Gasto de aportación 24 m3/seg.  
 Capacidad del tanque 1'800,000 m3  
 Factor de planta 0.228

RUEDAS PELTON SEXTUPLES.

Carga neta de diseño 508.5 m.  
 Carga bruta 522.50 m.

CONDUCCION.- 5,623 metros lineales total.  
 con 3 túneles de sección herradura de 5m. de diam.  
 2 sifones de sección circular de 3.80 m. (I ETAPA)  
 y de 2.00 m. (II ETAPA)

CONDUCCION A PRESION.- 1,540 m. lineales total.  
 650 m. de túneles de sección circular de 5m. y 3m. de diam.  
 y 890 m. de tuberías de acero desde 3.80 a 2.40 m. de diam.

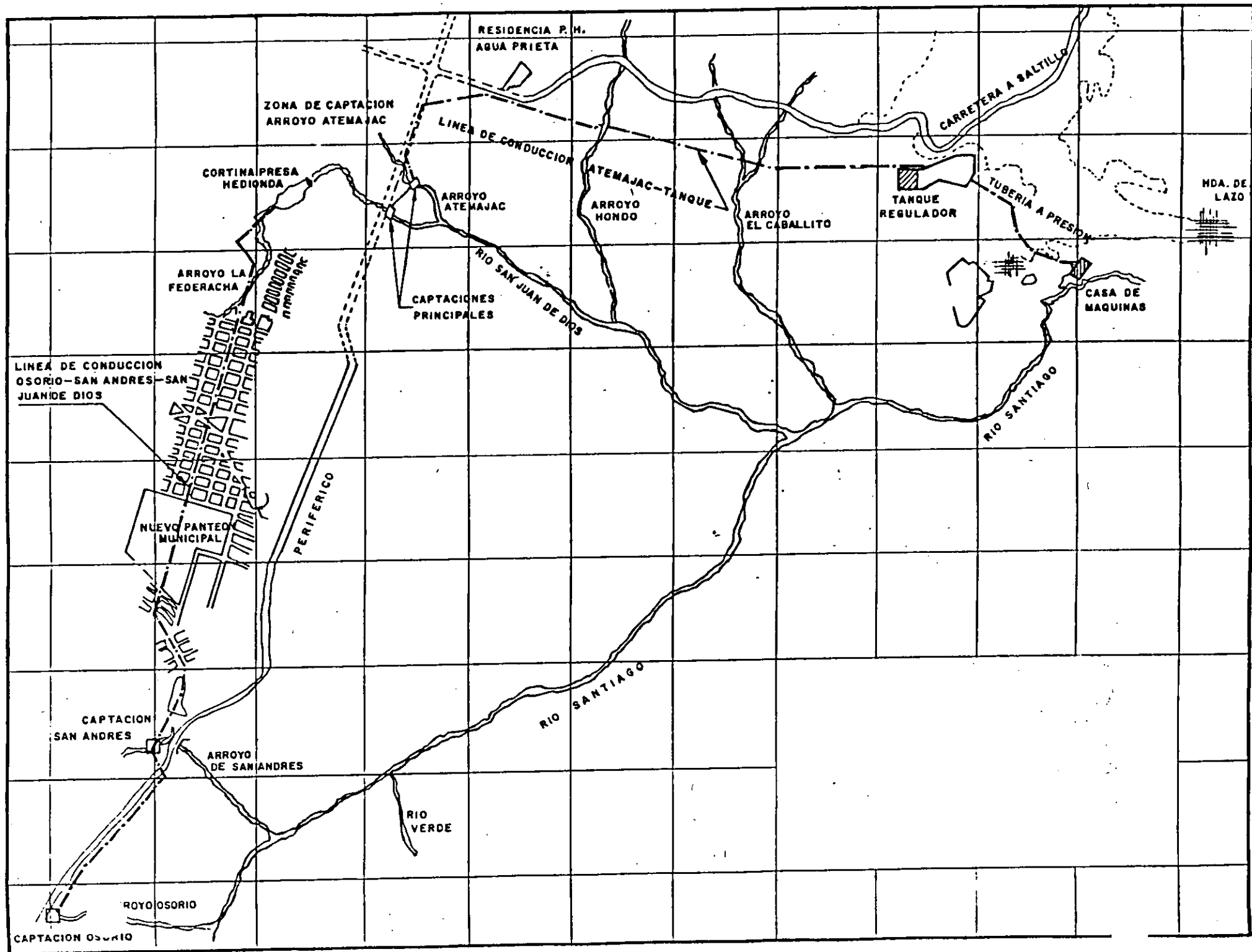
INVERSION.- El proyecto tendrá para la I ETAPA, primera y segunda unidad,  
 una inversión de ..... \$ 122,432.056 x 10<sup>6</sup> pesos.  
 a precios medios de '87; \$1500/dls. 81'621,371 dólares.

COSTO POR KW ( 240 MW ) \$ 510,133.57 pesos/KW instalado  
 340.09 dólares/KW instal.

COSTO DEL KWH NIVELADO \$ 43.86 pesos/KW Hora

PORCENTAJE DE LA OBRA CIVIL 93 %

Tan solo el cargo por combustóleo del KWH térmico (1984) es de \$60.00 pesos

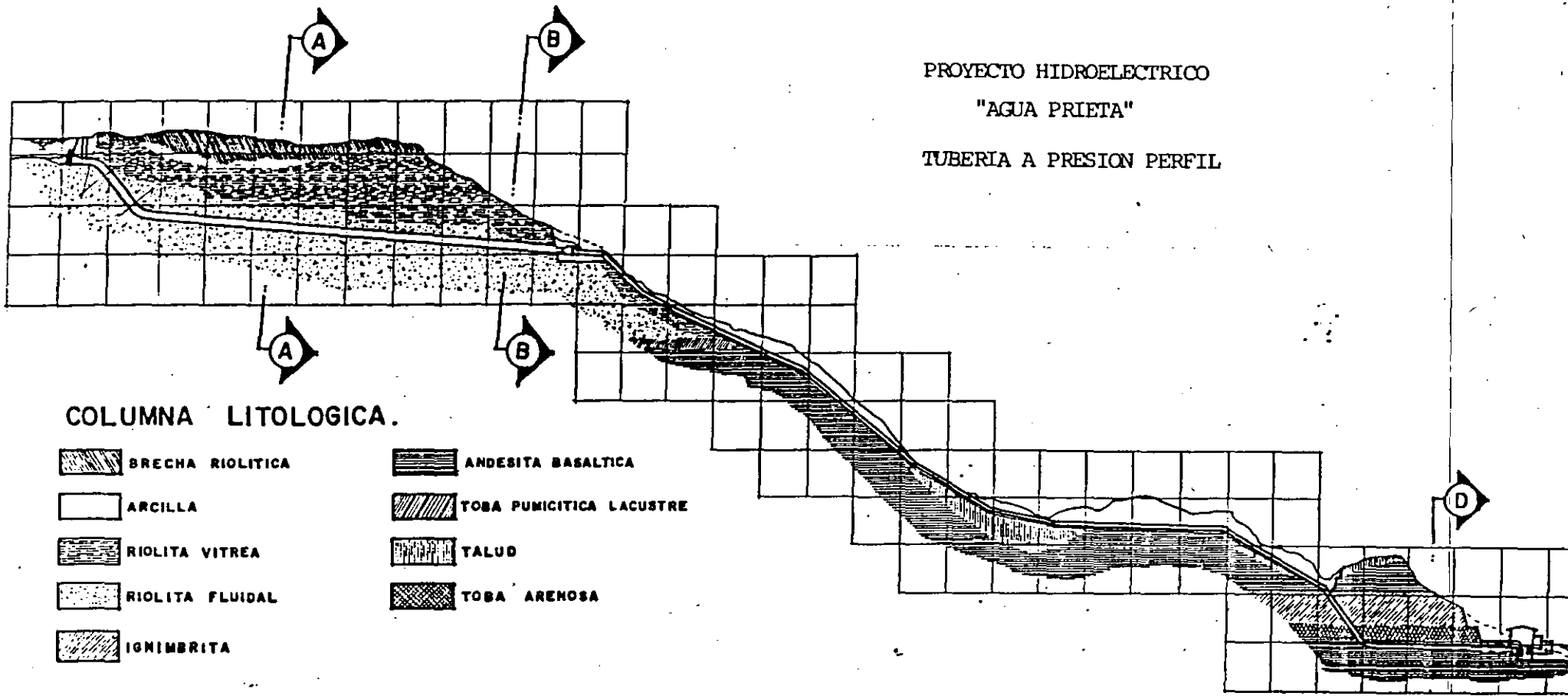


20

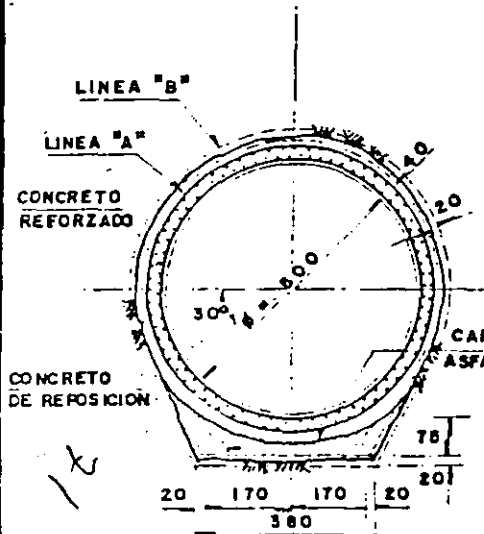
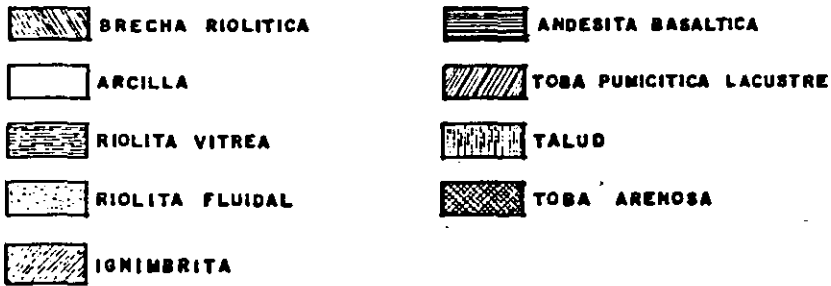
# PROYECTO HIDROELECTRICO

## "AGUA PRIETA"

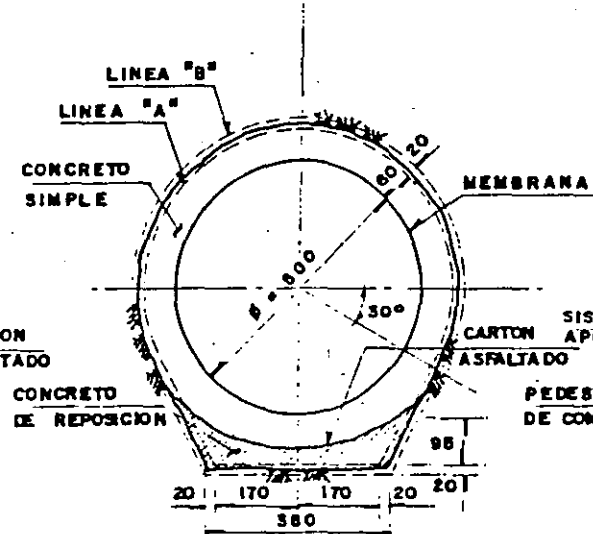
### TUBERIA A PRESION PERFIL



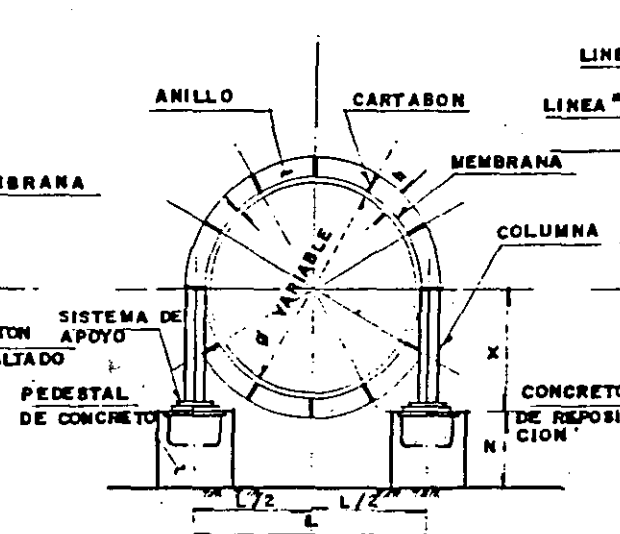
#### COLUMNA LITOLOGICA.



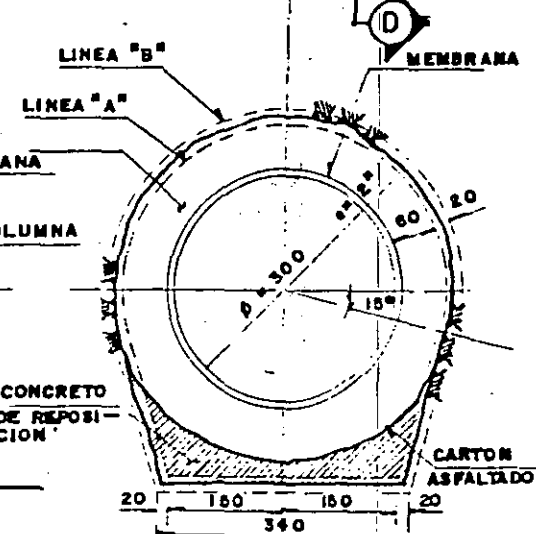
CORTE A-A (TUNEL 1)



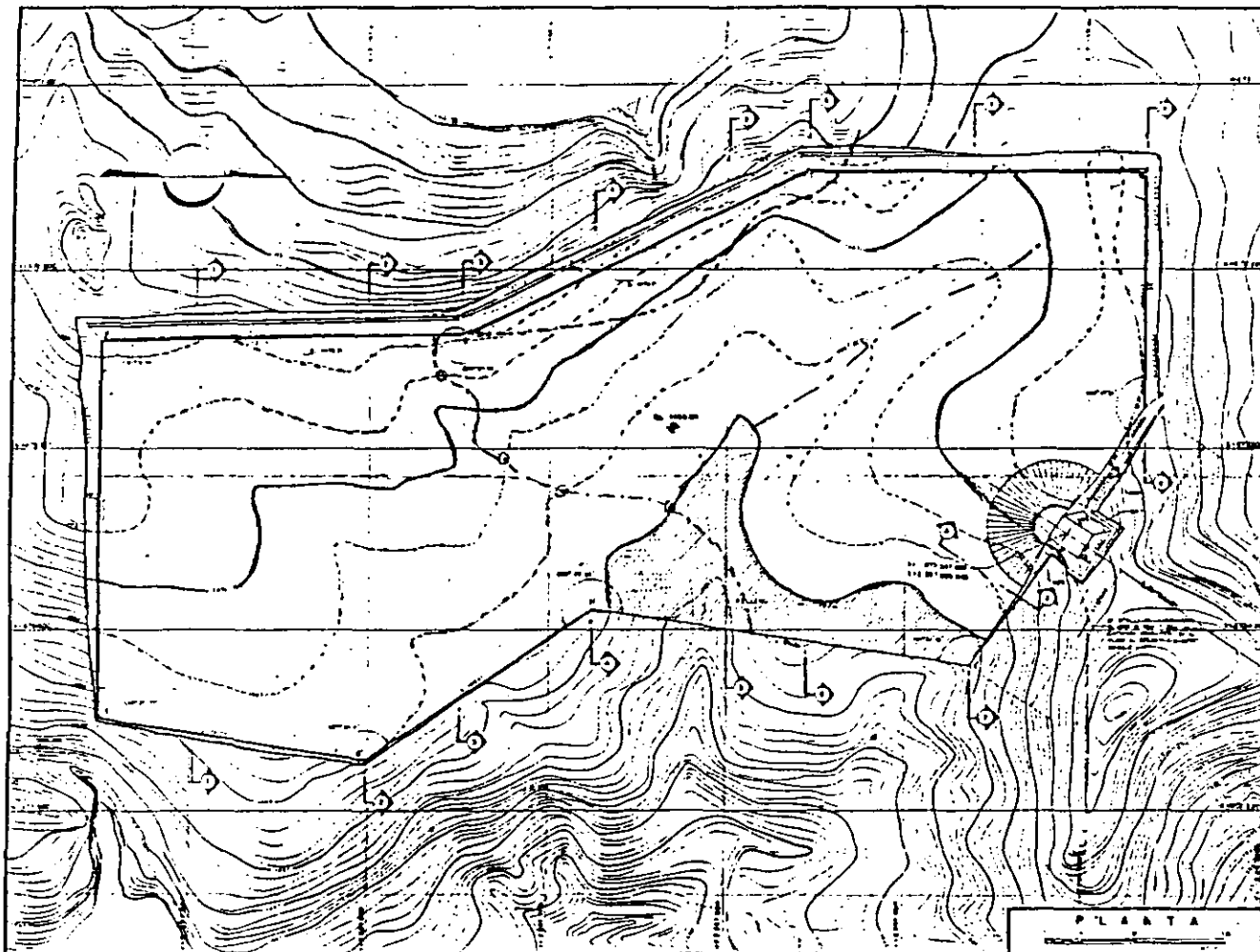
CORTE B-B (TUNEL 4)



DETALLE ANILLO ATIESADOR



CORTE D-D (TUNEL 5)



| COORDENADAS |            |            |      |
|-------------|------------|------------|------|
|             | 1          | 2          | 3    |
| 1           | 0 11 27.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 2           | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 3           | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 4           | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 5           | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 6           | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 7           | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 8           | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 9           | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 10          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 11          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 12          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 13          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 14          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 15          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 16          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 17          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 18          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 19          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 20          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 21          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 22          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 23          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 24          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 25          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 26          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 27          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 28          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 29          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 30          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 31          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 32          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 33          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 34          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 35          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 36          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 37          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 38          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 39          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 40          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 41          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 42          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 43          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 44          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 45          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 46          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 47          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 48          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 49          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 50          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 51          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 52          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 53          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 54          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 55          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 56          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 57          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 58          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 59          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 60          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 61          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 62          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 63          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 64          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 65          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 66          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 67          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 68          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 69          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 70          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0 27 |
| 71          | 0 12 00.00 | 0 22 00.00 | 0    |

[illegible]

NOTES

2. Definieren Sie "Kontext".
3. Definieren Sie "Kontext".
4. Was versteht man unter "Kontext"? Geben Sie Beispiele an.
5. Was versteht man unter "Kontext"? Geben Sie Beispiele an.
6. Was versteht man unter "Kontext"? Geben Sie Beispiele an.

### PLANOS DE REFERENCIA

[illegible]

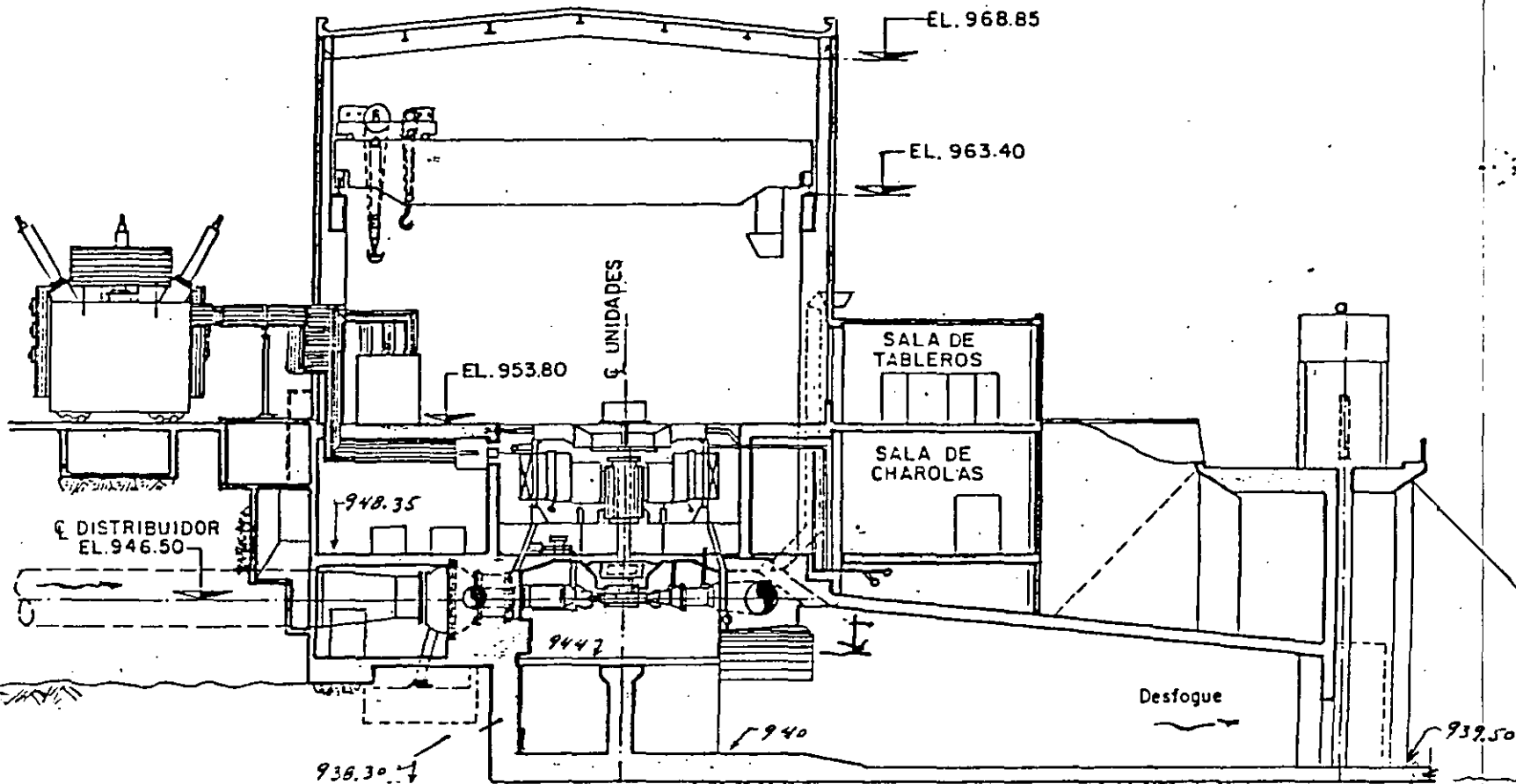
**CFE**  
**COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD**  
Sistema Eléctrico de Centro de México  
DIRECCIÓN DE PROYECCIONES Y MEDICIONES  
SUSPENSIÓN DE DISTRO

1 PROYECTO HIDROELECTRICO AGUA PRIETA, JAL.  
2 COLANTE TANQUE DE REGULACION  
3 TITULO EXCAVACION PRIMERA ETAPA

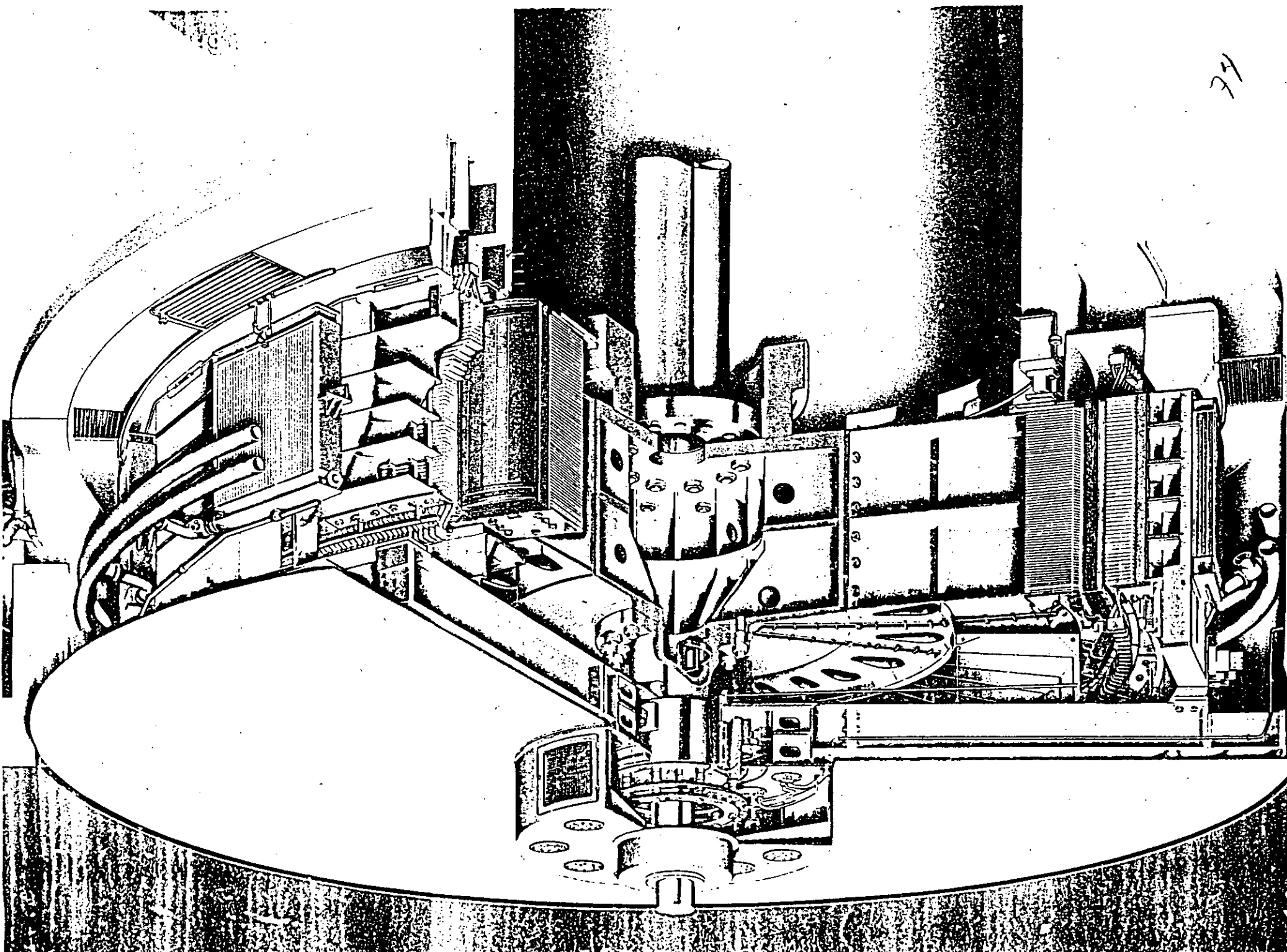
... ..

|          |       |         |         |
|----------|-------|---------|---------|
| DATE     | TIME  | STATION | REMARKS |
| 10/10/54 | 10:00 | 1000    | 1000    |

[illegible]

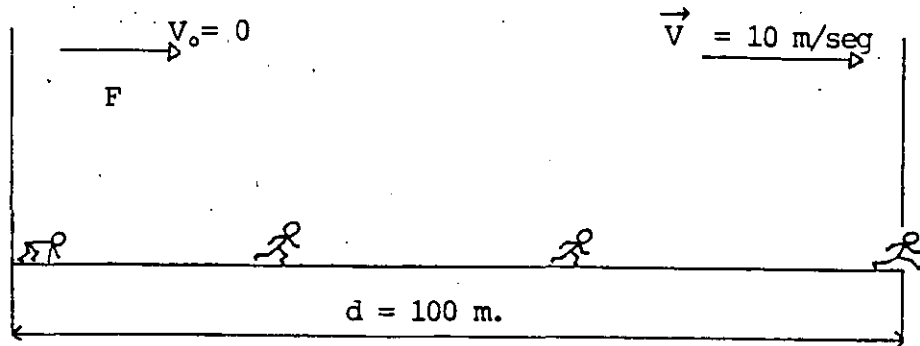


**CASA DE MAQUINAS**  
(CORTE TRANSVERSAL POR Q. UNIDAD)



Supongamos que el corredor pesa 100 Kg. y desarrolla una velocidad media sostenida de 10 m/seg.

$$W = 100 \text{ Kg}_{\text{peso}}$$



$$W = 100 \text{ Kg}_{\text{peso}} = 100 \times 9.81 = 981 \text{ Newtons}$$

$$F = m g$$

$$m = F / g$$

$$m = 981 \text{ N} / 9.81 =$$

$$m = 100 \text{ Kg}_{\text{masa}}$$

IMPULSO :

$$F \times t = m (V_f - V_o) = m \vec{V}$$

$$F = \frac{m V}{t} = \frac{100 \text{ Kg}_{\text{masa}} \times 10 \text{ m} / \text{seg}}{10 \text{ seg}} = 100 \text{ N}$$

TRABAJO :

$$T = F \times d = 100 \text{ N} \times 100 \text{ m.} = 10,000 \text{ N-m (Julios)}$$

POTENCIA :

$$P = \frac{F \times d}{t} = \frac{100 \text{ N} \times 100 \text{ m.}}{10 \text{ seg}} = 1000 \text{ N-m/seg} = 1000 \text{ Julios/seg} = 1000 \text{ Watts} = 1 \text{ KW}$$

Significa desarrollar un esfuerzo físico equivalente a 1 KW de potencia

ENERGIA :

$$E = P \times t = 1 \text{ KW} \times 10 \text{ seg} = \frac{1 \text{ KW} \times 10 \text{ seg}}{3,600} = 0.002778 \text{ KW-H}$$

Para generar un KW-H se requiere por ejemplo:

Descender en forma ordenada y sin fricción 10 m<sup>3</sup> de agua desde una altura - de 36.71 m.

En Hidroeléctricas se acostumbra usar múltiplos de las Unidades de Potencia y Generación.

Potencia en Megawatts = MW = 1000 KW (10<sup>6</sup> Watts)

Generación en Gigawatts-Hora = 1 millón de KW-H (10<sup>9</sup> Watt-Hora)

## UNIDADES DE PRESION.

La unidad de presión en el Sistema Internacional (SI) es el Pascal y equivale a un Newton / m<sup>2</sup>.

$$\text{Pascal} = \frac{\text{Newton}}{\text{m}^2}$$

Esta unidad es muy pequeña, comparada con el kilogramo - peso / cm<sup>2</sup> (Kg/cm<sup>2</sup>), que es unidad de presión derivada, de los sistemas gravitacionales o técnicos donde la fuerza en kilogramo - peso, es unidad fundamental.

Existe una unidad, el bar, del mismo rango que el (Kg/cm<sup>2</sup>), múltiplo del Pascal y de la baria perteneciente a los sistemas absolutos, donde la masa en kilogramo- masa, es unidad fundamental.

$$\text{baria} = \frac{\text{dina}}{\text{cm}^2}$$

$$1 \text{ Pascal} = \frac{\text{Newton}}{\text{m}^2} = \frac{10^5 \text{ dinas}}{10^4 \text{ cm}^2} = 10 \text{ barias.}$$

y viceversa

1 baria = 1/10 de Pascal

Ahora bien,

A la megabaría (10<sup>6</sup> barias) se le llama bar

$$1 \text{ bar} = 10^6 \text{ barias} = 10^6 \frac{\text{dinas}}{\text{cm}^2} = 10^5 \frac{\text{Newton}}{\text{m}^2} = 10^5 \text{ Pascal.}$$

Equivalente del bar y del Kg/cm<sup>2</sup>:

$$1 \text{ Pascal} = \frac{\text{Newton}}{\text{m}^2} = \frac{0.1019 \text{ Kg.}}{10^4 \text{ cm}^2} = \frac{1.019 \times 10^{-5} \text{ Kg/cm}^2}{1}$$

$$1 \text{ bar} = 10^5 \text{ Pascal} = 1.019 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{y } 1 \text{ Kg/cm}^2 = 0.98135 \text{ bar.}$$

# FORMULA HIBRIDA PARA CALCULAR EL PESO DE TUBERIA DE ACERO DE

## GRAN DIAMETRO

Fórmula para el peso de la tubería.- Multiplicar el diámetro en pulgadas por el --  
espesor de la lámina en 16 avos y se obtiene Kg por metro lineal de --  
tubería.

EJEMPLO. Los carretes de caracol de 6.60 m. de diámetro por 6 m. de largo por --  
1 3/4" (4.445 cm.) de espesor, dá:

$$\text{Peso} = 260" \times 280 (16 \text{ avos}) \times 6 = 43,680 \text{ Kg} (43.7 \text{ Ton.})$$

Cálculo exacto

$$A = \pi d \times 600$$

$$A = 3.1416 \times 660 \times 600 = 207,345.6 \text{ cm}^2 \times 6 = 1,244,073.6 \text{ cm}^2$$

$$V = 207,345.6 \times 4.445 = 921,651.19 \text{ cm}^3 \times 6 = 5,529,907.1 \text{ cm}^3$$

$$P = 5,529,907.1 \times 7.854 = 43,431,890 (43.432 \text{ Ton.})$$

DEMOSTRACION. Sea "d" en diámetro en centímetros y "e" el espesor también en centí--  
metros.

$$\text{Area} = \pi d \times 100 \quad (\text{área por un metro de la tubería})$$

$$\text{Volumen} = \pi d e \times 100$$

$$\text{Peso} = 785.4 \pi d e \text{ gramos} \quad 1 \text{ cm}^3 \text{ pesa } 7.854 \text{ gramos}$$

Si d en pulgadas y e en 16 avos de pulgadas queda:

$$P = \frac{785.4 \pi \times 2.54 \times 2.54 d'' \times e / 16 \text{ avos}}{16 \times 1000}$$

$$P = 0.9949201 d'' \times e / 16 \text{ avos}$$

$$P = d'' \times e / 16 \text{ avos}$$

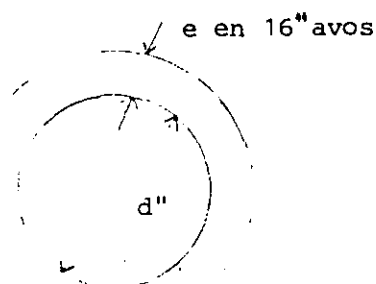
$$1 = x \frac{\pi 2.54^2}{16000}$$

$$x = \frac{16000}{\pi 2.54^2} = 789.41$$

Diámetro en pulgadas por espesor en 16 avos = Kg/m de tubería

$$\text{Diferencia } 789.41 - 785.4 = 0.0401 \text{ gr/cm}^3$$

(por considerar la constante igual a 1.00)





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

**CURSOS ABIERTOS  
CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION  
MODULO IV: TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION**

**CONSTRUCCION DE PRESAS CON CONCRETO RODILLADO C.C.R.**

**ING. JOEL ROJAS TAMEZ**

**1994**

# ROLLER COMPACTED CONCRETE III

Proceedings of the Conference sponsored by the  
Construction, Geotechnical Engineering,  
and Materials Engineering Divisions of the  
American Society of Civil Engineers

San Diego, California  
February 2-5, 1992

Edited by **Kenneth D. Hansen and Francis G. McLean**



Published by the  
American Society of Civil Engineers  
345 East 47th Street  
New York, New York 10017-2398

CONFERENCE DEDICATION TO

JEROME M. RAPHAEL

by Eric B. Kollgaard<sup>1</sup>



Jerome M. Raphael

1912 - 1989

Professor of Civil Engineering, Emeritus

It is quite appropriate that the Organizing Committee has chosen to dedicate this third ASCE Specialty Conference on Roller Compacted Concrete to the memory of Jerome M. Raphael, F. ASCE. Certainly the ideas put forth in his paper, "The Optimum Gravity Dam"<sup>2</sup> at the 1970 Asilomar

---

<sup>1</sup> Chief Engineer, Water Resources, Morrison-Knudsen Engineers, Inc., San Francisco, California.

<sup>2</sup> Because of the significance of this paper to the development of RCC in dams, and the somewhat limited availability, it is being reprinted in the Proceedings of this Conference (Editors).

2. 9. Conference on "Rapid Construction of Concrete Dams", wherein he proposed the concept of placement and compaction of cement-enriched granular pit-run material using earth-moving and compaction equipment to build a dam with a trapezoidal cross section, were in the forefront of the Roller Compacted Concrete (RCC) dam technology revolution. Jerry Raphael's concepts on how to build a concrete dam quickly and inexpensively were followed in the early designs by the Corps of Engineers for Zintel Canyon Dam, one of the first dams proposed to be built entirely of RCC. But engineers in the profession of designing and building concrete dams, whether they are RCC or conventional concrete, owe much more to Jerry Raphael's career activities than just his contribution to the early development of RCC technology. During his lifetime, Jerry's interest and expertise spanned the entire field of concrete dam engineering, and he left his mark in numerous ways on the store of knowledge of that subject area.

Jerome Raphael was born on June 6, 1912 in Boston, Massachusetts. After completing his Bachelor's degree in Civil Engineering at the Massachusetts Institute of Technology in 1934, he stayed on to undertake the Master's degree program. His thesis was on the topic of the structural properties of Portland cement concrete.

He entered employment in his chosen field in 1935, starting with the U.S. Corps of Engineers developing instrumentation procedures for measuring stresses in Tygart Dam, a major concrete gravity dam, then under construction in West Virginia. After the completion of this project Jerry joined the U.S. Bureau of Reclamation, where his early work was on the development of an instrumentation program for measuring the behavior of Shasta Dam. The culmination of this work, after years of study of the measured behavior of the structure, was a paper published in 1953 in the Transactions of the American Society of Civil Engineers entitled, "The Development of Stresses in the Shasta Dam". Jerry was awarded the prestigious ASCE Moissieff Medal for this landmark paper that provided new knowledge of how such large gravity dams adjust to their loading.

In 1953, the Department of Civil Engineering at the University of California, Berkeley, recruited Jerry to fill the void left by the retirement of Professor R.E. Davis. He would teach and do research work on the subject of concrete technology with emphasis on concrete dams. During his 26 years with UC Berkeley, until his retirement in 1979, Jerry made many contributions to the teaching program in Structural Engineering and Structural Mechanics. The substantial body of research on concrete dam technology that he produced earned him a solid place

among his professional colleagues, both in this country and internationally. He remained active after retirement contributing his unique expertise to numerous dam design review boards until his death from a heart attack on April 30, 1989.

I first met Jerry Raphael when he served as a member of the consulting board for Ross High Dam in the period from 1968 to 1975. His insight and understanding of the problems involved in the design for raising this existing 540 feet high arch dam by another 125 feet were very enlightening to me, and encouraged me to focus my career towards concrete dams. Jerry was a leading authority on the construction and physical testing of small scale structural dam models and a comprehensive structural model test program for Ross High Dam was carried out under his direction at UC Berkeley. In this same era, finite element methods with the capability of handling three dimensional problems were just coming to the fore and Jerry helped pioneer their use for the analysis of arch dams. Another important contribution made by Jerry was an extensive study of the strength of concrete used in large dams, including laboratory testing of specimens under rapid rate of loading to determine the dynamic characteristics. The end product of this effort was a paper, published in 1984, on the relationship of mass concrete strength properties under varied loading conditions, which still stands as the key reference on this important subject.

When I was given the task of organizing the preparation of the commemorative book for the Sixteenth Congress of the International Commission on Large Dams to be entitled Development of Dam Engineering in the United States, only one name came to my mind to author the section on concrete gravity dams. Jerry Raphael's contribution "Section 2 - Concrete Gravity Dams" of this book, published in 1988, is a painstakingly researched, meticulously documented and beautifully presented account of the history of concrete gravity dams in the United States. \*

But Jerry Raphael was more than just a dams engineer and researcher. His interaction with students and his ability to stimulate their creative talents with his teaching methods was well known. I was witness to this when he asked me one time to come to his graduate class on concrete dam design and critique the results of the students term design problem. This turned out to be an easier task than I had feared because Jerry had assigned design objectives and the definition of the problem after those of the Ross High Dam Project and I was able to review around a dozen solutions to a real life engineering problem with which I was very familiar. Those students

\* Rea G. edo on San Francisco en Junio de 1988.

appreciated the fact that they had worked on something more than just a hypothetical exercise.

Jerry carried his enthusiasm and drive over to his leisure life in his love for sailing. It was my pleasure to crew on his boat during a race, as did many of his students while he taught at Berkeley. He strove for the same attention to detail and performance in his competitive sailing as in his professional work.

Jerry will be missed by his colleagues in the engineering profession, as well as by all his other friends. Those who knew him remember him for his unfailing sense of humor and good spirits, for his continued dedication to his profession, and for his concern for the welfare of his students. It is appropriate for this conference to be dedicated to the memory of Jerome M. Raphael who played such an important role in the development of knowledge on the use of concrete to build dams.

The Optimum Gravity Dam  
by  
Jerome M. Raphael<sup>1</sup>, F.ASCE

Introduction

In connection with the raising of Ross Dam to its ultimate height of 635 feet, it was desired to determine the structural properties of the mass concrete of the existing dam. Accordingly, 19-inch-diameter mass concrete cores were drilled downward from the deck of the existing arch dam to a depth of 65 feet. From these, a number of 19-inch by 38-inch cylindrical specimens were made and tested at the University of California for compressive strength, shear strength, tensile strength, modulus of elasticity, and creep of this 25 year old concrete. These were probably the largest mass concrete specimens ever tested triaxially. The large size was necessitated by the 6-inch aggregate so that the strength results would not unduly reflect the influence of one particle or one grain boundary. With some slight modifications, and a great deal of luck, the Rockfill Test Facility of the University of California was used for the triaxial tests. Six cylinders were tested, two each at lateral pressure of zero, 750 and 950 psi. As suspected, the concrete had great strength. Under normal testing conditions of no lateral pressure, the concrete had an average compressive strength of 7200 psi. With a lateral supporting pressure of 950 psi, the concrete has an ultimate compressive strength of 12,000 psi.

The Mohr's diagram plot of Figure 1 shows three circles averaging the results of each of the three pairs of cylinders tested. It shows that the concrete had a shear strength of 1600 psi, and an angle of internal friction,  $\phi$ , of 42 degrees. This angle taken from the Mohr's envelope is corroborated by one specimen which failed diagonally in shear at maximum loading at an angle of 68 degrees with the transverse plane.

---

<sup>1</sup>Professor of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

The angle of internal friction measured at Ross Dam is almost exactly the same as the angle of internal friction of the shell material for Oroville Dam, an earth and rock-fill dam utilizing river gravels worked over by the gold dredges in the valley floor near Oroville, California. *en realidad* As a matter of fact, both aggregates, while derived from sources some seven hundred miles apart, come from remarkably similar geologic conditions. Both are hard rounded granitic gravel derived essentially from granite mountain masses, one in the Sierra Nevada and the other in the Cascade range.

This similarity of the angle of internal friction of concrete and consolidated gravels led to the speculation: Are concrete and rock fill simply two extremes of a whole class of materials with varying degrees of cohesion, depending on the relative quantity of cementitious materials? Considering the zero cement content of the Oroville gravel and the 4-sack cement content of the Ross Dam concrete, might one make up a diagram such as shown by the full lines of Figure 2 describing completely the failure conditions for a whole class of materials with varying cement content?

The next step in the train of speculation is simple. The ultimate resistance to failure of both concrete gravity dams and earthfill dams is the stability of the mass, in which the force of gravity plays a large part. Could it be that concrete gravity dams with their small volume of very expensive concrete, and earthfill dams with their large volume of very cheap fill material are simply the end points or the extremes of a whole class of gravity dams varying continuously from one to the other? As a first approximation, it might be postulated that the optimum gravity dam would have an intermediate volume between the concrete gravity dam and the earth filled dam, and made up of a material with a cement content intermediate between that of the zero cement content of the earth filled dam and the maximum cement content of the concrete gravity dam. This paper describes the search for the optimum gravity dam.

#### First Approximation - The Continuous Spectrum

The first idea to be examined is whether a continuous spectrum of materials can be postulated between mass concrete on the one hand and rock fill on the other. This idea will be examined from the standpoints of production and of material properties.

Figure 3 shows the flow diagram for the construction of the earth and rock-fill Oroville Dam,

\* *La resistencia total al cortante,  $\tau$ , de una sustancia isotrópica a la falla, de acuerdo a la teoría, es la suma de la llamada RESISTENCIA COHESIVA,  $\tau_0$ , un parámetro que no puede ser medido directamente y un término que representa la resistencia friccional al desplazamiento a lo largo de un plano potencial de falla*

geared to an average production of 5700 tons per hour, or more than one and one-half tons per second. A bucket wheel excavator dug the raw material directly from the ground to a 54-inch wide field conveyor belt that moved the material about three miles to a long stock pile through which ran a reclaiming tunnel with ten automatic gates. Forty-car trains were loaded ten cars at a time in this reclaim tunnel, the whole operation taking approximately 14 minutes. The train then moved about twenty miles to an unloading station consisting of an automatic train pusher and a rotary dumping system capable of dumping two cars at a time. From here the material moved through a series of conveyors to a 1,000-ton capacity truck loading bin capable of loading two 100-ton capacity rubber-tired wagons simultaneously. A sufficient number of these wagons was provided to move the material continuously to the point of deposit on the dam. Windrows on the dam were then graded by a dozer and compacted by a vibrating roller. The daily production for this job was 100,000 cu. yd.; and the bid price for material in place on the dam was \$.79 per cu. yd. *costo*

Figure 4 shows the flow diagram for the production of mass concrete at Dworshak Dam, a high-production concrete gravity dam. Rock excavated in the quarry is loaded to trucks and dumped at the center of the quarry into a glory hole leading to the crushers, moving from there by a conveyor belt to a stock pile and by another conveyor belt to the top of the concrete mixing plant where it is washed and separated into sizes. From there each size is separately batched and combined with cement and water in mixers. From here the concrete moves in transfer cars equipped with two eight-yard hoppers to a delivery dock where it is dumped into eight-yard buckets, picked up by a cableway, and brought to the form. After dumping, the concrete is consolidated by man-operated vibrators. Each bucket has a round trip of up to one mile. The daily production rate for this job has been 10,000 cu. yd. per day.

It is easy to see that there is an order of magnitude difference in the rate of production of earth materials over that of concrete materials. Increasing the rate of production of concrete materials is of course the principal subject of this conference. It is strongly suggested here that the principal difference in the production rates of the two materials lies in the continuous flow of earthen materials and the interrupted flow of the batches of concrete. If mass concrete could be produced, batched, conveyed, deposited and compacted in a continuous operation, it should be possible to approach the high production rate of earth materials.

*Este término es el producto del esfuerzo efectivo normal,  $\sigma_o$ , cruzando el plano y el llamado coeficiente de fricción interna, el cual es expresado como  $n = \tan \phi$ , donde  $\phi$  es un ángulo correspondiente al ángulo considerado en la fricción de deslizamiento ordinaria. por consiguiente  $\tau_o = \tau_o + \sigma_o \tan \phi$  (puede decirse que es el cortante al origen en el Diagrama de Mohr).*

Wide discrepancies can also be found in the materials themselves. Starting with a typical mass concrete mix containing, say 4 sacks of cement to the cubic yard and weighing perhaps 155 pounds per cubic foot, a series of mixes can be designed with progressively less cement all the way to zero cement, which will still weigh about 153 pounds per cubic foot. As a matter of fact, the Bureau of Reclamation and the University of California used such cementless mixes many years ago for studying the vibration of concrete.

Earth fill materials for a dam weigh in the order of 138 pounds per cubic foot, and adding progressively higher percentages of cement to as much as 4 sacks of cement to the cubic yard of fill material and using earth fill compaction methods will still result in an earth and cement mixture weighing approximately 140 pounds per cubic foot. As shown in Figure 5, the discrepancy lies in the quantity of air and water filled voids in the mixture. The volume of air and water in mass concrete probably ranges from 10 to 15 percent whereas in earth fill 20 to 30 percent of the volume of the mass is air and water.

In addition to moisture content and the degree of compaction, the important material properties that determine the stability or the resistance of a mass to shearing are density, cohesion, and angle of internal friction. By and large, density is a function of water content and compaction effort, and angle of internal friction is related to the nature and gradation of the fill material, but cohesion can be varied with the cement content. Figure 6 shows the cohesions determined from results of triaxial tests of a number of mass concrete and fill materials, plotted against cement content. The individual materials have great variations in angle of internal friction from 24 to 40°, but the important thing to observe is that fill materials on the average have about 10% of the cohesion of mass concrete, for the same cement content - an order of magnitude different.

Hence, as has long been suspected, earth fill and concrete are two different materials even though derived essentially from the same raw ingredients. The difference lies in the method of compaction, hence in the degree of compaction, leading in turn to large differences in cost.

Together with the discrepancies in material properties and rates of production for earthfill and mass concrete, there is also a quantum jump in cost. Figure 7 shows how costs vary with the quantity of cement for the two types of materials. In the top part of the figure can be seen recent bid costs for mass concrete of a number of

$\{ 138 / \text{pie}^3; \times 16.02 = 2,211 \text{ Kg/m}^3 - \text{terraplen de una presa}$   
 $\{ 140 \quad \quad \quad = 2,243 \quad \text{--- terraplen con 4 sacos/yd}^3$   
 $\{ 153 \quad \quad \quad = 2,451 \quad \text{--- mezclas con 0 cemento}$   
 $\{ 155 \quad \quad \quad = 2,483 \quad \text{--- mezclas con 4 sacos/yd}^3$

concrete dams, and the line shows how costs might be reduced progressively by reducing the amount of cement to zero. Even if there were no cement in the mass concrete, if this is the term that can be used, the mixture would still have considerable cost if it progressed through the production line typical of mass concrete. The lower line is an estimate of the cost in place of cement-enriched earthfill. This is based on cost for the earthfill of \$1.00 per cubic yard and a cost for the cement of \$1.00 per sack with about a 10 percent charge for mixing it with the earthfill. That this charge is not too far out of line can be seen from the plotted points on the diagram which represent the actual costs of the soil cement slope protection at thirty-five dams. Even for such difficult placement on a narrow working face, cost decreases rapidly as volume increases. With the open working area of a fill dam, cost should be as shown by the lower line. The wide space between the two nearly parallel lines is a region that will never be entered until concrete is mixed and placed by radically different methods from those employed at present.

#### The Optimum Gravity Dam

##### Concedidas

Granted the tremendous discrepancy in costs and properties of enriched earthfill materials and leaned-out mass concrete materials, it is readily apparent that there seems great advantage in investigating the possibilities of the enriched soil materials.

empobreci-  
-dos

There have been a limited number of investigations of the effect on cohesion and the angle of internal friction of cement enriched soils. In general, these have shown that the angle of internal friction is relatively unchanged by the addition of cement, but that the cohesion increased proportionately to cement content. As was shown on Fig. 6 this addition to the cohesion of the fill material is by no means as great as the cohesion produced by the same amount of cement in a mass concrete, but it is significantly large, and is large enough to affect the stability of earth dams. Figure 6 summarizes a number of investigations, including quite a variation in the type of earth used. The lower line is representative of the increasing cohesion with cement content for a granular fill material, and is the relationship used in the analysis that follows. Compared with the results of triaxial tests of mass concrete for Dworshak and Ross Dams, cement-enriched fill materials have about one-tenth the cohesion of mass concrete having the same cement content. This is probably the principal result of a more dispersed structure of the fill materials compared to that of the more carefully consolidated mass concrete.

v/10

pg 18

A number of sources are available showing the relationship between the density, cohesion and angle of internal friction of the fill material and the slope and safety of an embankment. As a starting point, plots were used from the Corp of Engineers Design Manual to examine the stability of a symmetrical 200-ft. high dam with a 30-ft. roadway, whose slopes were flattened progressively from 3:1 to 0.5:1, as shown in Figure 8. For a given angle of internal friction and a given safety factor, the required cohesion varies with the slope as shown in Figure 9. For the particular safety factor used, the required slopes would be 3 to 1 for zero cohesion, and the slopes can be made progressively <sup>empirical</sup> steeper if enough cement is added to the fill material to produce the required cohesion shown. Lower safety factors would require less cohesion and less cement. Higher safety factors would require more cohesion and more cement.

medium

problem de

Choice of a safety factor for an actual design will require a great deal of study. It is well known that typical safety factors for the stability of earth dams range around 1.5 and corresponding safety factors for gravity dams are about 4.0. These reflect the plastic behavior of the earth fill materials and the brittle failure phase of concrete. For the sake of argument, and with an eye on the expected behavior of the enriched fill material, a safety factor of 3.0 was used for cement-enriched fill in the discussion that follows.

Accepting these required values of cohesion for the sake of argument, Figure 6 can be used to determine the cement content required for each slope, as shown by Figure 10. These values can then be combined with the costs given in Figure 7 to determine the unit cost of the fill material required for each characteristic shape of dam.

Assuming a 30-ft. wide crest, and the same slopes upstream and downstream, the variation of volume per foot of 200-ft. high dam with the upstream and downstream slopes is shown by Figure 11. For comparison, the volume of a gravity dam is shown as a horizontal dash.

Combining volumes and unit costs for each slope, we can produce the curve shown in Figure 12, which shows how the cost per foot of dam varies with the slope of the upstream and downstream face. It can be seen that the total cost of the dam is relatively unaffected by enriching the fill material in the flatter slope ranges, from 2:1 to 3:1. However, if the slope is steepened to perhaps 1:1 significant economies can be seen. The dam having slopes of 1:1 will cost only about three-quarters that of the dam

having slopes of 3:1. This is not the whole story, of course, as other things being equal, the time to construct the dam having the 1:1 slope should be roughly a third that of the time required to produce the dam having the 3:1 slopes, and significant savings in money tied up in construction plant should be passed on to the cost of construction. It can be seen that the cost of the dam having slopes of 1/2:1, which has about the same volume as a concrete gravity dam of the same height, is only about 60% of the cost of the earth dam with zero cement content. For comparison, it might be mentioned that the cost per foot of a 200-ft. high gravity dam, considering only the cost of the mass concrete and excluding costs of cooling and other items charged for separately, would be on the order of \$15,000 per foot.

### Conclusions

*Barra* A method has been presented here for optimizing the cost of a dam by varying the properties of the material and the shape of the dam to produce the lowest cost water barrier to perform the required task. It is recognized that a number of points require further investigation. Mixing the cement with the fill material should not be a problem. Cement and fill material can be fed continuously from batching conveyors into a rotating pug mill, discharging continuously onto another conveyor belt taking the material to the embankment. Considering the more open structure of this cement-enriched fill, investigation is needed to determine the heat flow problem of this particular type of construction, and where the significant volumetric changes will occur. Special precautions will have to be taken at the upstream and downstream faces of the fill, but one can readily visualize a special machine forming steep compacted windrows at these faces much as machines now extrude compacted asphaltic concrete curbs at the edges of highways. Gordon Ball has already devised a special roller that travels on the top of the embankment and rolls the side slope to prevent ravelling. Since mixing is imperfect, hydration may take place over a much longer period than in comparable mass concrete. Indeed, much of the water for hydration may come from water permeating the mass during service. The effect of this delayed hydration on temperature rise, strength gain, volumetric change, and cracking must be studied. And finally, will cohesion be decreased in any way by water percolating through the mass during its years of service?

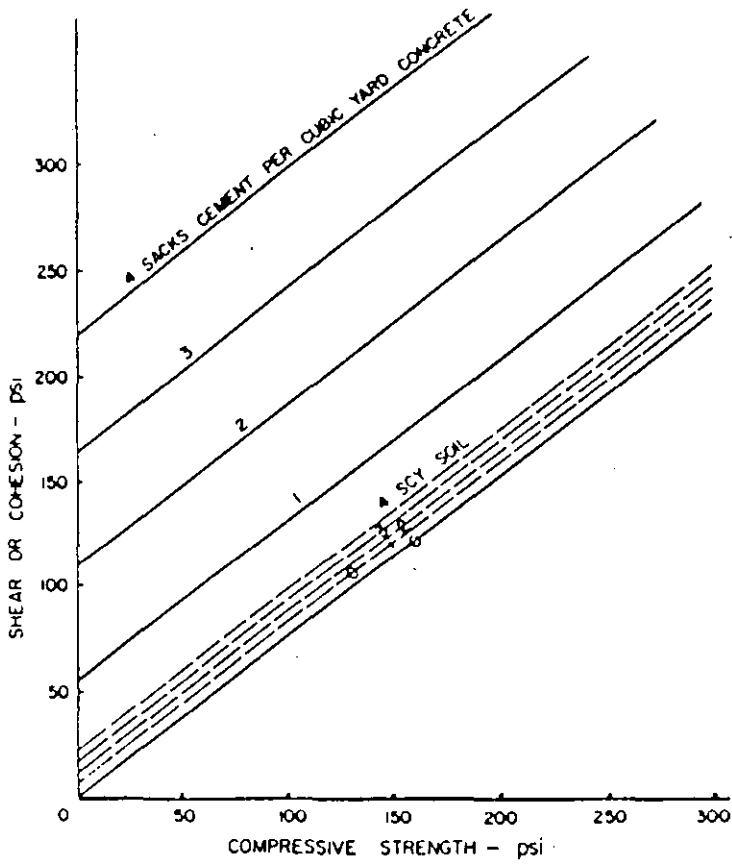
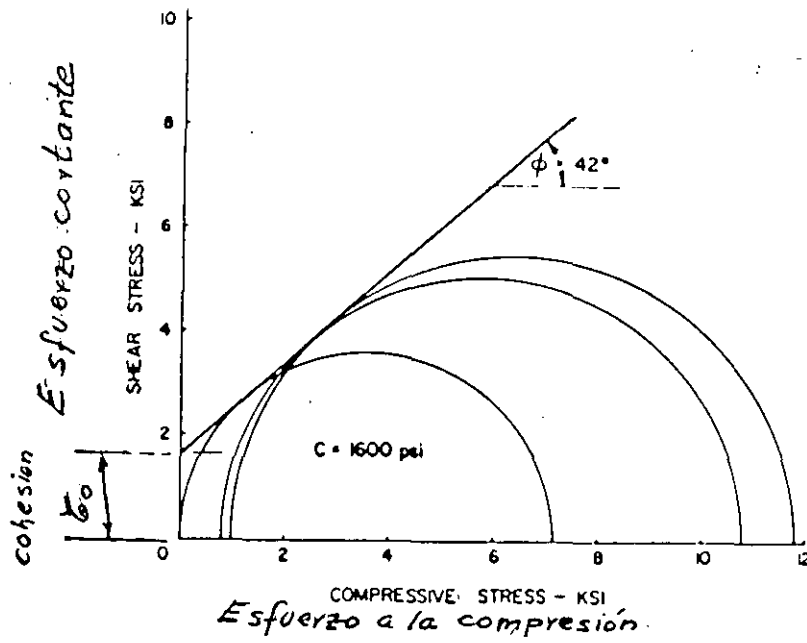
*comellones*  
*desmenu-  
-amiento*

All these questions can be answered with sufficient effort. The potential for savings seems so apparent that the effort should be made.

Bibliography

1. Benkelman, A. C., Kingham, R. Ian, and Schmitt, H. M., "Performance of Treated and Untreated Aggregate Bases," Special Report 73, Highway Research Board, (1962).
2. Catton, Miles D., "Research on the Physical Relations of Soil and Soil-Cement Mixtures," Proceedings, Highway Research Board, Volume 20, (1940).
3. Davidson, D. T., and Bruns, B. W., "Comparison of Type I and Type II Portland Cements for Soil Stabilization," Bulletin 267, Highway Research Board, (1960).
4. Felt, E. J., "Factors Influencing Physical Properties of Soil-Cement Mixtures," Bulletin 108, Highway Research Board, (1955).
5. Felt, E. J., and Abrams, "Strength and Elastic Properties of Compacted Soil-Cement Mixtures," Bulletin D16, Portland Cement Association, (1957).
6. Grimer, F. J., and Ross, N. F., "The Effect of Pulverization on the Quality of Clay Cement," Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, (1957).
7. "Lab Studies Set Coarse Gradation Limits for Soil-Cement," Soil Cement News, No. 84, January, (1966).
8. Leadabrand, J. A., Norling, L. T., and Hurless, A. C., "Soil Series as a Basis for Determining Cement Requirements for Soil-Cement Construction," Bulletin 148, Highway Research Board, (1957).
9. MacLean, D. J., and Sherwood, P. T., "Study of the Occurrence and Effects of Organic Matter in Relation to the Stabilization of Soils with Cement," Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, (1961).

10. Nash, J. K. T. L., Jardine, F. M., and Humphreys, J. D., "The Economic and Physical Feasibility of Soil-Cement Dams," Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 517-521, Vol. II, Canada (1965).
11. Packard, R. G., "Alternate Method for Measuring Freeze-Thaw and Wet-Dry Resistance of Soil-Cement Mixtures," Bulletin 353, Highway Research Board, (1962).
12. Packard, R. B., and Chapman, G. A., "Developments in Durability Testing of Soil-Cement Mixtures," Record Number 36, Highway Research Board, (1963).
13. Robnett, Q. L., and Thompson, M. R., Soil Stabilization Literature Reviews Civil Engineer Studies, Highway Engr. Series No. 34, University of Illinois, Urbana, Illinois, June (1969).
14. Rodea, M., Folque, J., and Esteves, V. P., "The Application of Cement Stabilized Soil in the Construction of Earth Dams," Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 2, pp 701-7 (1961).
15. Shupe, G. M., "Dworshak Dam: Advanced Systems for Producing Aggregates and Placing Concrete," Civil Engineering, March, 1969, p. 35.
16. Soil Cement Construction Handbook, Portland Cement Association (1956).
17. "Soil Cement for Cabrilla Reservoir," Western Construction, Nov. (1969).
18. Soil Cement Laboratory Handbook, Portland Cement Association (1957).
19. "Soil Stabilization with Portland Cement," Bulletin 292, Highway Research Board, (1961).



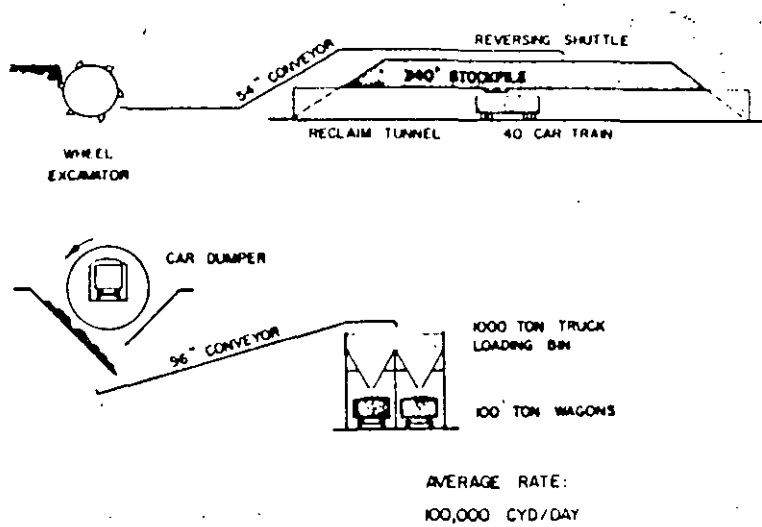


FIG. 3 - FLOW DIAGRAM FOR EARTH DAM

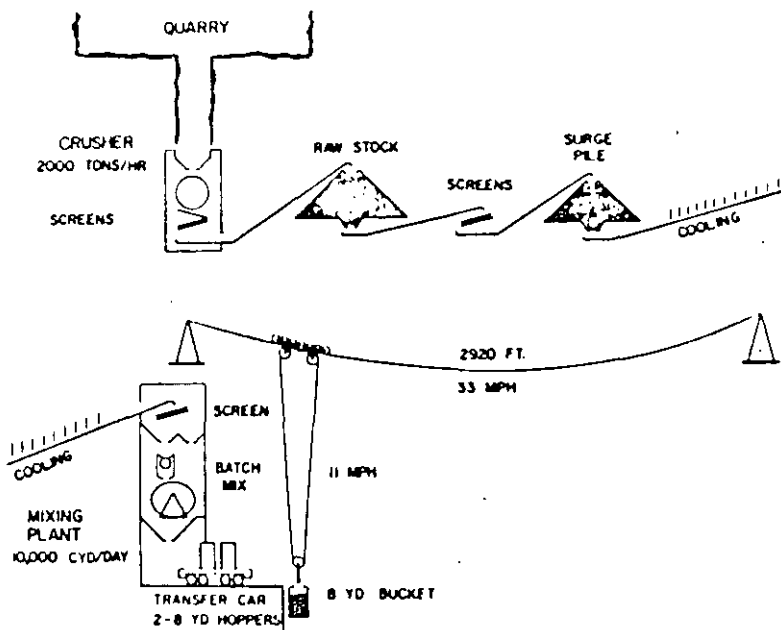


FIG. 4 - FLOW DIAGRAM FOR MASS CONCRETE DAM

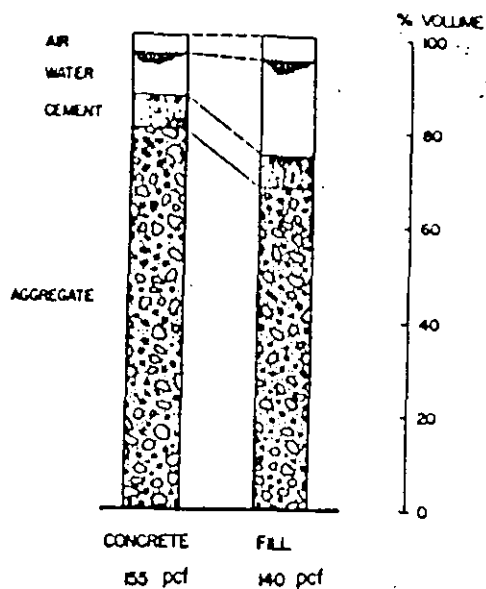


FIG. 5 - RELATIVE VOLUMES OF MATERIALS IN CONCRETE & FILL

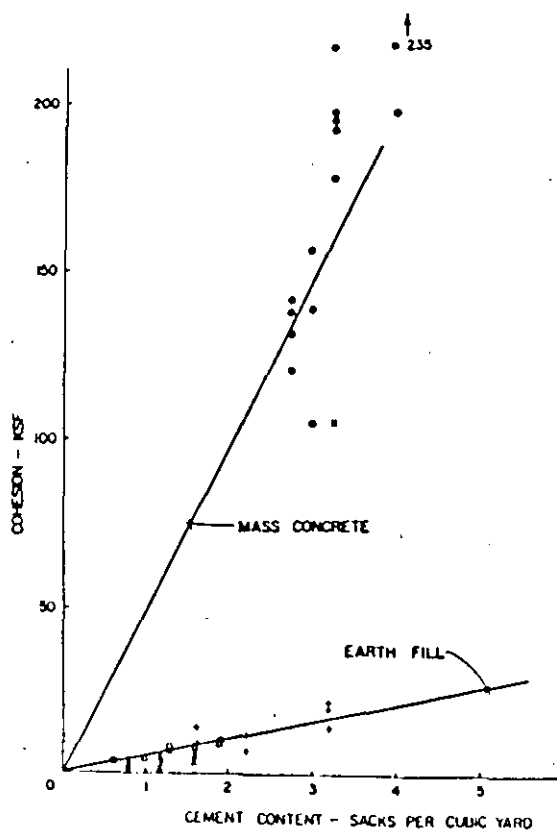


FIG. 6 - COHESION OF CONCRETE & FILL

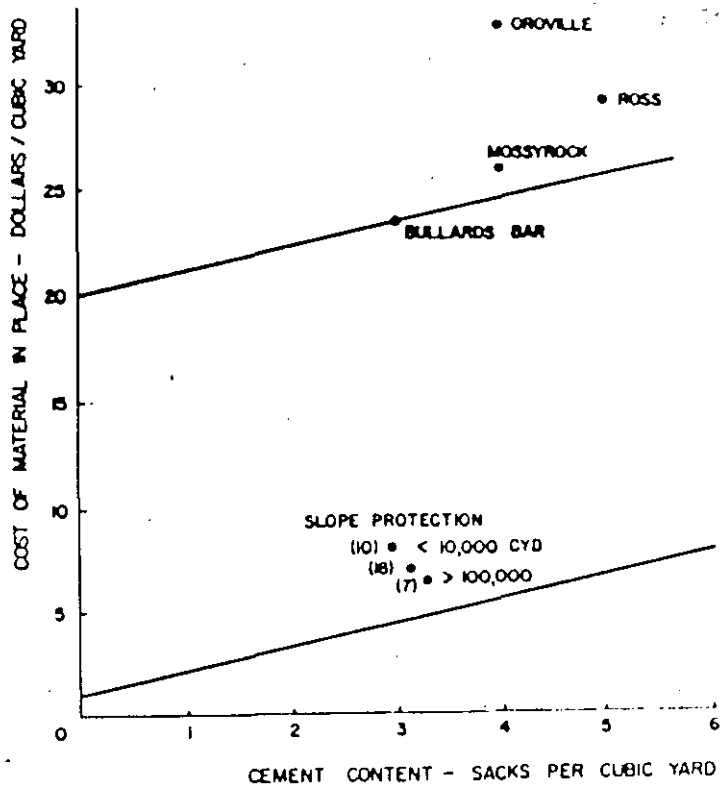


FIG. 7 - EFFECT OF CEMENT CONTENT ON COST

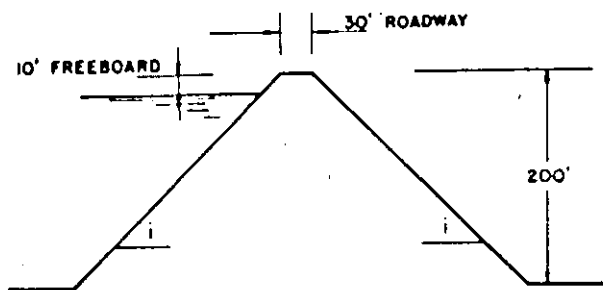


FIG. 8 - DAM SECTION ANALYZED

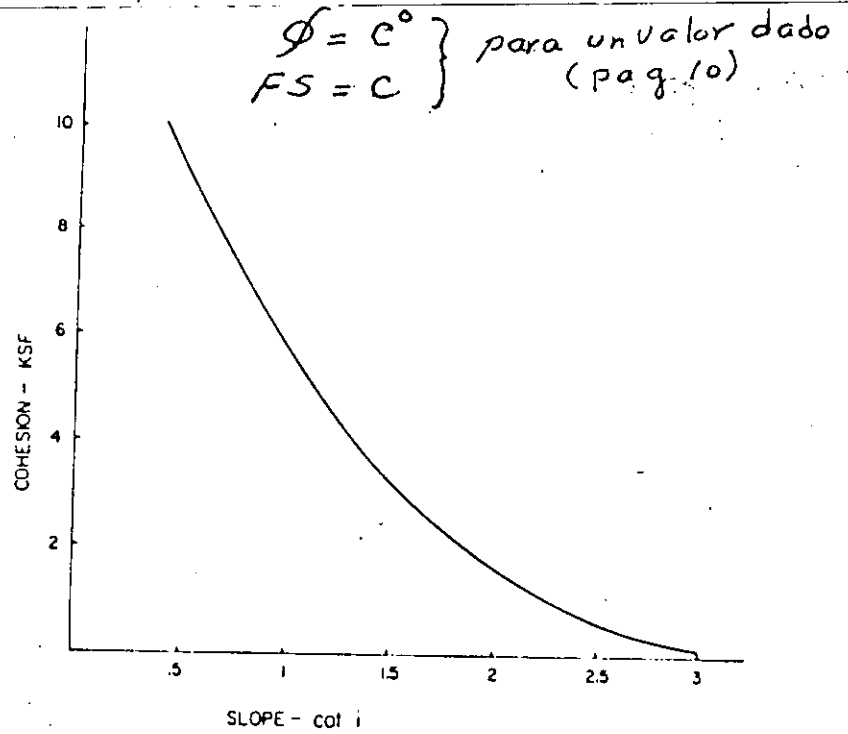


FIG. 9 - VARIATION OF COHESION <sup>requerida</sup> WITH SLOPE

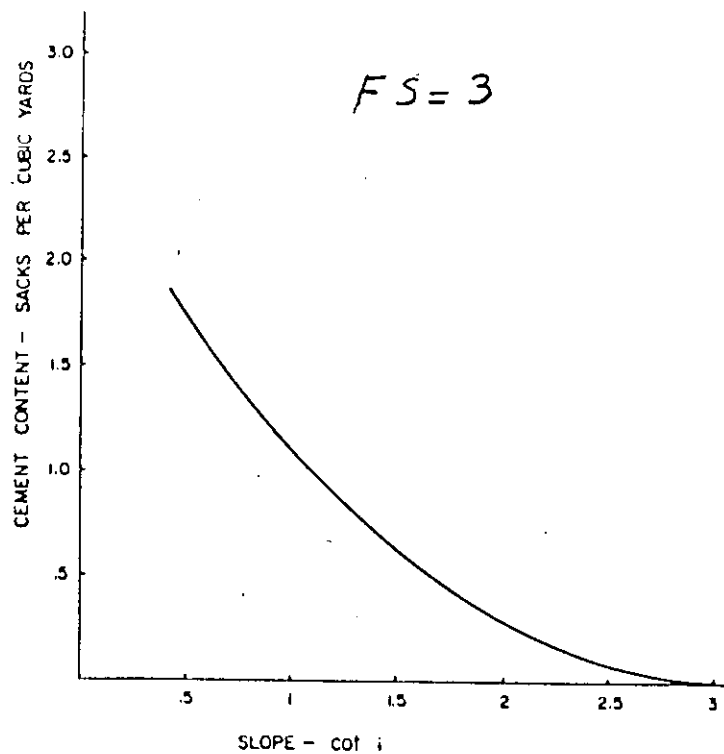


FIG. 10 - VARIATION OF CEMENT CONTENT WITH SLOPE

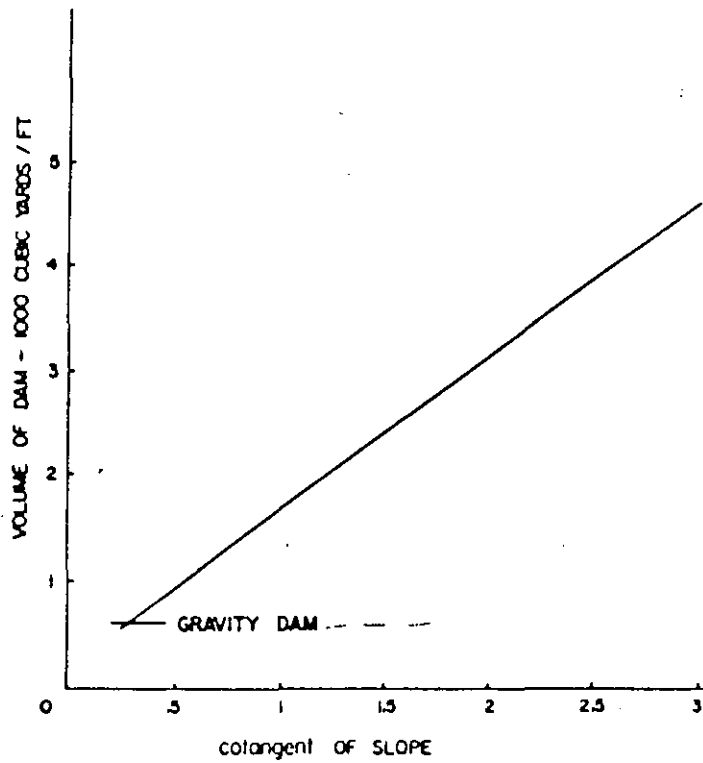


FIG. 11 - VARIATION OF VOLUME WITH SLOPE *para la presa de la figura (8)*

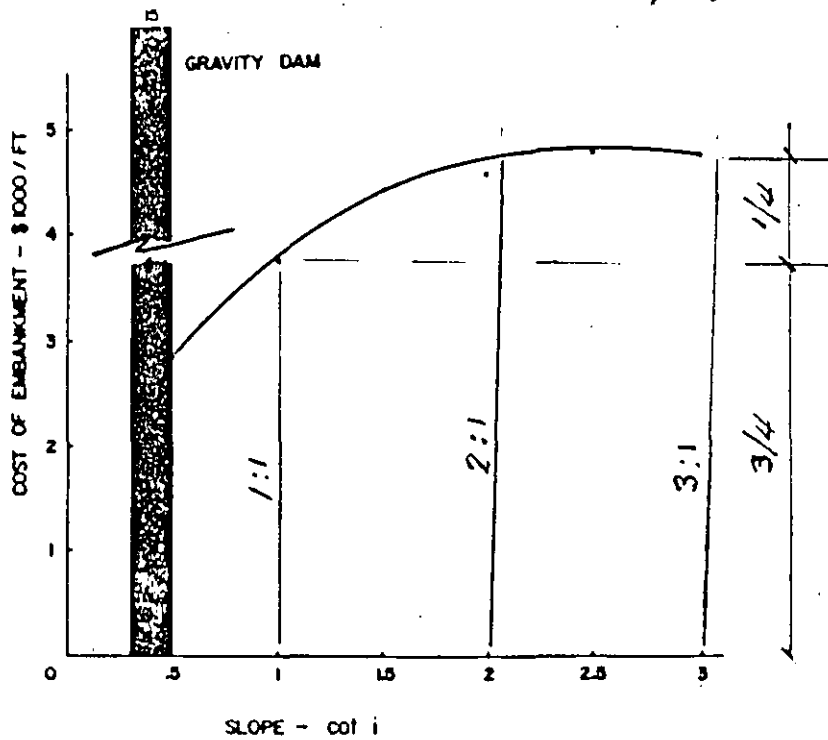


FIG. 12 - EFFECT OF SLOPE ON COST OF DAM

## Optimum Gravity Dam

The Optimum Gravity Dam by J. M. Raphael

### Discussion by Raymond E. Davis<sup>1</sup>

The author is to be congratulated on the scientific and quantitative method that he has presented for the proportions of a gravity concrete dam, with equally sloping upstream and downstream faces that would make continuous construction possible with a minimum volume of concrete. In the paper the author compares the present practice of construction of a large concrete dam in which the mass rate of placement is in the order of 10,000 cu. yd. per day with the practices that are employed in the construction of a rock fill dam such as Oroville, where the rate of placement averaged about 100,000 cu. yd. per day.

The writer as a damned old concrete dam man, who first became concerned with some of the practices of concrete dam construction of the late Thirties and organized and was for years chairman of the ACI Committee on Mass Concrete for Dams, feels that in the United States we have now reached a degree of perfection in quality control with respect to construction practices and the processing of materials that is unnecessarily high. In other words, perhaps we are now making concrete dams in this country that are too good. Certainly they are much more perfect than those to be found in the present-day construction of almost any other country in the world.

The author stresses the advantages of continuous operations as against the batching operations such as have long been in vogue. The writer agrees with the author, but the writer would also stress the importance of reducing the number of operations as also being an important factor in rapid construction. When one thinks of the large number of operations which are involved in the use of aggregates from the raw materials stage to their final resting place in the dam, it makes one's head swim!

*— nadando de cabeza*

The author bases his investigations on the cohesion factors, which is proper, but the writer believes it should be pointed out that the situation is somewhat different when the cement is employed than when one depends upon cohesion which is due simply to compaction. As the cement hydrates, a chemical bond develops, the effects of which the writer believes to be quite different than that due to

---

<sup>1</sup> Read by Panel Member J. A. Veltrop

compaction alone, such as would be the case in the rockfill dam. It seems obvious that a concrete dam built by continuous methods for which the upstream and downstream faces would not be 3 to 1 as is a rockfill dam, but perhaps as steep, or steeper, than 1 to 1, would lead to very large savings in cost over that of the shape of the conventional concrete gravity dam.

The writer's one suggestion would be the employment of a somewhat more conservative estimates of costs, feeling that such a paper should be on the conservative side when we are dealing with costs which are, after all, only estimates.

With many of us who have long been in the dam business, the construction of a gravity dam without transverse contraction joints, without transverse forms, and without construction joints has long been a dream. The writer would now go further, by methods such as Professor Raphael has considered, the writer believes that there is a possibility of building a concrete gravity dam without longitudinal forms. Think what a saving that would be!

Economical methods of construction are almost impossible in a dam which has been designed with a multitude of openings of various sizes and shapes. The writer has in mind the possibility that the continuous construction could be built on a special concrete foundation which would contain a foundation gallery for grouting and drainage, and any other openings which might otherwise be in the body of the dam. Obviously, to take advantage of Professor Raphael's suggestion for continuous placement, we need to have a dam that is without openings. The penstock and spillway sections would need to be built by conventional methods.

Section  
mita

The very lean concrete dam such as Professor Raphael apparently has in mind, would require that the upstream face have an impervious membrane which could be cemented, or in some way attached to the face of the main structure. Also, there might be cases where insulation would need to be provided to prevent deterioration from weathering.

Here we have many problems which could be solved only by an extensive, long-time program of research, such as might be properly undertaken by one or more of the large concrete research laboratories concerned with hydraulic structures, such as the Bureau of Reclamation Laboratory in Denver, or the Corps of Engineers Laboratory in Vicksburg.

(Fue una Proposición que se hizo para HUNTER)

# Oroville Dam

Dueño: Depto. de Recursos del Agua del Estado de California

## Datos Tecnicos

### Generales :

|                                        |                                                                  |
|----------------------------------------|------------------------------------------------------------------|
| Proposito                              | Conserv. del agua, energia, control de inundaciones, recreativo. |
| Localización<br>Edo./Ciudad            | California / Oroville                                            |
| Rio                                    | Feather                                                          |
| Area Cuenca drenada                    | 9,360 Km <sup>2</sup> (3,611 mi <sup>2</sup> )                   |
| Recorrimiento medio<br>anual (danzado) | 4,300 Km <sup>3</sup> (1,500,000 acre-ft)                        |
| Gasto máximo regis-<br>trado           | 7,530 m <sup>3</sup> /s (266,000 ft <sup>3</sup> /s)             |
| Fecha de termina --<br>ción            | 1967                                                             |

### Embalse :

|                 |                                           |
|-----------------|-------------------------------------------|
| Capacidad total | 4,362 Hm <sup>3</sup> (3,538,000 acre-ft) |
| Capacidad útil  | 3,312 Hm <sup>3</sup> (2,686,000 acre-ft) |
| Area            | 6,390 Ha (15,800 acres)                   |

### Presa :

|                                          |                                                         |
|------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| Tipo                                     | Materiales graduados                                    |
| Altura cimentación<br>/del lecho del rio | 234 m (770')/226 m (742')                               |
| Long. de la Corona                       | 1,700 m (5,600 ft)                                      |
| Volumen de la Cor-<br>tina               | 61,000,000 m <sup>3</sup> (80,000,000 yd <sup>3</sup> ) |

### Vertedor :

|                               |                                                                                                  |
|-------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Tipo                          | Controlado con ocho compuertas, ca-<br>nal de emergencia, cimacio libre pa-<br>ra emergencia.    |
| Longitud de Cresta            | 570 m (1871') combinado.                                                                         |
| Capac. Max. de des -<br>carga | 17,700 m <sup>3</sup> /s combinado.                                                              |
| Carga Max.                    | 31.4 m (103') combinado.                                                                         |
| Hidroelectrica                | Dos bocatomas sobre talud, túneles -<br>y tubería a presión y casa de máqui-<br>nas subterránea. |
| Capacidad instalada           | 675 MW                                                                                           |
| Nº y tipo de unidades         | 3 Turbinas francis y 3 francis modi-<br>ficadas turbina-bomba.                                   |
| Carga nominal                 | 198 m (615')                                                                                     |
| Generación max. libre         | 487 m <sup>3</sup> /s (16,900 cfs)                                                               |
| Capacidad de bombeo           | 158 m <sup>3</sup> /s (5,600 cfs)                                                                |

# Ross Dam

Diseño : Depto. de Luz de la Ciudad de Seattle

## Datos Tecnicos

### Generales :

|                               |                                                                                                         |
|-------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Proposito                     | Gen. de energia hidroelectric con -<br>trol de avenidas, riego, etc.                                    |
| Localización<br>Eso. / Ciudad | Washington / Newhalem.                                                                                  |
| Rio                           | Skagit                                                                                                  |
| Area cuenca drenada           | 2,533 Km <sup>2</sup>                                                                                   |
| Gasto max registrado          | 1,800 m <sup>3</sup> /s (Nov. 29/1900)                                                                  |
| Fechas de Construc -<br>ción  | 1937 - 1940 ( 1era. etapa );<br>1946 ( 2da. etapa );<br>1949 ( 3ra. etapa );<br>1952 - 1967 ( energia ) |

### Embalse :

|                 |                       |
|-----------------|-----------------------|
| Capacidad total | 1,710 Hm <sup>3</sup> |
| Capacidad útil  | 1,300 Hm <sup>3</sup> |
| Area            | 4,860 ha.             |

### Cortina :

|                                |                                                                                  |
|--------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|
| Tipo                           | Arco bóveda de concreto de espesor -<br>variable..                               |
| Altura desde la<br>cimentación | 165 m (540 Ft)<br>I - 88.0 m (1940)<br>II - 45.7 m (1946)<br>III - 30.5 m (1949) |

Se había planando una IV etapa de 36.9 m más para una altura total de 201.5 m (661'), pero se abandonó por el tratado con --  
Canadá en 1954.

|                         |                                                              |
|-------------------------|--------------------------------------------------------------|
| Long. de la Co-<br>rona | 380 m (1,246 Ft)                                             |
| Ancho-arriba/Base       | 10 m (33 Ft) / 63 m (208 Ft)                                 |
| Vol. de la cortina      | 695,000 m <sup>3</sup> (909,000 yd <sup>3</sup> de concreto) |

### Vertedor :

|                             |                                                            |
|-----------------------------|------------------------------------------------------------|
| Numero                      | 12 de 6.1m x 5.2m (20 Ft x 20.5 Ft)                        |
| Cap. max. de des -<br>carga | 3,600 m <sup>3</sup> /s (127,000 cfs)                      |
| Valvulas de Salida          | 2 valvulas de 1.8 m (6 Ft) Ø conduc-<br>tos a dos niveles. |
| Cap. max. de des -<br>carga | 240 m <sup>3</sup> /s.                                     |

### Hidroelectrica :

|                       |                                                                                                  |
|-----------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                       | Don tuncles de 7.6 m Ø y 6.7 m de<br>long. con compuertas de ruedas para-<br>tuberías de 4.90 Ø. |
| Capacidad instalada   | 450 MW.                                                                                          |
| Nº y tipo de unidades | 4 turbinas Francis, 1 Newport nueva-<br>y 3 Baldwin.                                             |
| Carga nominal         | 109 m ( 355 Ft ).                                                                                |

# DWORSHAK DAM

Dueño : Distrito de Walla Walla Cuerpo de Ingenieros de la  
Armada de los E.E.U.U.

## Datos Técnicos

### Generales :

|                                  |                                                         |
|----------------------------------|---------------------------------------------------------|
| Propósito                        | Control de inundaciones, energía, sum. de agua potable. |
| Localización<br>Edo./Cd. cercana | Idaho / Orofino.                                        |
| Rio                              | North Fork Clearwater.                                  |
| Area de la cuenca<br>drenada     | 6,320 Km <sup>2</sup> .                                 |
| Gasto max. registrado            | 2,830 m <sup>3</sup> /s.                                |
| Fecha de terminación             | Mzo. 1° de 1973.                                        |

### Embalse :

|                   |                         |
|-------------------|-------------------------|
| Capacidad total   | 4,250 Hm <sup>3</sup> . |
| Capacidad útil    | 2,497 Hm <sup>3</sup> . |
| Area (max.inund.) | 69.2 Km <sup>2</sup> .  |

### Cortina :

|                             |                                                        |
|-----------------------------|--------------------------------------------------------|
| Tipo                        | De Gravedad de eje recto.                              |
| Altura desde la cimentación | 219 m (717 ft)                                         |
| Long. de la Corona          | 1.002 m (3,287 ft)                                     |
| Vol. de Concreto            | 5,025,503 m <sup>3</sup> (6,572,722 yd <sup>3</sup> ). |

### Vertedor :

|                       |                                                               |
|-----------------------|---------------------------------------------------------------|
| Tipo                  | Sección vertedora con comp. radiales con tanque amortiguador. |
| Long. de la Cresta    | 30.5 m (100 ft).                                              |
| Cap. max. de descarga | 4,000 m <sup>3</sup> /s (150,000 ft <sup>3</sup> /s).         |

### Salidas al Rio :

|                        |                                                                      |
|------------------------|----------------------------------------------------------------------|
|                        | 3 cond. rect. a medio nivel de 3.7 m x 5.2 m a traves de la cortina. |
| Gasto max. de descarga | 1,130 m <sup>3</sup> /s (40,000 cfs).                                |

### Hidroelectrica :

|                       |                                                  |
|-----------------------|--------------------------------------------------|
| Tubería de presión    | dos conductos con tubería de 4.7 m y 4 de 5.8 m. |
| Capacidad instalada   | 400 MW (futuros 660 MW).                         |
| N° y tipo de unidades | 3 Turb. Francis 2 de 90 MW y 1 de 220 MW.        |
| Carga nominal         | 170 m (560 ft).                                  |

CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO CCR  
LA PRESA DE GRAVEDAD OPTIMA  
Por el Prof. Jerome M. Raphael (1) F ASCE  
Del Libro Roller Compacted Concrete III ASCE.

El concepto de colocar y compactar concreto de materiales de agregados mezclados con cemento y usando equipos a carriles se ha usado en los principios de la década de los 60s para el corazón de una ataguia de terraplen de 64 m. de altura de la Presa Shihmen en Taiwan. La aplicación, llamada concreto rodillado por su descubridor John Lowe III, fue más tarde exitosamente empleado para reparación en la Presa Tarbela. LA PRESA OPTIMA DE GRAVEDAD, por Jerome M. Raphael Profesor de Ingeniería Civil de la Universidad de California, Berkeley. F. ASCE. Corresponde al notable ingeniero de presas Jerome M. Raphael, ciertamente las ideas sobre el empleo del concreto rodillado en las presas. En su trabajo "La presa de gravedad optima" presentado en la conferencia del ASCE en Asilomar California en 1970 sobre la construcción rápida de presas de concreto donde él propuso el concepto de colocación y compactación de materiales granulares en greña con adición de cemento usando equipos de compactación de terracerías para construir una presa con una sección trapezoidal fué en la tecnología de vanguardia en la construcción de presas de concreto rodillado (CCR) una revolución.

Los conceptos de Jerry Raphael sobre como construir una presa de gravedad de concreto rápidamente y a bajo costo fueron seguidos en los primeros diseños por el Cuerpo de Ingenieros para la Presa Zintel Canyon, una de las primeras Presas propuestas para ser construida enteramente de CCR.

En conexión con la sobre-elevación de la Presa Ross, Washington hasta su última altura de 635' (193.50 M), era necesario determinar las propiedades estructurales del concreto masivo de la presa existente. Por lo tanto fueron perforados desde la corona de la presa hacia abajo hasta una altura de 65' (20 M.), barrenos con la obtención de nucleos. De éstas, un número de especímenes de 19" x 38" (48x96 cm.) cilíndricos fueron hechos y probados en la U. de C. para resistencia a la compresión, a la tensión, cortante, modulo de elasticidad, y deslizamiento (Creep) de los 25 años del concreto viejo. Estos fueron probablemente los especímenes más grandes de concreto masivo que se han probado triaxialmente. La medida grande era necesaria por los agregados de 6" (15 cm.) tal que los resultados de los esfuerzos no se reflejaran indebidamente con la influencia del tamaño de una partícula o de la frontera de un grano. Con algunas ligeras modificaciones, y un gran trato de suerte, las instalaciones de pruebas de la Universidad de California fueron usadas para las pruebas triaxiales.

Seis cilindros fueron probados, dos para cada presión lateral de cero, 750 y 950 psi (0, 53 y 67 Kg./cm<sup>2</sup>). Como se suponía, el concreto tenía gran resistencia. Bajo condiciones normales de carga y sin presión lateral, el concreto tenía en promedio una resistencia a la compresión de 7200 psi (505.5 Kg./cm<sup>2</sup>). Con el soporte de la presión lateral de 950 psi (67 Kg./cm<sup>2</sup>), el concreto tenía una resistencia última a la compresión de 12,000 psi (842.6 Kg./cm<sup>2</sup>).

El diagrama de Mohr dibujado en la Fig. 1 muestra tres círculos promediando las resultados de cada tres pares de cilindros probados. Muestran que el concreto tiene una resistencia al cortante de 1600 psi (112.3 kg/cm<sup>2</sup>), y un ángulo de fricción interna,  $\phi$ , de 42°. Este ángulo tomado desde la envolvente de Mohr se corroboró por un espécimen el cual falló diagonalmente en corte en la máxima carga a un ángulo de 68° con el plano transversal.

El ángulo de fricción interna medido en la Presa Ross es casi exactamente el mismo que el ángulo de fricción interna del respaldo de material de la Presa Oroville una presa de tierra y enrocamiento que utilizó gravas del río trabajadas por el dragado del oro en el fondo del valle cerca de Oroville, California. En realidad, ambos agregados que derivaron de fuentes algunas 700 millas (1126 kms.) separadas, vienen de condiciones geológicas notablemente similares. Ambas son gravas duras redondeadas graníticas derivadas esencialmente de montañas de granito masico, una en la sierra Nevada y la otra en Cascade Range.

Esta similitud de los ángulos de fricción interna del concreto y de las gravas consolidadas permiten a la siguiente especulación: ¿Son el concreto y el pedraplén simplemente dos extremos de toda una clase de materiales con variación en el grado de cohesión, dependiendo en la cantidad relativa de materiales cementantes?.

El siguiente paso en este orden de ideas es simple:

La resistencia última a la falla de ambas presas de gravedad de concreto y presas de enrocamiento es la estabilidad de la masa, en la que la fuerza de gravedad juega una gran parte. ¿Podría ser que las presas de gravedad de concreto con sus volúmenes pequeños de concreto costoso, y las presas de enrocamiento con sus volúmenes grandes de material de relleno barato son simplemente los puntos extremos de toda una clase de presas de gravedad variando continuamente desde la una hasta la otra? Como una primera aproximación, se podría postular que la presa de gravedad óptima podría tener un volumen intermedio entre la presa de gravedad de concreto y la presa de enrocamiento y hecha de un material con un contenido de cemento intermedio entre ésta de contenido de cemento cero de la presa de tierra y enrocamiento y la de contenido de cemento máximo de la presa de gravedad de concreto. Esta ponencia describe la investigación para la presa de gravedad óptima.

#### PRIMERA APROXIMACION- EL ESPECTRO CONTINUO. (FIG. 2)

La primera idea a ser examinada es si un espectro continuo de materiales puede ser postulado entre concreto masivo de un lado y el pedraplén del otro.

Esta idea será examinada desde el punto de vista de producción y de las propiedades de los materiales.

26

La Figura 3 muestra el diagrama de flujo para la construcción de la presa de tierra y enrocamiento de Oroville, equipada para una producción promedio de 5700 Tons. por hora, o más de una y media tonelada por segundo. Una excavadora de rueda de conijlones excava la materia prima directamente desde el terreno a un transportador de banda de campo de 54" (1.37 m.) de ancho que mueve el material aproximadamente 3 millas (4.8 Km.) a un gran almacenamiento apilado a través del cual corre un túnel de recuperación con diez compuertas automáticas. Cuarenta trenes de carros fueron cargados de diez carros a la vez en éste túnel de recuperación, el total de operaciones tomando aproximadamente 14 minutos. El tren se movía cerca de 20 millas (32 Km.) a una estación de carga consistiendo de un empujador automático de trenes y un sistema de volteo de rotación capaz de voltear dos carros a la vez.

De ahí los materiales son movidos a través de una serie de transportadores a una tolva para camiones de 1000 ton. de capacidad capaz de cargar 2 vagones de llantas de 100 ton. de capacidad simultaneamente. Un número suficiente de estos vagones fue provisto para mover el material continuamente hasta el punto de depósito en la presa.

Los montones sobre la presa fueron entonces extendidos por un dozer y compactados por un rodillo vibratorio. La producción diaria de este trabajo fue de 100,000 yardas cúbicas (76,460 m<sup>3</sup>) y el precio de contrato para el material colocado en la presa fue de 79 ¢ de dolar por yarda cúbica (103 /m<sup>3</sup>) Se colocó un volumen de 80 millones de yd<sup>3</sup> (61 millones de m<sup>3</sup>) (pag 866) y se terminó en 1967.

La figura 4 muestra el diagrama de flujo para la producción de concreto masivo en la Presa DWORSHAK una presa gravedad de alta producción de concreto. La roca excavada en una cantera es cargada a camiones y volcada en el centro de la cantera en una lumbrera que la lleva a los molinos de trituración, moviéndose desde ahí por bandas transportadoras a una pila de almacenamiento y por otro transportador de banda a la parte superior de la planta mezcladora de concreto donde es lavada y separada en tamaños. Desde ahí cada tamaño es separadamente revuelta y combinada con cemento y agua en mezcladoras. De ahí el concreto es movido en carros de transferencia equipados con dos tolvas de ocho yardas cúbicas en un estribo repartidor donde es volcado en el interior de cubos de 8 yardas cúbicas (6 m<sup>3</sup>), elevado por un cable via, y llevados a las cimbras. Después que el concreto es depositado, se consolida por medio de vibradores manuales. Cada cubo tiene un recorrido redondo de una milla. La tasa de producción diaria para este trabajo ha sido de 10,000 yd<sup>3</sup> (7646 m<sup>3</sup>).

Es facil ver que hay un orden de magnitud decimal de diferencia (1/10) entre el rendimiento de producción de terracerias respecto de los materiales de concreto. Incrementando el redimiento de producción de los materiales para concreto, es por supuesto el principal tema de esta conferencia.

h?

Se sugiere con firmeza aquí, que la principal diferencia en los rendimientos de producción de los dos materiales ESTÁ EN EL FLUJO CONTINUO DE LOS MATERIALES PARA TERRAPLEN Y EN EL FLUJO INTERRUPTIDO DE LAS REVOLTURAS DE CONCRETO.

Si el concreto masivo pudiera producirse, revolverse, transportarse, depositarse y compactarse en una operación continua, sería posible aproximarse a los altos redimientos de producción de los materiales de tierra.

Amplias discrepancias pueden también encontrarse en los materiales mismos. Iniciando con un concreto masivo típico, digamos de 4 sacos de cemento por yd<sup>3</sup> y con un peso volumétrico de tal vez 155 lb/pie<sup>3</sup> (2483 kg/m<sup>3</sup>), una serie de mezclas se pueden diseñar progresivamente con menos cemento hasta poner cero contenido de cemento, cuyo peso aun sería de cerca de 153 lb/pie<sup>3</sup> (2451 kg/m<sup>3</sup>).

En realidad la Oficina de Reclamación y la Universidad de California usaron tales mezclas sin cemento desde hace muchos años para estudiar las vibraciones del concreto.

Los materiales de terracerías para una presa, pesan del orden de 138 lb/pie<sup>3</sup> (2,211 kg/m<sup>3</sup>), y añadiendo progresivamente porcentajes más altos de cemento tanto como 4 sacos de cemento en una yd<sup>3</sup> de material de relleno y empleando los 3 métodos de compactación para estos materiales que resultará en una mezcla de tierra y cemento pesando aproximadamente 140 lb/pie<sup>3</sup> (2243kg/m<sup>3</sup>).

Como se muestra en la Fig. 5, la discrepancia está en la cantidad de aire y agua rellenando vacíos en la mezcla.

El volumen de aire y agua en el concreto masivo probablemente anda en el rango de 10 a 15 por ciento y en el de pedraplén de 20 a 30 por ciento del volumen de la masa es aire y agua.

En adición al contenido de humedad y al grado de compactación, la propiedad importante del material que determina la estabilidad o la resistencia de una masa al cortante son la densidad, cohesión, y el ángulo de fricción interna. En general la densidad es una función del contenido de agua y por la compactación, y el ángulo de fricción interna se relaciona a la naturaleza y graduación del material de relleno, pero la cohesión puede variar con el contenido de cemento. La Figura 6 muestra las cohesiones determinadas de los resultados de las pruebas triaxiales de un número de concreto masivo y materiales de relleno, graficados contra el contenido de cemento. Los materiales individuales tienen grandes variaciones en el Angulo de Fricción interna desde 24 a 40°, pero la cosa importante a observar es que los materiales de relleno en promedio tienen cerca de 10% de la cohesión del concreto masivo, para el mismo contenido de cemento—un orden de magnitud decimal diferente.

48

De aquí, como se ha ya sospechado, el relleno de tierra y el concreto son dos materiales diferentes aun cuando derivados esencialmente de los mismos ingredientes naturales. La diferencia está en el metodo de compactación, y de ésto del grado de compactación, teniendose en cambio una gran diferencia en costo.

Junto con las discrepancias en la propiedad de los materiales y rendimientos de producción de relleno de tierra y concreto masivo, hay tambien un quantum de salto en costo.

La Figura 7 muestra como los costos varían con la cantidad de cemento para los dos tipos de materiales. En la parte superior de la figura puede verse costos recientes en contratos para concreto masivo de un número de presas de concreto, y la línea muestra como los costos podrían ser reducidos progresivamente por reducción de la cantidad de cemento hasta cero. Aun si no hubiera cemento en el concreto masivo, si este es el término que pueda ser empleado, la mezcla aún tendría costo considerable si se progresa a través de la línea de producción típica del concreto masivo.

La línea de mas abajo es una estimación de los costos en la colocación de rellenos de tierra enriquecidos con cemento.

Estos están basados en costos para los rellenos de tierra de \$1.00 dolar por yarda cúbica y un costo para el cemento de \$1.00 dolar por saco con aproximadamente un 10 por ciento de cargo por mezclado de el relleno de tierra. Este cargo no es demasiado lejos de la línea que se ve de los puntos del dibujo en el diagrama que representa los costos reales del talud de protección de suelo-cemento en 35 presas. Aún para tales dificultades de colocación en una cara de trabajo angostos, los costos se decremantan rápidamente como se incrementa el volumen.

Con el area de trabajo abierta de una presa de tierra, los costos serían como se muestra por la línea de mas abajo.

El espacio amplio entre las dos líneas cercanamente paralelas es una región que nunca será tenida por el concreto mientras sea mezclado y colocado por métodos radicalmente diferentes de aquellos empleados en el presente.

#### LA PRESA DE GRAVEDAD OPTIMA.

Concedidas las tremendas discrepancias en los costos y propiedades las tremendas discrepancias en los costos y propiedades de los materiales enriquecidos en rellenos de tierra y los materiales empobrecidos del concreto masivo, en seguida es aparente que hay parecer de grandes ventajas investigando las posibilidades del inriquecimiento de los materiales de suelo.

Se ha tenido un número limitado de investigaciones del efecto sobre cohesión y el ángulo de fricción interna de suelos enriquecidos con cemento. En general, estas han mostrado que el ángulo de fricción interna queda relativamente sin cambio por la adición de cemento, pero que la cohesión se incrementa proporcionalmente al contenido de cemento. Como se muestra en la figura 6, esta adición a la cohesión de los materiales de relleno es de ningún modo tan grande como la cohesión producida por la misma cantidad de cemento en un concreto masivo, pero es significativamente grande, y es suficientemente grande para efectuar la estabilidad de las presas de tierra.- La Figura 6 resume un número de investigaciones, incluyendo enteramente una variación en el tipo de terraplenes usados. La línea de más abajo es representativa del incremento de cohesión con el contenido de cemento para un relleno de material granular, y es la relación usada en el análisis que sigue. Comparado con los resultados de las pruebas triaxiales del concreto masivo para las presas Dworshak y Ross, rellenos de materiales enriquecidos con cemento tienen cerca de un décimo la cohesión del concreto masivo teniendo el mismo contenido de cemento. Esto es probablemente el principal resultado de las mas dispersas estructuras de los materiales de relleno comparados a los concretos masivos mas cuidadosamente consolidados.

Un número de fuentes estan disponibles mostrando las relaciones entre la densidad, cohesión y ángulo de fricción interna de los materiales de relleno con los taludes y seguridad de un terraplen. Como un punto de inicio los gráficos fueron empleados por el cuerpo de Ingenieros en su manual de diseño para examinar la estabilidad de una presa simétrica de 200' (61 M.) de altura, con una corona de 30' (9.15 m), cuyos taludes se fueron parando progresivamente desde 3:1 a 0.5:1, como se muestra en la Fig. 8. Para un ángulo de fricción interna dado y también un factor de seguridad, la cohesión requerida varia con los taludes como se muestra en la figura 9. Para el factor de seguridad en particular empleado, los taludes requeridos deberán ser 3:1 para cohesión cero, y los taludes pueden hacerse progresivamente más parados si se añade suficiente cemento al material del relleno para producir la cohesión requerida mostrada. Para factores de seguridad más bajos se requerirá menos cohesión y menos cemento. ALTOS FACTORES DE SEGURIDAD REQUIEREN MAS COHESION Y MAS CEMENTO.

La selección de un factor de seguridad para un diseño real requiere mucho estudio. Es bien conocido que factor de seguridad típicos para la estabilidad de presas de tierra está alrededor de 1.5 y correspondientemente el factor de seguridad para las presas de gravedad son aproximadamente 4.0. Esto refleja el comportamiento plástico de los materiales de los rellenos de tierra y lo frágil en la fase de falla del concreto. Por motivo de este argumento, y con un ojo en el comportamiento esperado de los materiales de relleno enriquecidos con cemento, un factor de seguridad de 3.0, fué empleado para rellenos con cemento enriquecido en la discusión siguiente.

Aceptando estos valores requeridos de cohesión por los motivos argumentados, La figura 6 puede emplearse para determinar el contenido de cemento requerido para cada talud, como se muestra en La figura 10. Estos valores se pueden entonces combinar con los costos dados en la figura 7 para determinar el costo unitario de los materiales de relleno requeridos para cada forma característica de la presa.

Considerando una corona de 30' (9.14 m.), y taludes iguales aguas arriba y abajo, la variación de volumen por pie de una presa de 200' (61 m.), de altura con los taludes aguas arriba y abajo, se muestra en La figura 11. Por comparación, el volumen de una presa gravedad se muestra con una línea horizontal punteada.

Combinando volúmenes y costos unitarios para cada talud, producimos la curva mostrada en La figura 12, la cual indica como el costo por pie de longitud de presa varía con los taludes de las caras de aguas arriba y abajo. Se puede ver que el costo total de la presa no se afecta relativamente por el enriquecimiento del material de relleno en los taludes tendidos en el rango de 2:1 a 3:1.

Sin embargo, si el talud es parado a tal vez 1:1 se puede ver una economía significativa. La presa teniendo taludes de 1:1 solamente costará cerca de 3/4 que la presa que tiene taludes de 3:1. Esto no es todo el cuento, por supuesto, así otras cosas siendo iguales, el tiempo para construir la presa de taludes 1:1 debe ser gruesamente 1/3 que el tiempo requerido para producir la presa de taludes 3:1, y ahorros significativos en dinero envuelto en la construcción de la planta que se pasa a los costos de construcción. Se puede ver que el costo de la presa de taludes 0.5:1 la cual tiene aproximadamente el mismo volumen de una presa gravedad de concreto de la misma altura, es sólo cerca del 60 % del costo de la presa de tierra con cero contenido de cemento.

Para comparación, se podría mencionar que el costo por pie de longitud de una presa gravedad de concreto de 200' (61 m) de altura, considerando sólo el costo del concreto masivo y excluyendo los costos de enfriamiento y otros conceptos cargados por separado, sería del orden de \$ 15,000 U.S.D. por pie de longitud de presa (1970).

#### CONCLUSIONES.-

Se ha presentado aquí un método para optimizar los costos de una presa variando las propiedades de los materiales y la forma de la presa para producir el más bajo costo, para realizar la tarea requerida de poner una barrera al agua.

Se reconoce que se requiere un número de puntos más de investigación. El mezclado del cemento con los materiales de relleno no debe ser un problema. El cemento y los materiales de relleno se pueden alimentar continuamente desde los transportadores de revoltura dentro de un amasador de rotación (pugmill) descargando continuamente sobre otra banda transportadora llevándose el material al terraplen. Considerando que la estructura es más abierta para estos rellenos de cemento enriquecido, es necesario investigar la determinación del problema del flujo de calor para este tipo de construcción particular, y donde pueda ocurrir un cambio volumétrico importante. Se deberán tomar precauciones especiales en los taludes de aguas arriba y abajo de el relleno, para que se pueda visualizar rápidamente una maquina especial que forme camellones compactados inclinados en estas caras como las máquinas que ahora resaltan el encintado en el concreto asfáltico compactado en los extremos de las autopistas. Gardon Ball tiene ya un artefacto con un rodillo especial que viaja en la parte superior del terraplén y rueda a los lados el talud para prevenir desmoronamientos. Ya que el mezclado es imperfecto, la hidratación en el lugar de colocación puede llevarse mas tiempo que en comparación con el del concreto masivo.

Indudablemente mucho del agua de hidratación puede venir del agua penetrando la masa durante el servicio. El efecto de esta hidratación retrasada en la elevación de la temperatura, resistencia ganada, cambios volumétricos, y agrietamiento deben ser estudiados. Y finalmente ¿Cómo decreserá la cohesión en cualquier forma por el agua percolada a través de la masa durante los años de servicio?. todas estas cuestiones pueden ser contestadas con suficiente dedicación. El ahorro potencial parece así aparente, que el esfuerzo se debe hacer.

#### DISCUSION POR RAYMOND E. DAVIS.

El autor se congratula de los metodos científicos y cualitativos que ha presentado el profesor Jerome M. Raphael, para las proporciones de una presa gravedad de concreto, con taludes iguales aguas arriba y abajo que podría hacer posible la construcción continua con un volumen mínimo de concreto. En la ponencia el autor compara la práctica presente de construcción de una presa grande de concreto en la que el rendimiento masivo de colocación es del orden de 10,000 yd<sup>3</sup> por día, con las prácticas que son empleadas en la construcción de una presa de enrocamiento tal como la de OROVILLE, donde el rendimiento de colocación promedio cerca de 100,000 yd<sup>3</sup>/día. (76,460 m<sup>3</sup>/día).

El escritor como una demanda de un hombre viejo en presas, quien primero llego a estar con la concierne con algunas de las prácticas anteriores en la construcción de presas de los últimos treinta años y organizó y fué por muchos años jefe del comite del ACI sobre los concretos masivos para presas, sintiendo que en los EE.UU. ahora hemos alcanzado un grado de perfección en el control de calidad con respecto a las practicas de construcción y el procesamiento de materiales que es innecesariamente alto. En otras palabras, tal vez nosotros ahora fabricamos concreto para las presas en este país que son demasiado buenas. Ciertamente ella son mucho más perfectos que aquellas que se encuentran hoy en construcción de entre cualquier otro país del mundo.

El autor acentúa en las ventajas de las operaciones continuas contra las operaciones de revoltura tal como se ha tenido largamente en boga. El que escribe está de acuerdo con el autor, pero tambien hace hicapie en la importancia de reducir el número de operaciones siendo esto, un importante factor en la construcción rápida. Entonces se piensa en el número grande de operaciones que son involucradas en el uso de agregados desde la etapa de materiales naturales a su lugar final en la presa, ¡Es nadar uno de cabeza!.

El autor basa sus investigaciones en los factores de cohesión, lo cual es propio, pero el que escribe piensa se debiera puntualizar además que la situación es algunas veces diferente cuando el cemento es empleado, que cuando uno depende de la cohesión, que es debida simplemente a la compactación. Como el cemento se hidrata, una unión química se desarrolla, cuyos efectos el escritor piensa sean enteramente diferentes que cuando es debido a la sola compactación, tal como sería el caso en una presa de enrocamiento. Parece obvio que una presa de concreto construida por métodos continuos para los que las caras de aguas arriba y abajo no es 3:1 como lo son en una presa de enrocamiento, sino tal vez tan escarpado, o mas escarpado que 1:1, dejaría ahorros muy grandes en costos sobre los de la forma de la presa de gravedad convencional.

Una sugerencia del que escribe sería el empleo de algo mas conservador en la estimación de costos, sintiendo que tal ponencia sería del lado conservador cuando estamos tratando con costos que son, después de todo, solamente estimaciones.

Con mucho, de quienes hemos estado bastante en el negocio de las presas, la construcción de una presa de gravedad sin juntas de construcción transversal, sin formas transversales y sin juntas de construcción ha sido largamente soñado.

El que habla, ahora irá mas lejos, por métodos tales como los del Profesor Raphael ha considerado, el suscrito piensa, que hay una posibilidad de construir una presa de gravedad de concreto sin formas longitudinales. ¡Pienso que habría un ahorro!.

Metodos económicos de construcción son casi imposibles en una presa que ha sido diseñada con una multitud de aberturas de varios tamaños y formas. El suscrito tiene en mente la posibilidad que la construcción continua sería construir sobre una cimentación especial de concreto la cual contendría una galería para inyectado y drenaje de la cimentación, y cualquier otra abertura que de otra manera estara en el cuerpo de la presa. Obviamente para tomar ventaja de las sugerencias del Profesor Raphael para colocación continua, necesitamos tener una presa sin esas aberturas. Las tuberías de presión y sección vertedora necesitarían ser construidas por metodos convencionales.

Una presa de concreto pobre tal como el Profesor Raphael tiene en mente, requerirá que el talud de aguas arriba tenga una membrana impermeable la cual podría ser cementada, o en alguna forma fijada al talud de la estructura principal. También podría ser el caso donde se necesitaria prever un aislante para prevenir deterioración del intemperismo.

Aquí tenemos muchos problemas que se podrian resolver solamente por un programa extensivo a largo plazo de investigación, tal como podría ser propiamente emprender por uno o mas de los grandes laboratorios de investigación del concreto concernientes con estructuras hidráulicas, tales como los laboratorios del Bureau de Reclamation en Denver, Col. o de los laboratorios del Cuerpo de Ingenieros en Vicksburg.

#### BIOGRAFIA DEL PROFESOR EMERITO DE INGENIERIA CIVIL, JEROME M. RAPHAEL.

(1912 - 1989)

Nació el 6 de junio de 1912 en Boston Massachusetts. Después de terminados sus estudios de bachiller en ingeniería civil en el Instituto Tecnológico de Massachusetts en 1934, él apoyó el programa en emprender el grado de Maestro.

Su tesis fué sobre el tópico de las propiedades estructurales del concreto de cemento Portland.

El ingresó como empleado en su selección de campo en 1935, iniciando en el Cuerpo de Ingenieros el desarrollo de los procedimientos de instrumentación para la medición de esfuerzos en la presa Tygart, una presa grande de gravedad de concreto, a la sazón en construcción en el oeste de Virginia. Después que se terminó este proyecto se unió al Bureau of Reclamation de los EE.UU. donde sus primeros trabajos fueron sobre el desarrollo de un programa de instrumentación para medir el comportamiento de la Presa Shasta, California. La culminación de estos trabajos, después de años de estudio de medir el comportamiento de la estructura, fue un documento publicado en 1953 en el Transactions de ASCE titulado "El desarrollo de esfuerzos en la Presa Shasta" Calif. Le fué concedida la prestigiosa medalla Moissieff del ASCE por éste notable trabajo que proveló nuevos conocimientos de tales presas mayores de gravedad, ajustadas a sus cargas.

En 1953, el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de California, Berkeley lo reclutó para llenar el vacío dejado por Profesor retirado R.E. Davis. El había enseñado y hecho trabajos de investigación en relación a la tecnología del concreto con énfasis en concretos de presas.

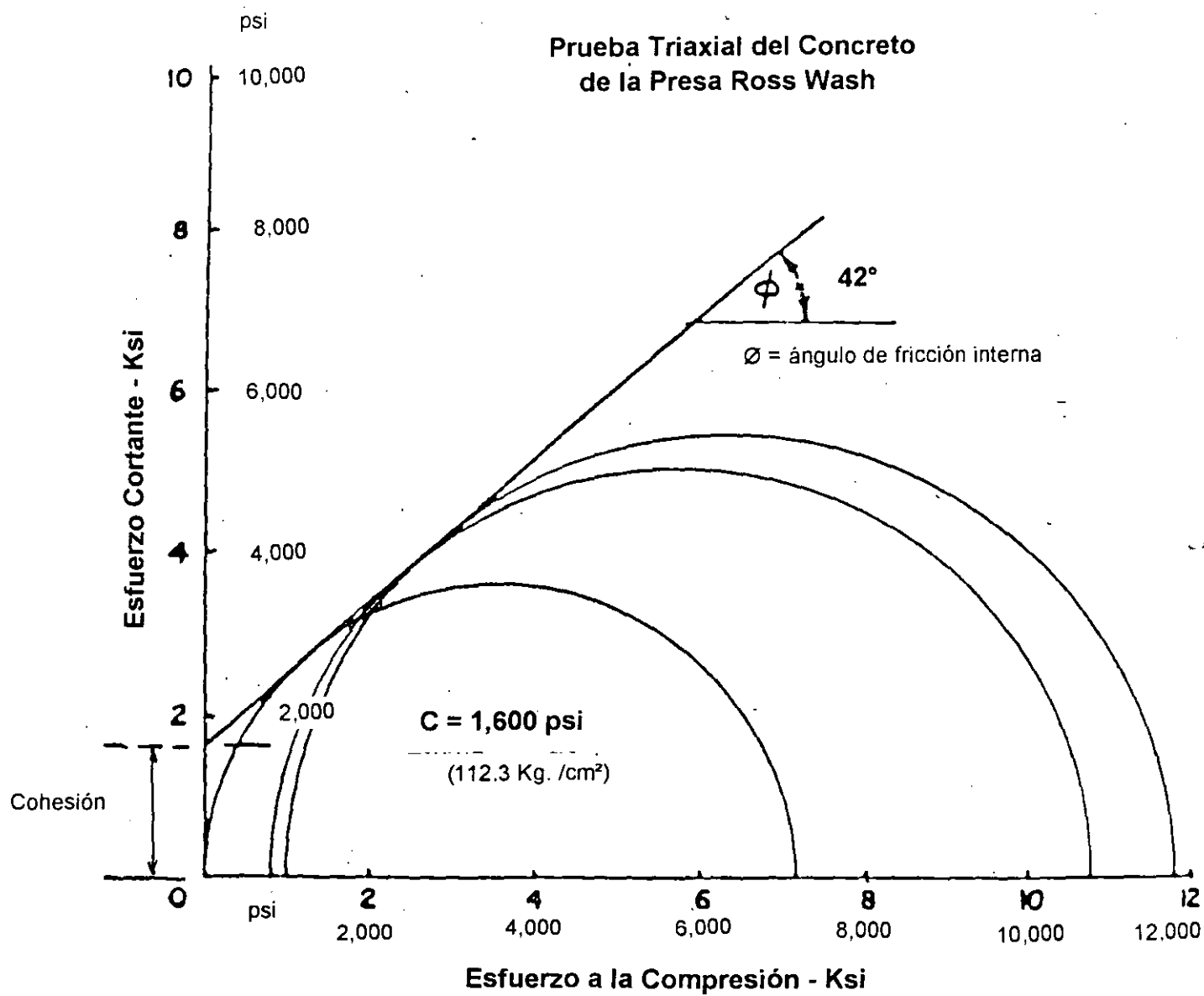
Durante sus 26 años con la Universidad de California, Berkeley, hasta su retiro en 1979 hizo muchas contribuciones a los programas de enseñanza en Ingeniería Estructural, Mecánica Estructural.

La parte substancial de investigación en la tecnología del concreto de presas que el produjo le ganó a él un sólido lugar entre sus colegas de profesión, tanto en EE.UU. como internacionalmente.

El permaneció activo después de su retiro contribuyendo con su experiencia única en numerosas juntas en revisión de diseño de presas hasta su muerte a causa de un ataque cardíaco en abril 30 de 1989.

También participo entre los años de 1968 a 1975 en el buro de consulta de la presa alta Ross. Su penetración y entendimiento de los problemas involucrados en el diseño de las sobre-elevaciones de esta presa alta de 540' (165 m.) en arco, para otros 125' (38 m.) fué muy ilustrativa y alentadora para fijarse cuidadosamente en los concretos de presas. El fué una autoridad en la construcción y en las pruebas físicas de estructuras de pequeña escala de modelo de presas y de un programa de pruebas en modelos estructurales a la compresión de la Presa alta de Ross, llevadas bajo su dirección en la Universidad de California de Berkeley.

En este mismo tiempo el método de elementos finitos con la capacidad de manejar problemas en tres dimensiones fue precisamente llevado adelante por él auxiliado con sus pioneros análisis de presas en arco. Otra importante contribución hecha por él fué un estudio extensivo de la resistencia del concreto usado en grandes presas, incluyendo pruebas de laboratorio de especímenes bajo tasas rápidas de carga para determinar las características dinámicas. El producto final de éste esfuerzo fué un documento, publicado en 1984, sobre las relaciones de la resistencia de los concretos masivos y propiedades bajo condiciones de cargas variando, el cual es aún como una referencia clave en estos importantes aspectos. Un año antes de su muerte participó con la sección No. 2 "Presas Gravedad de concreto" del libro conmemorativo del XVI congreso Internacional de Grandes Presas Titulado "Desarrollo de la Ingeniería de Presas en los Estados Unidos" publicado en 1988, es una esmerada investigación, metódicamente documentada y relato bellamente presentado de la historia de las Presas de Gravedad de los Estados Unidos.



**Fig. 1 Prueba Triaxial del Concreto  
de la Presa Ross Wash**

**I ) ¿ Son el concreto y el Relleno de Grava simplemente dos extremos de toda una clase de materiales variando solo la Cohesión y que depende de la cantidad del Cementante ?**

**II ) ¿ Podría ser que las Presas de Gravedad y las de Terraplen son simplemente los Puntos Extremos de toda una clase de Presas de Gravedad variando continuamente desde una hasta la otra ?**

**III ) ¿ Existe una Presa optima intermedia entre la de Terraplen y la de Concreto ?**

## Espectro de Propiedades de Resistencia

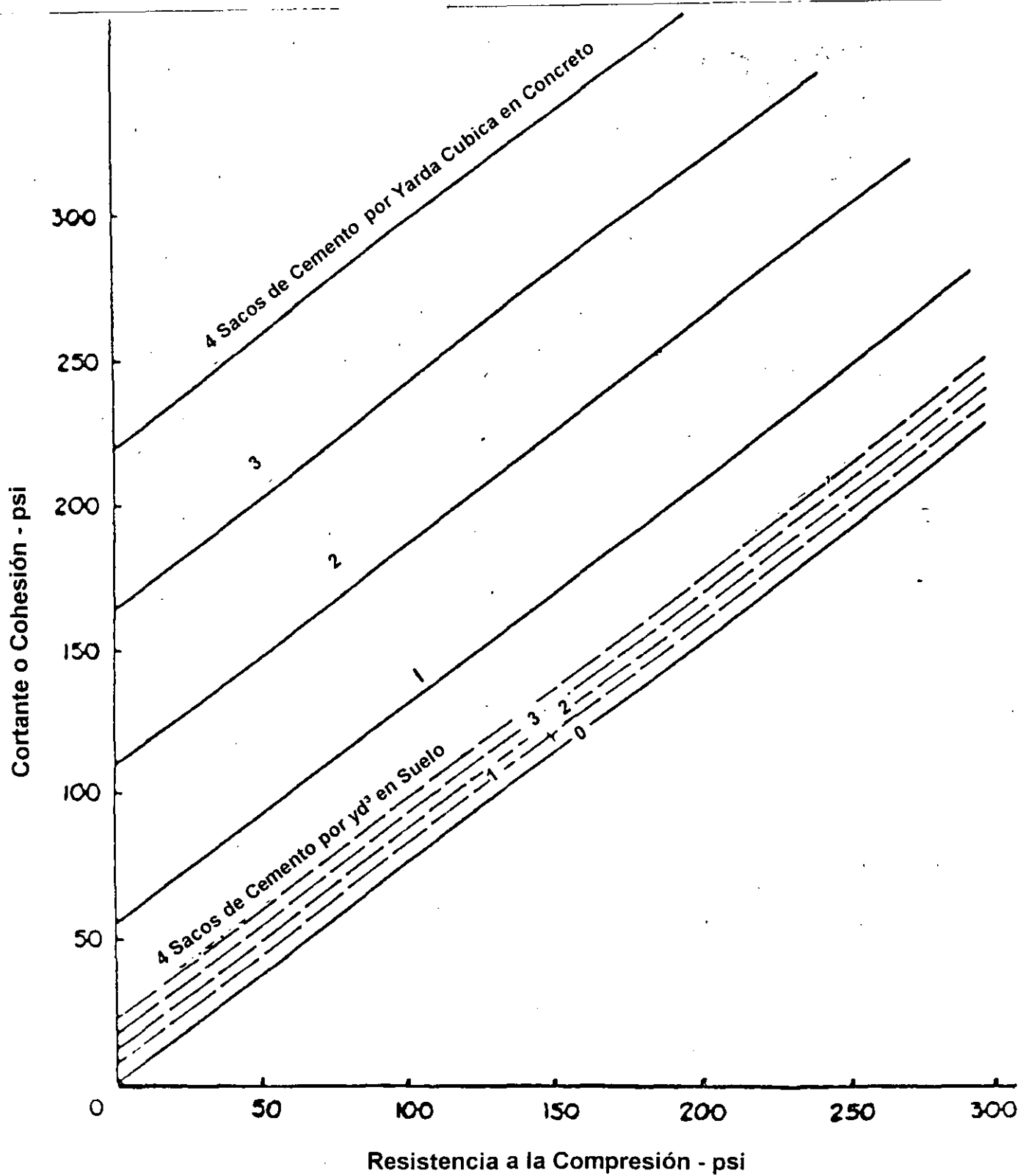
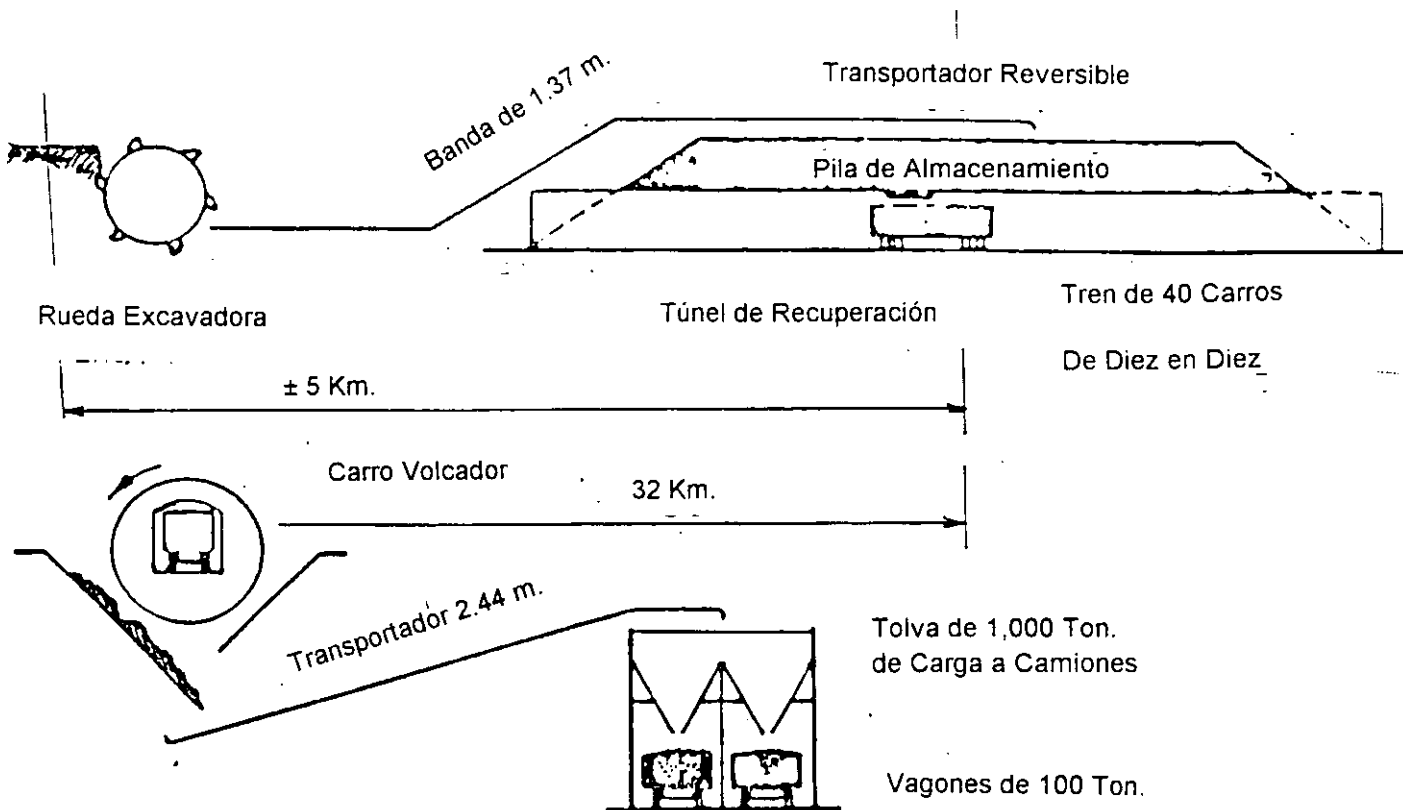


Fig. 2 - Espectro de Propiedades de Resistencia

58

# **Diagrama de Flujo Para Terraplen Presa Oroville, California**

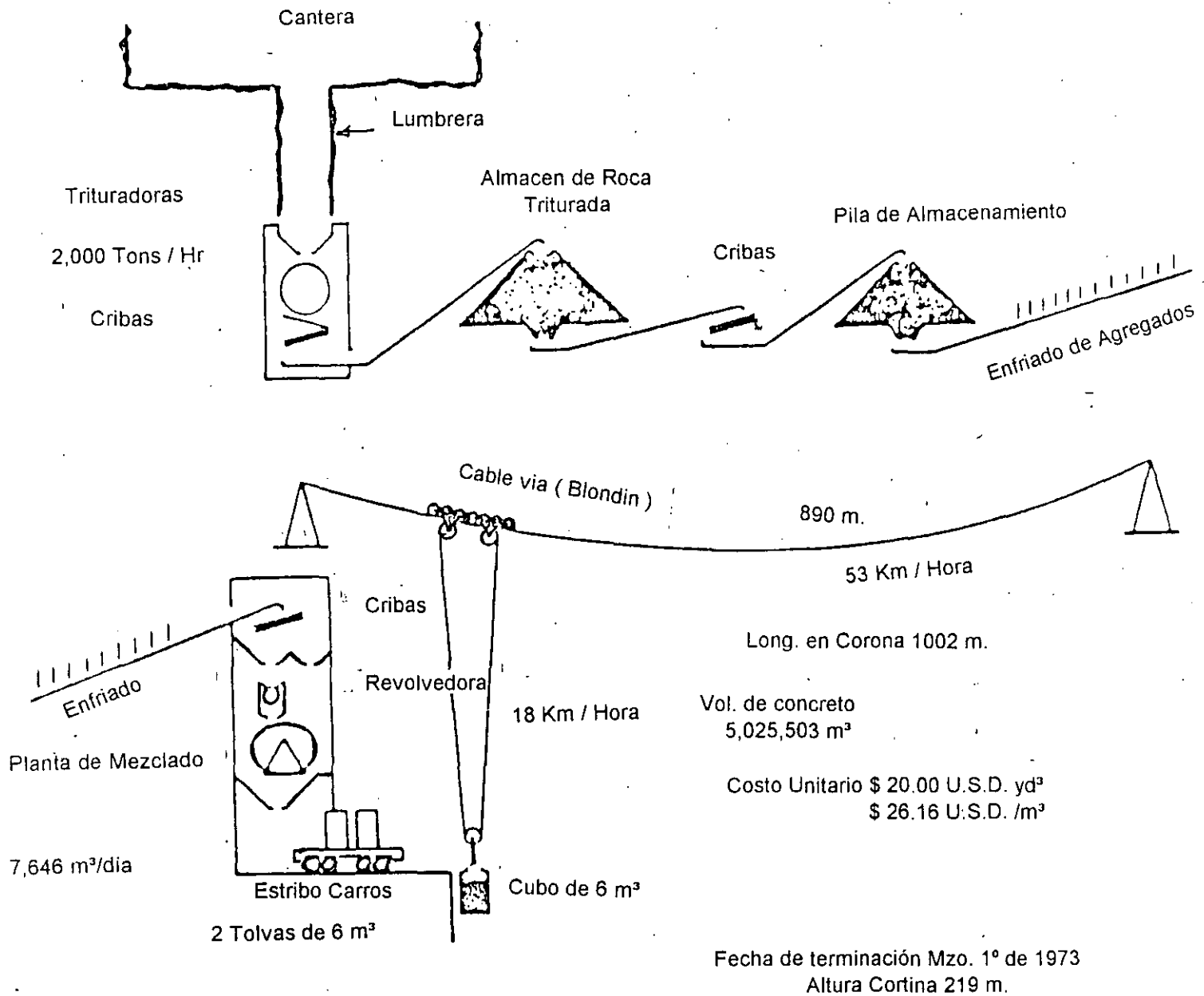


Vol. Total de Terracerias  
80 millones de yd<sup>3</sup>  
61 millones de m<sup>3</sup>  
Año de terminación 1967

|                            |                               |
|----------------------------|-------------------------------|
| Rend. Promedio             | 5,700 Ton./Hora               |
| 1,000 yd <sup>3</sup> /día |                               |
| 76,460 m <sup>3</sup> /día | 79 ¢ U.S.D. / yd <sup>3</sup> |
| Costo Unitario             | 103 ¢ U.S.D. / m <sup>3</sup> |

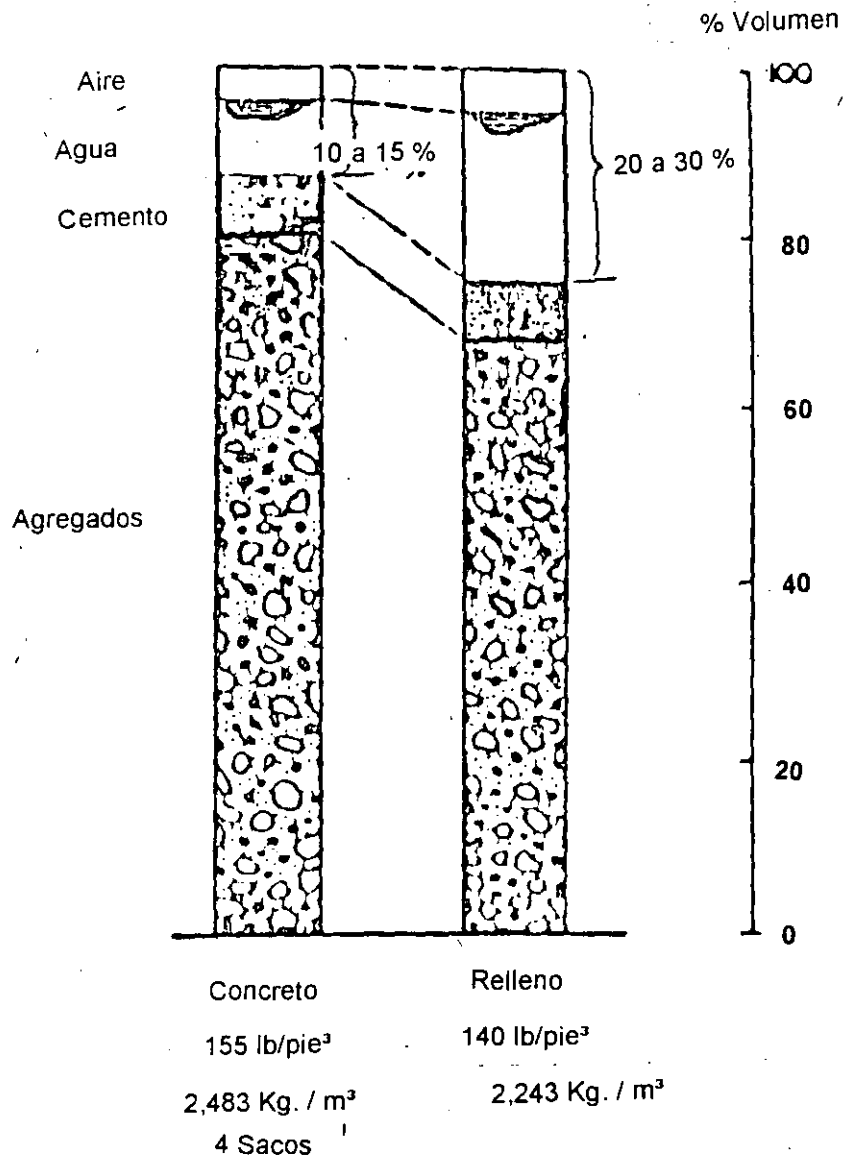
**Fig. 3 Diagrama de Flujo Para Terraplen  
Presa Oroville, California**

# **Diagrama de Flujo Para Concreto Masivo Presa DWORSHAK, IDAHO**



**Fig. 4 Diagrama de Flujo Para Concreto Masivo  
Presa DWORSHAK, IDAHO**

## Volumenes Relativos de Materiales En Concreto y Rellenos



**Fig. 5** Volumenes Relativos de Materiales  
En Concreto y Rellenos

## Variación del Contenido de Cemento con el Talud

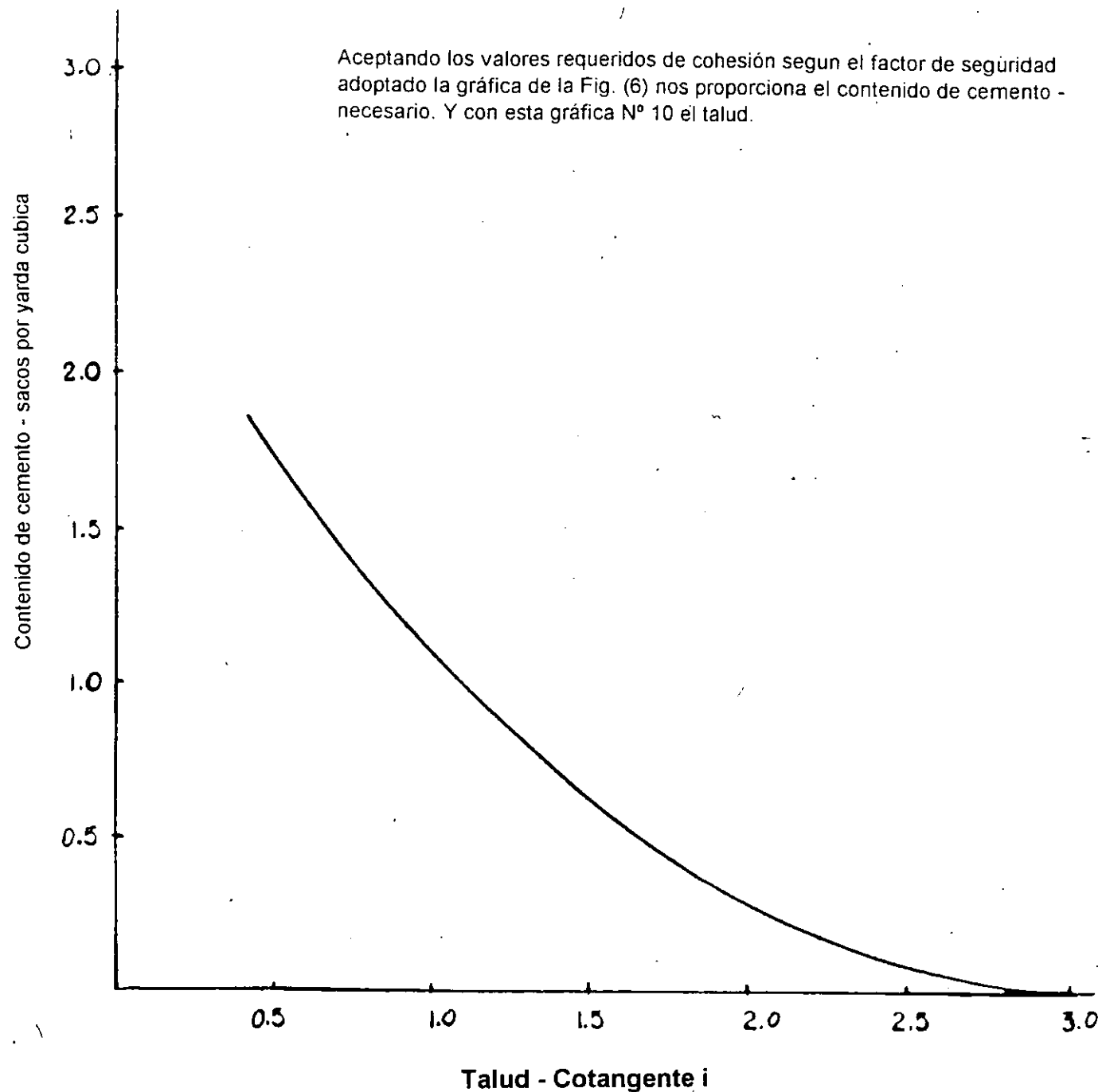


Fig.10 - Variación del Contenido de Cemento con el Talud

# Variación del Volumen con el Talud (Sección Simétrica)

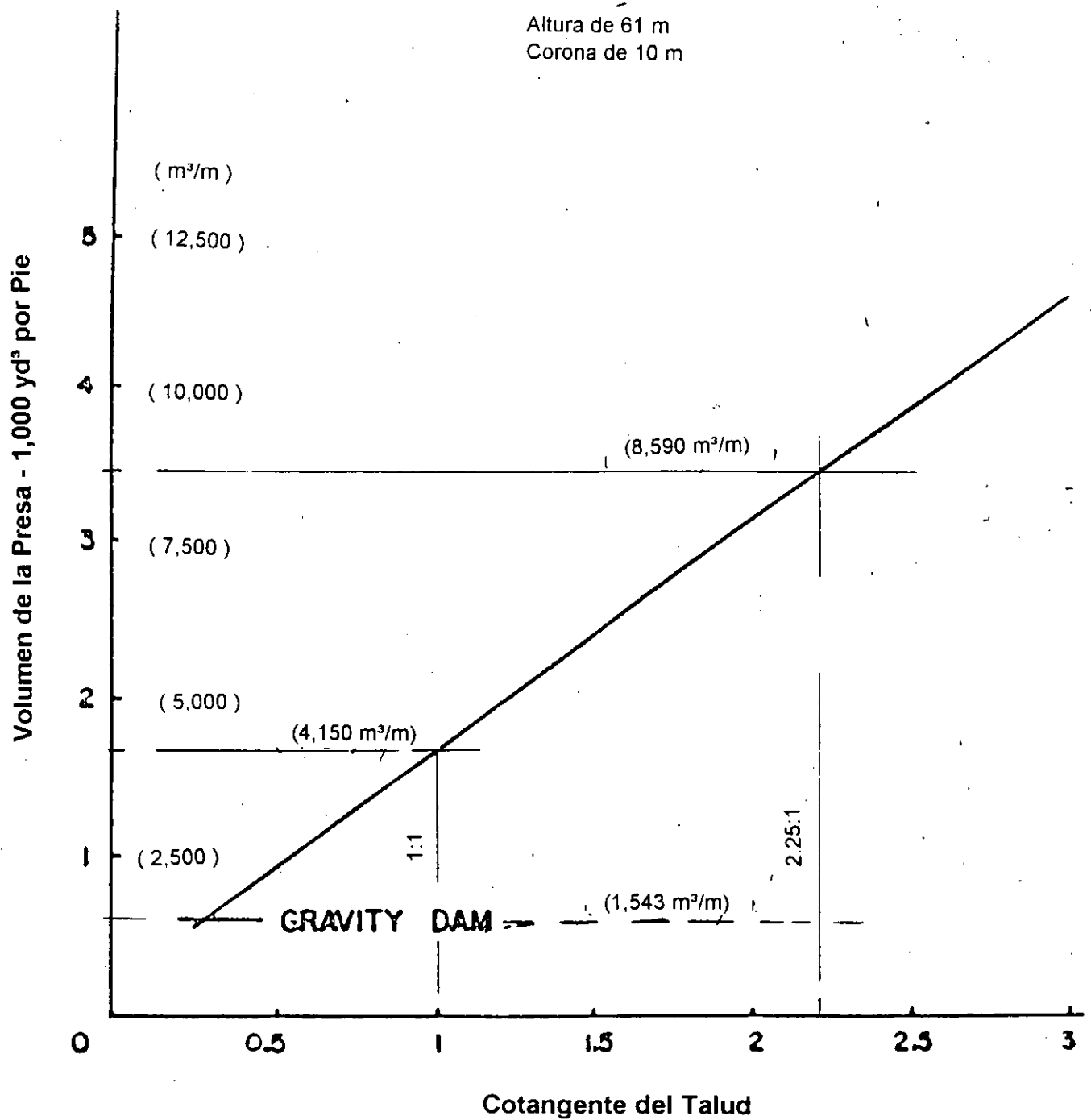


Fig.11 - Variación del Volumen con el Talud  
(Sección Simétrica)

# Roller Compacted Concrete II

Proceedings of the Conference  
sponsored by the  
Construction, Geotechnical Engineering,  
and Materials Engineering Divisions  
of the American Society of Civil Engineers

San Diego, California  
February 29-March 2, 1988

**Edited by Kenneth D. Hansen and Leslie K. Guice**



Published by the  
American Society of Civil Engineers  
345 East 47th Street  
New York, New York 10017-2398

# CONFERENCE DEDICATION TO WALTER H. PRICE

By Jack W. Hilf<sup>1</sup>



Walter H. Price  
1907-1982

It is fitting that the Organizing Committee has dedicated the 1988 ASCE Specialty Conference on Roller Compacted Concrete to the memory of Walter H. Price, F. ASCE. Nineteen years ago this month Walt Price provided the impetus towards RCC in the United States when he wrote a memorandum to the Concrete Committee of the U. S. Committee on Large Dams pointing out that less than ten percent of the dams built in the

---

<sup>1</sup>Consulting Engineer, Aurora, Colorado

United States during the previous three years were constructed of concrete. The implications for the future of concrete dams were clear; build them more rapidly and economically or risk their extinction!

The reaction to this challenge was prompt and vigorous. Within 30 days an editorial in Engineering News-Record of March 6, 1969 commented in part:

The technology of mass concrete construction simply has not kept pace with the art and science of earthmoving. It is time for a study into ways of reducing the cost of concrete dams...it is a process badly in need of study and change...[Dams] must be conservatively designed and carefully built. But it does seem that in all the years since Hoover Dam there should have been more change in the bucket-by-bucket method of moving mass concrete into place. What's needed is a lot more systems analysis and a bit less grandpa-ism.

One month later the Engineering Foundation Research Conferences agreed to sponsor a 5-day meeting of a limited number of informed and concerned individuals to investigate the design and construction procedures for reducing the cost of concrete dams. The conference format provided a free exchange of ideas and viewpoints in an attractive, informal setting. Walter Price headed the Steering Committee and chaired this conference on Rapid Construction of Concrete Dams at Asilomar, California in March, 1970. Two presentations of significance to RCC in that Conference were (1) G. Gentile's paper on Alpe Gera concrete gravity dam in Italy which was constructed in thin layers without internal forms using tractors equipped with internal vibrators and (2) W. M. Wallingford's report on a 60-foot high gravity dam in Canada built with slipformed upstream face and stepped downstream slope of precast concrete blocks containing a lean concrete dam body.

The impetus towards RCC in dams continued with a follow-up conference two years later on Economical Construction of Concrete Dams with a new Organizing Committee, but at the same location and sponsorship. At that Conference R. W. Cannon of TVA presented the paper, Concrete Dam Construction Using the Earth Compaction Methods, wherein he described a test fill using a 15-ton vibratory roller to compact 2-ft layers of 3-inch maximum size aggregate of a no-slump concrete containing 94 pounds of cement and 130 pounds of fly ash per cubic yard of concrete. This paper was quoted at the Conference by Major General J. W. Morris, then Director of Civil Works of the Corps of Engineers, as being the approach being considered for the Elk Creek Dam which as you know is a major RCC dam now under construction in Oregon.

By special agreement with the participants of these Conferences, the normally off-the-record presentations were published as Proceedings of the Engineering Foundation Conferences by A.S.C.E. in 1970 and 1972, respectively under the Conference titles. The innovative ideas in these publications are still worth reading today for those involved with design and construction of RCC dams.

~~Walter H. Price, a native of Schriever, Louisiana, was graduated from Tulane University with a degree in Civil Engineering in 1930. He was employed by the U. S. Department of the Interior's Bureau of Reclamation in Denver, Colorado from 1930 to 1962 in a career progressing from Junior Engineer to Head of Concrete and Materials Laboratory to Chief of Engineering Laboratories and Chief Research Engineer. After retirement from the Bureau Walt was employed by the the American Cement Company in California from 1962 to 1972. He was first Director of Technical Services, then Technical Director, and finally Vice-President of the Company for the Pacific Southwest Region. Walt was an active private Consultant in concrete technology from 1972 to his accidental death on a golf course on November 4, 1982.~~

A registered engineer in California and Colorado, Walt Price had been a fellow, ASCE; Director of ASIM; Member of the Executive Committee of USCOLD; Member of the Prestressed Concrete Institute; and President of ACI in 1957. His outstanding technical ability coupled with strong leadership skills made him a valuable member and chairman of many committees of these technical societies. He was the author or co-author of more than 35 papers on concrete and concrete materials. During his career he received four awards from ACI including Honorary Membership, the Award of Merit from ASTM, the U. S. Department of the Interior's gold medal for Distinguished Service, and the Engineering News-Record citation in 1970. He gave the Stanton Walker lecture in 1972.

With this Specialty Conference of 1988, RCC is emerging from its infancy and rapidly achieving maturity as a viable method of design and construction. It is now appropriate for us to dedicate this conference to the memory of Walter H. Price who, almost two decades ago, initiated and promoted an idea for rapid and economical construction of concrete structures.

## ROLLER COMPACTED CONCRETE DAMS--AN OVERVIEW

By John Lowe, III<sup>1</sup>, F. ASCE

### ABSTRACT

The development of roller compacted concrete for gravity dams is traced from forerunners, through its use at the Shihmen and Tarbela Dam Projects to Willow Creek Dam and the Japanese Roller Compacted Dams. The use of the abbreviation "rollcrete" is proposed for roller compacted concrete following the soils Engineers' approach, "RCC" for that following the Concrete Engineers' approach and "RCD" for that following the Japanese approach. The design of roller compacted concrete dams is discussed considering stability against overturning, stability against sliding, and thermal cracking. Recommendations are made that roller compacted concrete dams be provided with an upstream impervious membrane of reinforced concrete having water-stopped contraction joints, and with a curtain of drain holes at about the upstream quarter point. Comments are made on methods of testing.

### INTRODUCTION

Roller compacted concrete is no-slump concrete placed by earthfill methods. Because the concrete is brought to the dam site in trucks instead of in buckets, and because compaction is by rollers instead of by immersion vibrators, the rate of placement is much faster and the cost of placement is much less than the cost of conventional concrete. The cost may be one-half and possibly one-third the cost of conventional concrete. Since the first roller compacted dams, Shimajigawa, Japan, in 1980 and Willow Creek, USA, in 1982 were constructed, there has been a steady increase in the number of roller compacted concrete gravity dams proposed each year for design and for construction. They are competitive in cost to embankment dams and arch dams and have the advantage over embankment dams that they can be overtopped with minimal, if any damage, during construction, should the construction design flood be exceeded. Like arch dams and other concrete dams, roller compacted concrete gravity dams generally require a rock foundation (although some low height dams have been built on firm overburden). Such is not the case for earthfill and rockfill embankment dams. The principles of design developed for conventional concrete gravity dams can generally be applied to the design of roller compacted concrete gravity dams. However, roller compacted concrete gravity dams require special features to insure imperviousness and to control uplift. Before discussing design features it is useful to

---

<sup>1</sup>Consulting Engineer, 26 Grandview Blvd., Yonkers, NY 10710; Retired Partner, TAMS - Engineers, Architects and Planners, New York, NY

review the development of roller compacted concrete and to point out that there are two approaches to the design of roller compacted concrete: the soils engineers' approach and the concrete engineers' approach.

### FORERUNNERS OF ROLLER COMPACTED CONCRETE

*Shihmen Dam*  
The placement of concrete by earthfill methods involves three operations: transportation from mixer to site, spreading in lifts at the site, and compaction. The forerunners of roller compacted concrete were projects where the first two earthfill operations were used. At Shihmen Dam, Taiwan in 1960, fill concrete for the foundation for the powerhouse was transported from the batching plant to the site in small dump trucks and spread with small bulldozers. Compaction was by immersion vibrators. Similar construction was used for the entire Alpe Gera Dam in Italy, completed in 1965 (5). Vertical transverse joints were provided by a joint cutter at this dam.

The first roller compacted concrete used for a feature of a dam project appears to be that of a stabilizing buttress at the toe of a cliff behind the power house of the Yale hydro-electric project in the State of Washington. The buttress is 152 m (500 ft) long and has a maximum height of 18 m (60 ft). The slope of the buttress face is 1:1 except for a 170 ft length where a near vertical crib wall formed the face. The buttress covers a soft tuff formation which occurs at the base of a basalt cliff about 120 m (400 ft) high. The construction was completed in 1952.

The first use of roller compacted concrete in a dam proper was in 1960-61 for the core of the 65 m (210 ft) high cofferdam, which was incorporated in the 104 m (340 ft) high Shihmen Earthfill Dam (10). A cross section of the cofferdam is shown in Figure 1.

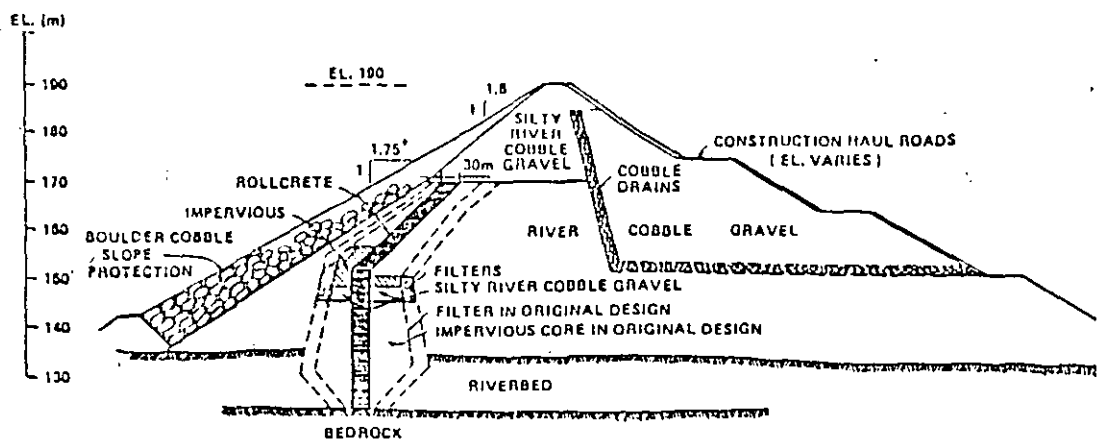


Figure 1. Cross-section of Shihmen Cofferdam

The term "rollcrete" was coined at this time as an abbreviation of "roller compacted concrete." The aggregates used for the rollcrete were the same as those used for conventional concrete on the project and had the usual "C" shaped gradation curve. The maximum size of aggregate was 76 mm (3 inches). The rollcrete was batched in the same plant as used for the conventional concrete. Most of it was mixed using one bag of cement and 1 bag of fly ash per cubic yard (107 kg/cu m) of cementitious material, although, initially, 1.5 bags of cement and 1 bag of fly ash were used. Euclid trucks were used to haul the material from the batch plant to the cofferdam. Bulldozers spread the material in 0.3 m (12 inch) lifts and the material was compacted by the traffic of the Euclid trucks and by passes of the D-8 tractor used for spreading. The rollcrete was placed as close to its optimum moisture content for compaction as determined by the equivalent of modified AASHTO compactive effort in a 0.36 m (14 inch) diameter compaction mold, Figure 2. The maximum 28 day strength of the rollcrete occurred at a moisture content somewhat dry of optimum.

In future jobs, Lowe (10) proposed that 50 ton rubber tired rollers or vibrating rollers be used for compaction. He also proposed that rollcrete be considered for a concrete gravity overflow section in the river section of an earth dam.

In the early 1970s several engineers proposed the use of roller compacted concrete for gravity dams: Paton (12), Raphael (14), Cannon (2), Moffat (11), and Price (13). Also various engineers and agencies constructed trial dam structures in the late 1970s and early 1980s: Cannon (1), Dawson and Dunstan (3). The successful use of soil cement and dry lean concrete for base courses of highways, and soil cement for slope protection on dams, probably encouraged engineers to think of roller compacted concrete for dams.

#### ROLLCRETE AT TARBELA DAM PROJECT

In 1974-1975, 352,000 cu m (460,000 cu yd) of roller compacted concrete was used to restore a portion of the right abutment of Tarbela Dam, Pakistan, which had been eroded away when the upstream portion of Tunnel 2 collapsed, Johnson and Chao (7). A picture of restoration of the Tunnel 2 Collapse area is shown in Figure 3.

The aggregate used was skip graded river alluvium with maximum size of 152 mm (6 inches), Figure 4. Initially portland cement content was 133.5 kg/cu m (225 lb/cu yd), but ultimately it was reduced to 107 kg/cu m (180 lb/cu yd). The rollcrete was hauled to the site using 50 ton Euclid trucks and 110 ton belly dumps. Compaction was by 10 ton vibratory roller and, in confined spaces, by the rear wheels of a loaded Euclid truck. The average placement rate was 8,400 cu m/day (10,950 cu yd/day). The maximum placement rate was 18,350 cu m/day (24,000 cu yd/day).

From 1977 to 1980, 920,000 cu m (1,180,000 cu yd) of rollcrete was used to line the sides of the Tarbela Service Spillway Plunge Pool, (7)

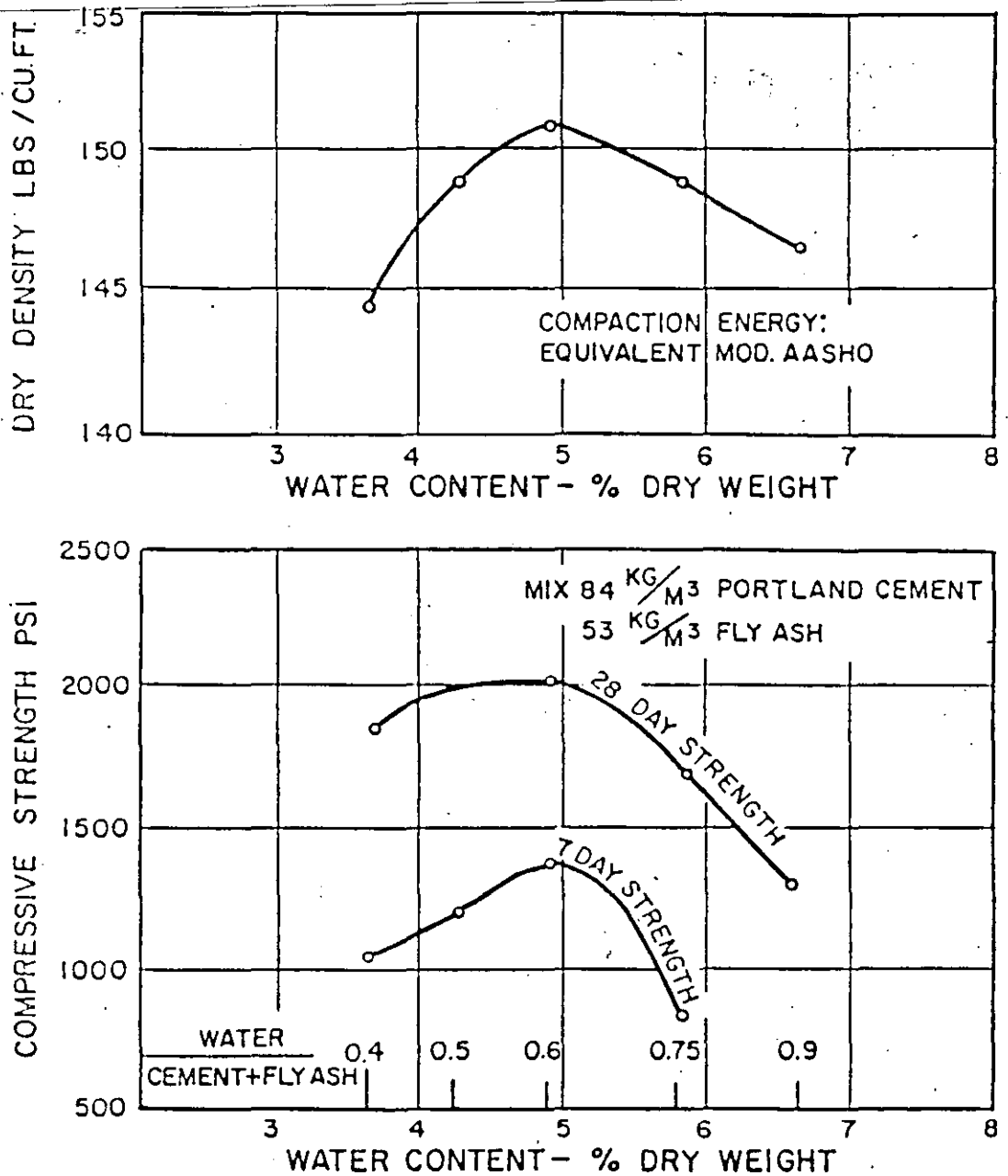


Figure 2. Compaction Curve and Compressive Strength for Rollcrete for Shihmen Cofferdam

and (9), Figure 5. The aggregate used was relatively well graded having a maximum size of 152 mm (6 inches) and about ten percent passing the No. 200 size, Figure 4. It was separated into plus 19 mm (3/4 inch) and minus 19 mm (3/4 inch) fractions. These fractions together with cement and water were then fed in fixed proportions to rotating drum continuous mixers. Initially portland cement content was 133.5 kg/cu m (225 lb/cu yd), but later was reduced to 110 kg/cu m (185 lb/cu yd). Because no experience was available to indicate the resistance of rollcrete under the severe wave action, high velocities,

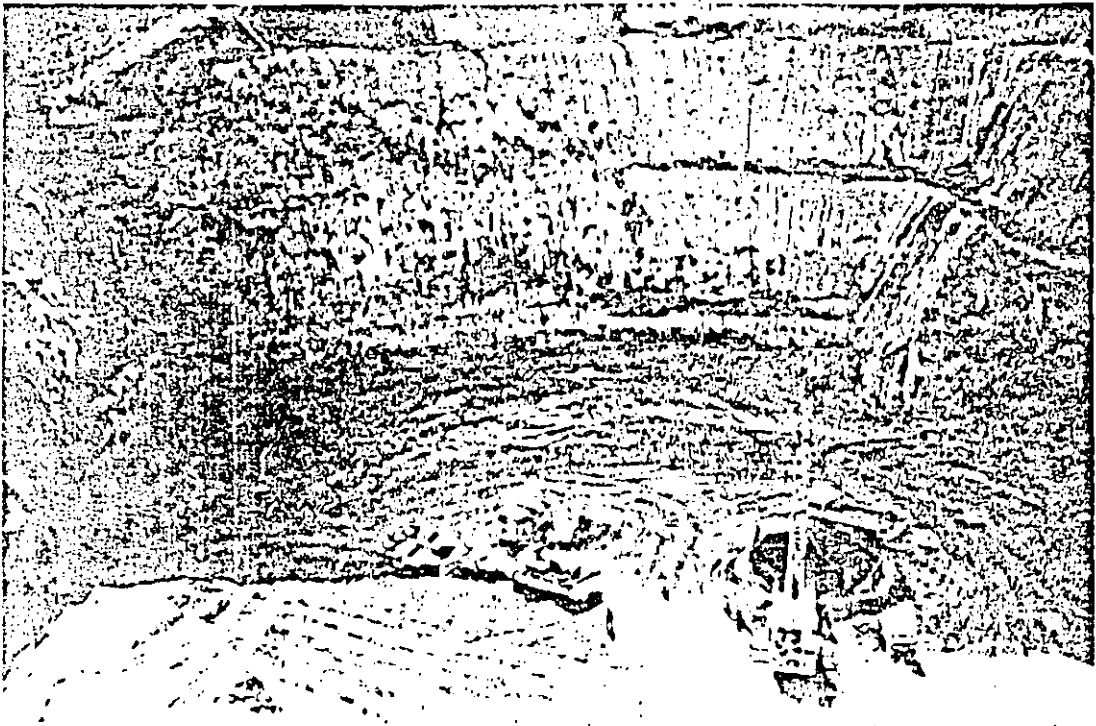


Figure 3. Tarbela Dam, Tunnel 2 - Restoration of Right Abutment with Rollcrete - Work Nearly Complete

and turbulence to which it would be subjected when used to line the sides of the plunge pool, the rollcrete was faced with 1.5 m (5 ft) of conventional concrete. This concrete was attached to the rollcrete using double hooked #11 deformed bars placed every 1.5 m (5 ft) vertically and horizontally. The facing concrete was stepped using 0.30 m (1 ft) planks for forming the risers and no forms for the treads. Triangular shaped rebar frames pinned into previously placed lifts were used to hold the vertical planks in place. By varying the width of the treads, average slopes from 1 V on 0.25H to 1 V on 2.0 H were constructed. The stepped slopes proved to be very convenient during construction. Equipment could readily be set upon them and workmen could readily go up and down the slopes, Figure 6.

From 1980 to 1982, 940,000 cu m (1,230,000 cy yd) of rollcrete was used to create a similar lining for the sides of the Auxiliary Spillway Plunge Pool at Tarbela Dam Project, Figure 7.

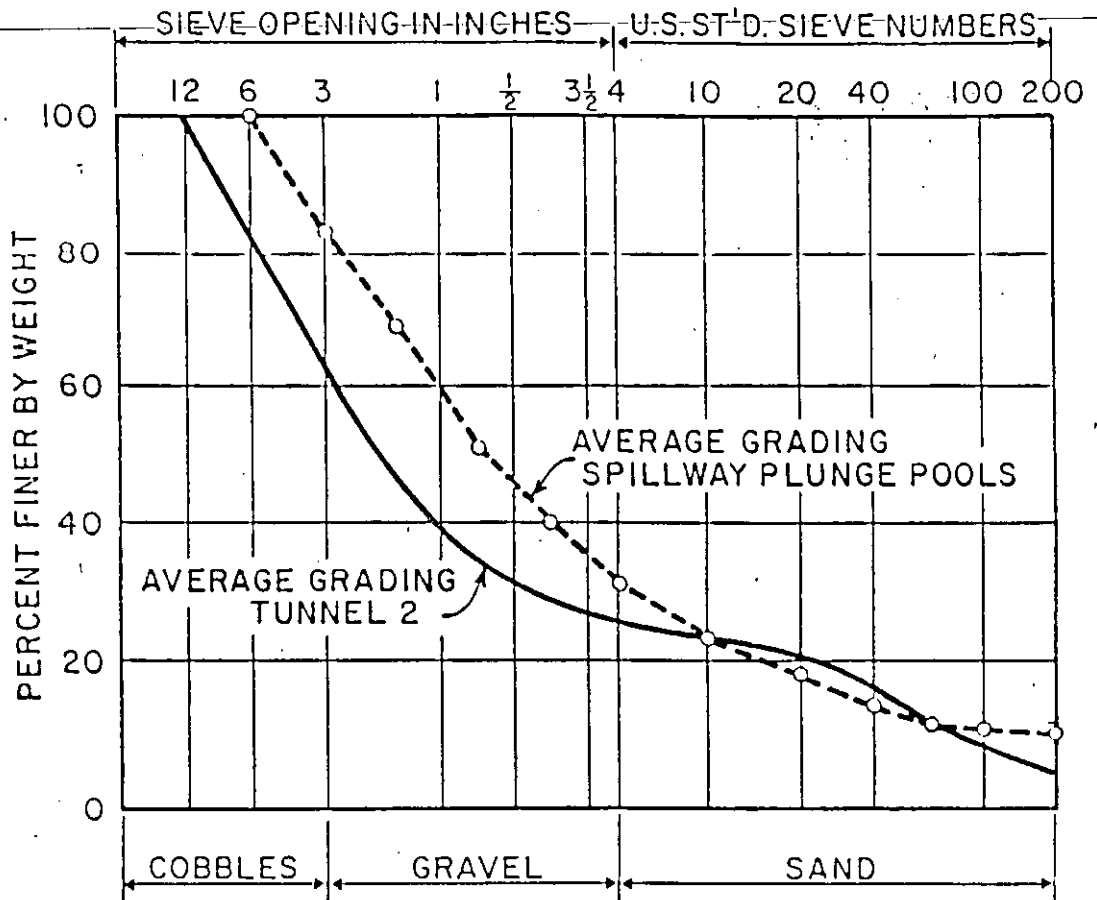


Figure 4. Tarbela Dam Project Gradations of Rollcrete Aggregates

To permit dewatering of the construction site a cofferdam was constructed just downstream of the plunge pool area, Figure 7. The half of this cofferdam which was on the water side and subjected to wave action and high velocity flow from discharges from Tunnel 5, was constructed of rollcrete. The half of the cofferdam on the Auxiliary Spillway Plunge Pool side was constructed of earthfill. The earthfill portion acted in effect as a cheap form to create a vertical face for the rollcrete. After completion of the linings, the left hand side of the cofferdam was breached and the Auxiliary Spillway operated. During the first season of operation the earthfill portion of the cofferdam was completely washed away. The remaining rollcrete portion has remained intact for the six seasons experienced to date of operation with flows up to 11,320 cu m/sec (400,000 cu ft/sec), Figure 8. This experience indicates that rollcrete has good resistance to erosion by severe wave action and high water velocities.

Rollcrete was also used as fill concrete when the 30.5 m (100 ft) deep stilling basin for Tunnel 4 was converted to a flip bucket, Figure 9. This work required 84,000 cu m (110,000 cu yd) of rollcrete.

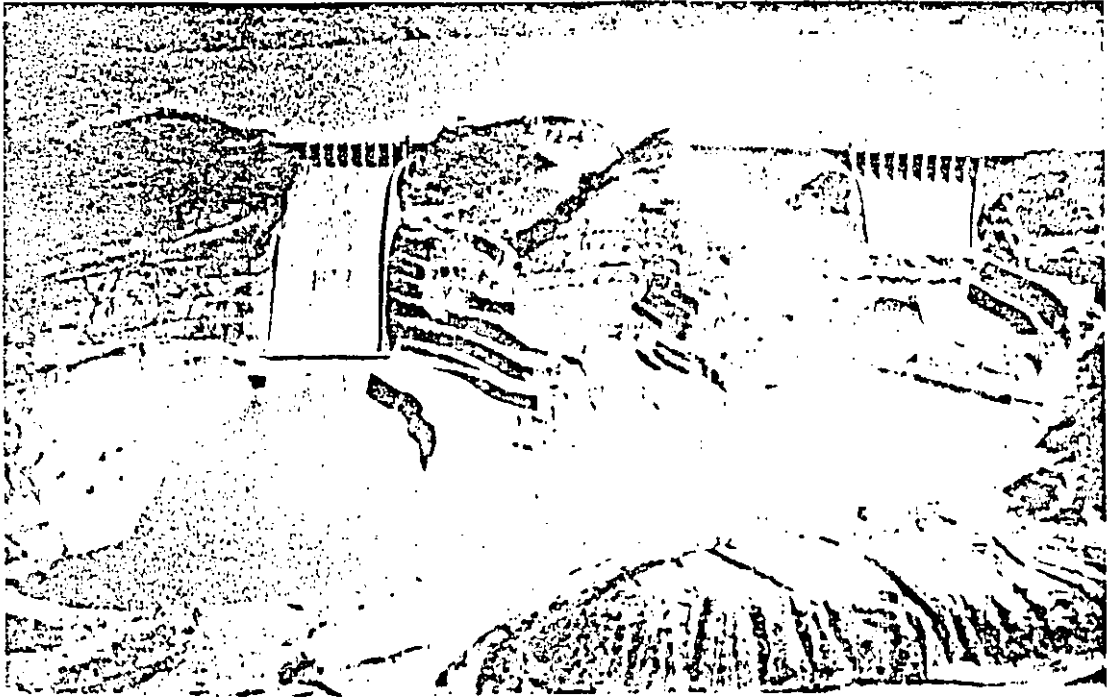


Figure 5. Tarbela Dam Service Spillway Plunge Pool (left hand side) - Sides Lined With Rollcrete; Auxiliary Spillway (right hand side)

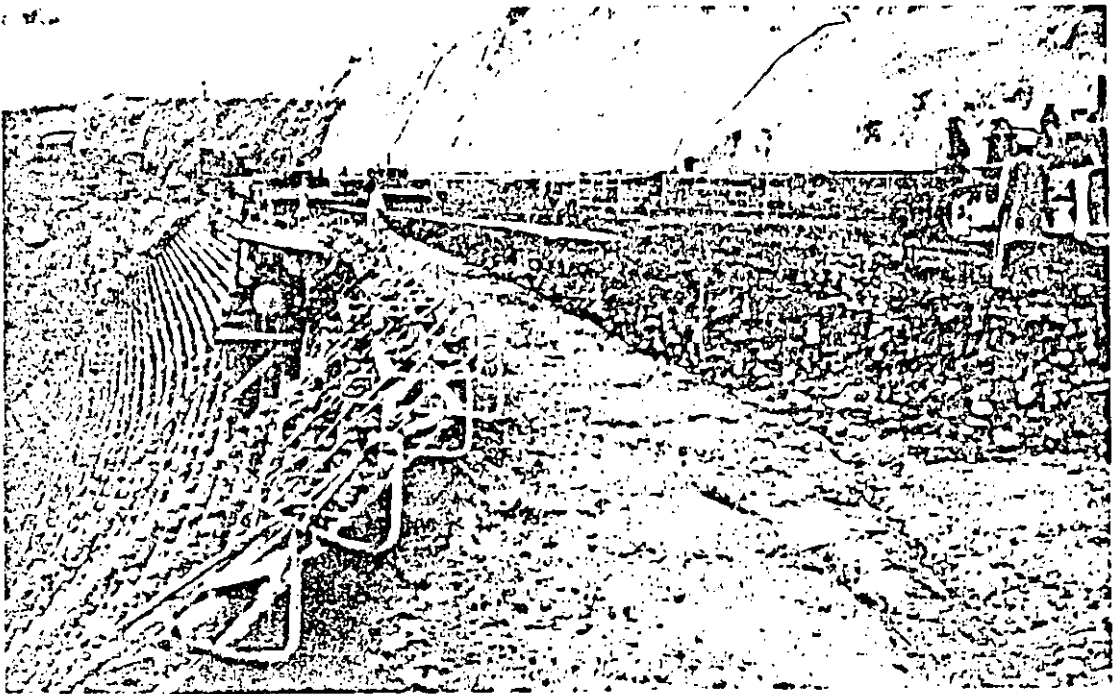


Figure 6. Stepped Facing Concrete, Auxiliary Spillway Plunge Pool, Tarbela Dam Project

*revestimiento del tanque*

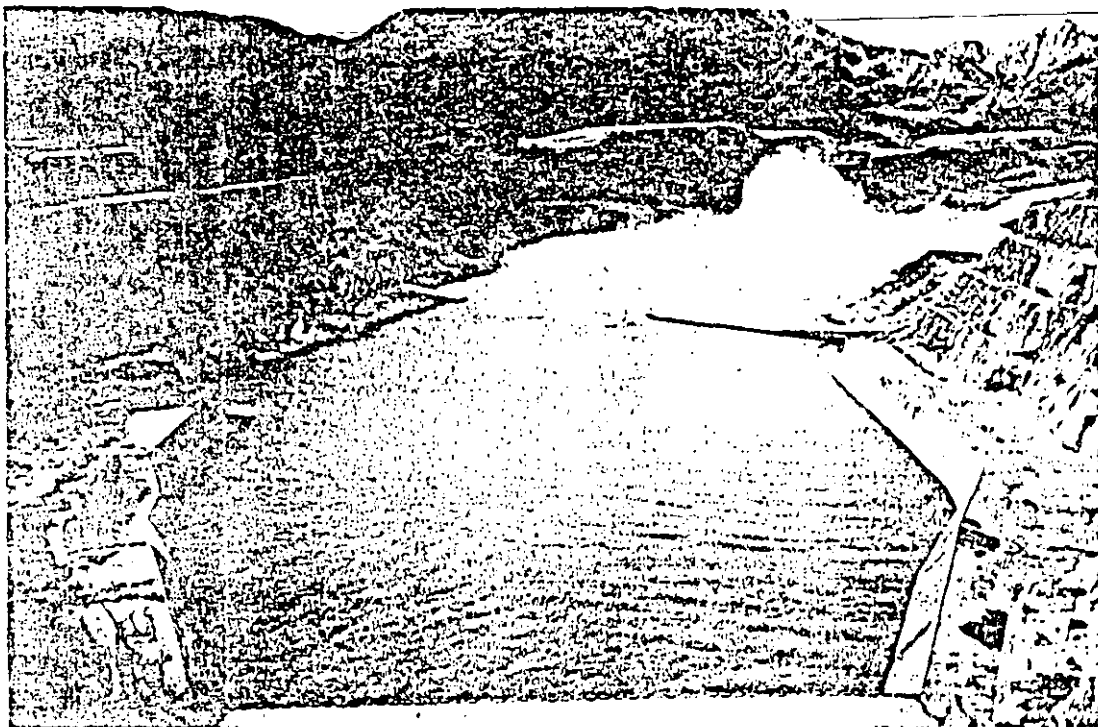


Figure 7. Tarbela Dam - Auxiliary Spillway Plunge Pool Sides Lined with Rollcrete. Cofferdam at Far End of Plunge Pool



Figure 8. Tarbela Dam - Auxiliary Spillway Plunge Pool Cofferdam After Operation of Spillway

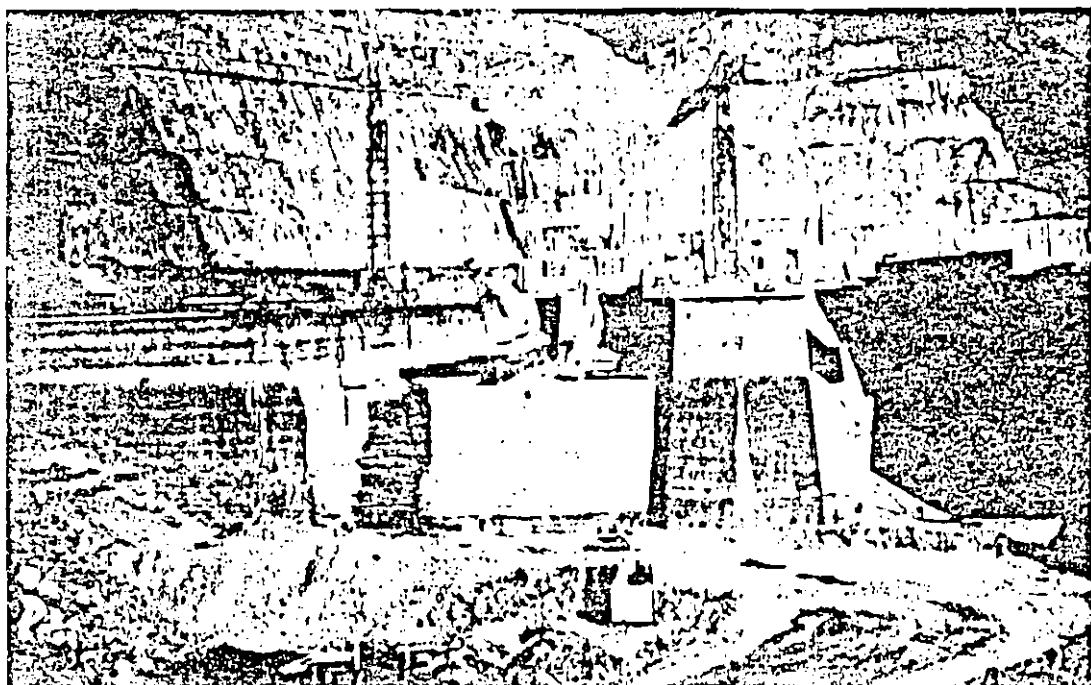


Figure 9. View of Downstream End of Stilling Basin in Tunnel 4, Tarbela Dam Project, Showing Rollcrete Filling Lower 21 m (68 ft) of the Basin

To protect the powerhouse area from erosion by the turbulent water of the Tunnel 4 plunge pool, a 56.4 m (185 ft) high gravity wall was constructed, Figure 10. The lower 32 m (105 ft) of this wall was constructed of rollcrete and the upper 24.4 m (80 ft) of conventional concrete. The amount of rollcrete placed in the portion of the wall completed in 1983 amounted to 134,000 cu m (175,000 cu yd) and in the portion completed in 1986, 153,000 cu m (200,000 cu yd). In addition, concrete faced rollcrete was used for lining the sides of the remainder of the Tunnel 4 plunge pool. An interesting feature of the rollcrete portion is that the lifts sloped up at seven degrees from the fill side of the wall to the water side. The purpose of this slope was to increase the sliding resistance of the lift joints particularly for the case of earthquake loading of the fill on the wall. A twelve percent increase in the frictional sliding resistance of the wall was thus achieved. Such a concept can be used advantageously in the design of roller compacted concrete gravity dams.

#### ROLLER COMPACTED DAM CONCRETE IN JAPAN

In 1980, the Japanese Ministry of Construction completed the 89 m (292 ft) high Shimajigawa Dam, the first dam to be constructed by the roller compacted dam concrete (RCD) method (8). The dam is located in a relatively narrow valley so that transport of concrete to the dam site was by cableway utilizing a 13,500 kg bucket. The concrete was

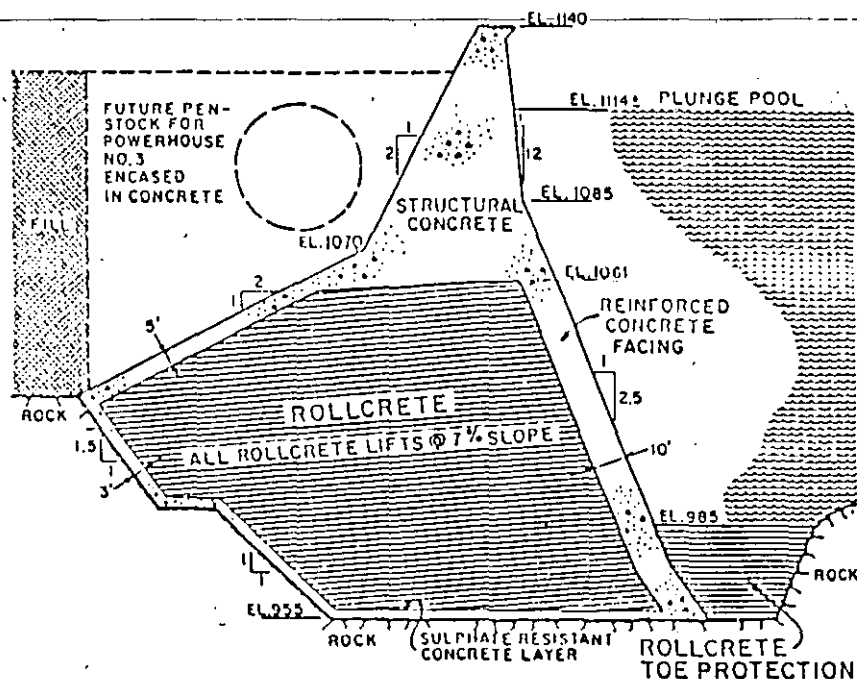


Figure 10. Cross-section of Rollcrete/Conventional Concrete Gravity Wall Between Tunnel 4 Plunge Pool and Powerhouse Area, Tarbela Dam Project

Table 1. Volume of Roller Compacted Concrete Features of Yale, Shihmen and Tarbela Dam Projects

| Date Completed | Project Name | Location        | Feature                                                   | Volume Roller Compacted Concrete<br>cu m (cu yd) |
|----------------|--------------|-----------------|-----------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|
| 1952           | Yale         | Washington, USA | Gravity Wall                                              | 24,000<br>(32,000)                               |
| 1961           | Shihmen      | Taiwan          | Core of Cofferdam                                         | 15,300<br>(20,000)                               |
| 1975           | Tarbela      | Pakistan        | Abutment Restoration at Tunnel #2                         | 352,000<br>(460,000)                             |
| 1980           | Tarbela      | Pakistan        | Lining of Service Spillway Plunge Pool                    | 902,000<br>(1,180,000)                           |
| 1980           | Tarbela      | Pakistan        | Cofferdam for Auxiliary Spillway Plunge Pool Construction | 38,000<br>(50,000)                               |
| 1981           | Tarbela      | Pakistan        | Lining of Auxiliary Spillway Plunge Pool                  | 940,000<br>(1,230,000)                           |
| 1982           | Tarbela      | Pakistan        | Backfill of Stilling Basin of Tunnel #4                   | 84,000<br>(110,000)                              |
| 1983           | Tarbela      | Pakistan        | Lining of Tunnel #4 Plunge Pool                           | 73,000<br>(95,000)                               |
| 1983           | Tarbela      | Pakistan        | Gravity Wall for Powerhouse Area                          | 134,000<br>(175,000)                             |
| 1986           | Tarbela      | Pakistan        | Extension of Gravity Wall for Powerhouse Area             | 153,000<br>(200,000)                             |
| 1986           | Tarbela      | Pakistan        | Total of All Tarbela Features                             | 2,680,000<br>(3,500,000)                         |

deposited into a portable hopper set on the dam body placement surface. From there it was hauled by truck to the place of deposition, spread by bulldozer and then compacted by vibratory roller. Layer thickness was 0.50 m (1.64 ft) at the beginning, but later changed to 0.70 m (2.3 ft). Compaction was by vibratory roller. Vertical transverse joints were made for each lift employing tractor-mounted vibrating blades. The upstream face of the dam is covered with a 3.0 m (9.84 ft) thickness of conventional concrete with water-stopped joints and drains matching the transverse joints cut in the RCD. The RCD mix contained 130 kg/cu m (219 lb/cu yd) of cement plus fly ash. The water content was such that the vibratory rollers were able to bring the paste in the mix to the surface of a lift by the end of compaction. In 1987, the Ministry of Construction completed Tamagawa Dam using similar methods of design and construction. Concrete was transported to the abutment of the dam by conveyor belt. It was then transported down the abutment in buckets on rail buggies. At the level of placement, the buckets were emptied into trucks for haulage to the point of deposition, Figure 11.

#### WILLOW CREEK DAM

Willow Creek Dam, completed in 1982, (16, 18) was the first roller compacted concrete dam in the United States. It was the first roller compacted concrete dam fully utilizing earthfill methods of construction. That is, material was transported to the dam by earthmoving equipment: scrapers, rather than by cableway as in the case of the Shimajigawa Dam. Also the concrete was compacted at close to its optimum moisture content rather than so wet that paste could be brought to the surface of lifts by the vibratory rollers.

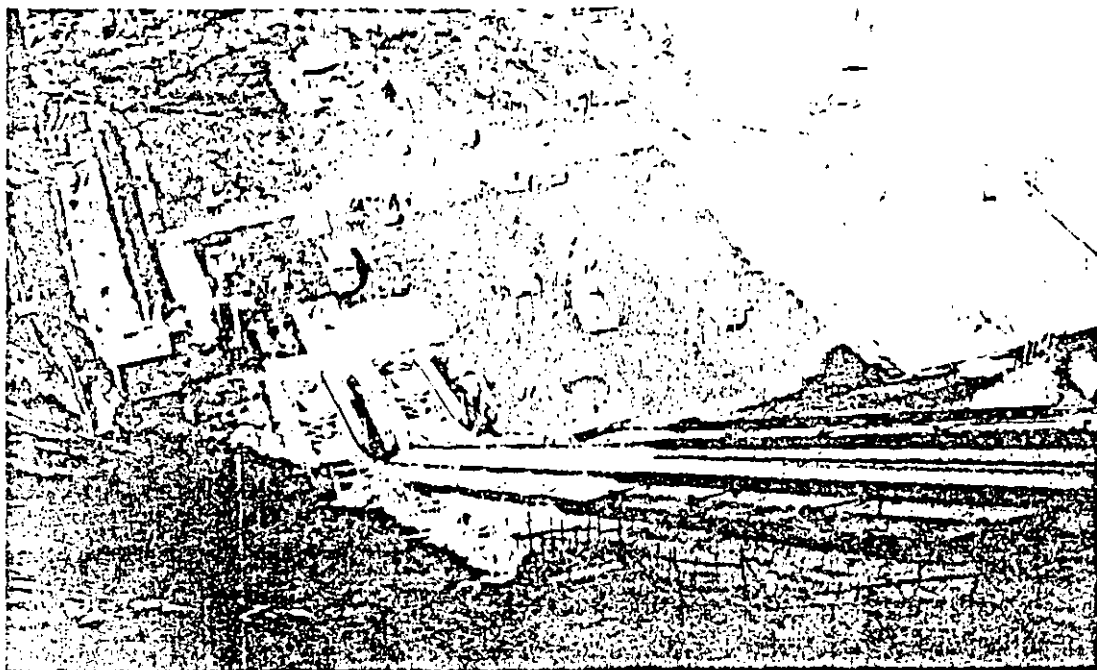


Figure 11. Buckets on Rail Buggies for Transporting Concrete Down the Abutment of Tamagawa Dam, Japan

Since Shimajigawa Dam and Willow Creek Dam, construction of roller compacted concrete gravity dams has accelerated as may be seen from Table 2. Some have been designed more according to the concrete engineers philosophy as the Shimajigawa Dam, but most according to the geotechnical or soils engineers philosophy.

Table 2. Roller Compacted Concrete Gravity Dams - Greater Than 15 m (50 ft) High - Completed Through 1987 from Kenneth D. Hansen (Unpublished).

| Date Completed | Project Name              | Location             | Maximum Height<br>m (ft) | Cement and Fly Ash<br>kg/cu m<br>(lb/cu yd) | Downstream Face<br>Slope<br>H:V | Volume Roller Compacted Concrete<br>cu m (cu yd) |
|----------------|---------------------------|----------------------|--------------------------|---------------------------------------------|---------------------------------|--------------------------------------------------|
| 1980           | Shimajigawa               | Yamaguchi Japan      | 89<br>(292)              | 91+39<br>(153+66)                           | 0.8:1.0                         | 170,000<br>(222,000)                             |
| 1982           | Willow Creek              | Oregon USA           | 52<br>(169)              | 70+23 av<br>(118+39) av                     | 0.8:1.0                         | 331,000<br>(433,000)                             |
| 1984           | Winchester                | Kentucky USA         | 21<br>(70)               | 104+0<br>(175+0)                            | 1.0:1.0                         | 24,500<br>(32,000)                               |
| 1984           | Middle Fork               | Colorado USA         | 38<br>(124)              | 66+0<br>(112+0)                             | 0.9:1.0<br>0.8:1.0              | 42,100<br>(55,000)                               |
| 1984           | Kidston Copperfield River | Queensland Australia | 40<br>(131)              | 95+15 av<br>(150+25) av                     | 0.3 to<br>0.9:1.0               | 140,000<br>(183,000)                             |
| 1985           | Galesville                | Oregon USA           | 51<br>(167)              | 54+52 av<br>(91+87) av                      | 0.8:1.0                         | 160,300<br>(210,300)                             |
| 1986           | Monksville                | New Jersey USA       | 46<br>(150)              | 64+0<br>(108+0)                             | 0.78:1.0                        | 219,200<br>(286,700)                             |
| 1986           | Craigbourne               | Tasmania Australia   | 25<br>(82)               | 70+60<br>(118+101)                          | 1.1:1.0                         | 22,500<br>(29,400)                               |
| 1986           | De Mist Kraal Weir        | Cape So. Africa      | 30<br>(98)               | 58.5+58.5<br>(99+99)                        | 0.60:1.0                        | 60,000<br>(78,500)                               |
| 1986           | Arable                    | Lebowa So. Africa    | 35<br>(115)              | 36+74<br>(61+124)                           |                                 | 107,000<br>(140,000)                             |
| 1986           | Daten                     | Fujian China         | 56<br>(184)              | -                                           |                                 | 50,300<br>(65,000)                               |
| 1986           | Grindstone Canyon         | New Mexico USA       | 42<br>(139)              | 74+30<br>(125+50)                           | 0.75:1.0                        | 87,700<br>(114,800)                              |
| 1986           | Zaailoek                  | Natal So. Africa     | 50<br>(164)              | 31.5+73.5<br>(53+124)                       | 0.62:1.0                        | 120,000<br>(157,000)                             |
| 1986           | Saco de Nova Olinda       | Paraiba Brazil       | 57<br>(187)              | 72+0 av *<br>(121+0) av *                   | 0.8:1.0                         | 132,000<br>(173,000)                             |
| 1987           | Tamagawa                  | Akita Japan          | 103<br>(338)             | 91+39<br>(153+66)                           | 0.81:1.0                        | 750,000<br>(981,000)                             |
| 1987           | Upper Stillwater          | Utah USA             | 87<br>(285)              | 77+171<br>(129+299)                         | 0.60:1.0                        | 1,102,000<br>(1,441,000)                         |
| 1987           | Les Olivettes             | Bas Rhone France     | 36<br>(118)              | 88+47<br>(148+79)                           | 0.75:1.0                        | 85,000<br>(111,000)                              |
| 1987           | Lower Chase Creek         | Arizona USA          | 18<br>(59)               | 64+40<br>(108+67)                           | 0.7:1.0                         | 13,800<br>(18,000)                               |
| 1986           | Erizana (dike)            | Spain                | 15<br>(50)               | 90+90<br>(152+152)                          |                                 | 12,000<br>(15,700)                               |

\* Portland - Pozzolan Cement

## TERMINOLOGY

Roller compacted concrete can be divided into three basic types, and as suggested by Cannon (2), separate designations for each would be helpful.

One type of roller compacted concrete is that used for the Shihmen cofferdam, for the various features at the Tarbela Dam Project, for the Willow Creek Dam, and for several other projects. In these cases the material was placed at close to its optimum moisture content for compaction. Ideally the aggregate should be fairly well graded, the material resembling a mechanically stable type of base course. However skip graded material may be used as was the case for the Tarbela Tunnel 2 abutment restoration. Cannon has suggested and the writer agrees that the designation for roller compacted concrete of this type be "rollcrete". This is the term which has been used for 2,680,000 cu m (3,500,000 cy yd) of roller compacted concrete placed in the Shihmen cofferdam and in various features of the Tarbela Dam Project. Compaction of such materials, placed at close to the optimum moisture content for compaction, does not require a vibratory roller; 50 or 100 ton rubber tired rollers may be more effective. The compaction of such material by a vibratory roller is accomplished in effect by a series of rapidly applied tamps. The material is too sticky to be vibrated into a dense state.

*per Cannon*

The second and third types of roller compacted concrete are similar in that vibration is essential for its densification and in that every effort is made for the material to duplicate conventional concrete. That is, a "C" shape gradation is used and the intent is to have paste fill the voids of the aggregate as completely as practical. A wetter mix than for the first type, rollcrete, thus results. In the USA such roller compacted concrete generally is placed in 0.30 m (12 inch) layers and the intent is that a bond will develop between lifts. Upper Stillwater Dam is an example of this type. At Elk Creek Dam the material was spread in six inch (15 cm) layers and compacted in two feet (0.6 m) lifts (4 layers). Cannon (2) suggests that RCC be used as the designation for this type of roller compacted concrete.

In Japan, for the Shimajigawa and Tamagawa Dams, spreading is in about 0.30 m (12 inch) layers, but compaction is done only after spreading two or three layers. Also the surface is cured with excess water and green cutting is carried out. For the Japanese type of placement, it is advisable to use their designation, RCD.

## STABILITY CONSIDERATIONS

A roller compacted concrete gravity dam should be designed for the same considerations of stability against overturning and sliding as a conventional concrete gravity dam. The ACI 207 Committee Report on RCC (15) states: "No concrete gravity dam has failed under sustained loading or flood conditions as a result of initial failure in the concrete section above base rock. Historically, the failure mode for concrete dams has been by sliding or shear failure of the foundation rock." The lift joints in roller compacted concrete are much more

*Ch. 10. 10.10.10*

numerous than the lift joints in conventional concrete (about seven times as many). Also, bonding across lift joints is highly doubtful not only for the rollcrete type of roller compacted concrete, but also for the RCC and RCD types. Even with conventional concrete where green cutting of lift joints is done, bond is not always assured on every part of every lift joint. Many conventional concrete gravity dams show dampness at some lift joints on the downstream face of the dam, indicating lack of perfect bonding. Lift joints are therefore critical in the analysis of the concrete section. The writer believes that they should be treated in much the same way as near horizontal bedding planes in a foundation.

For stability against overturning, gravity sections are generally sized for compression over the entire base and over any horizontal plane through the dam. This means that under application of the water force on the upstream face of the dam and uplift forces on the base of the dam, or on horizontal or near horizontal lift joints, the net pressure at the heel of the dam remains compressive. If tension were present at this point, any unbonded lift joints would tend to open. If the dam were not provided with an impervious upstream membrane reservoir water would enter the lift joint and tend to extend the lift joint opening by hydraulic fracturing.

For the width of the dam to be kept to a minimum, uplift on the base and on lift joints should be reduced by drainage to say one-third of the reservoir head at about the quarter point downstream of the upstream face, Figure 12.

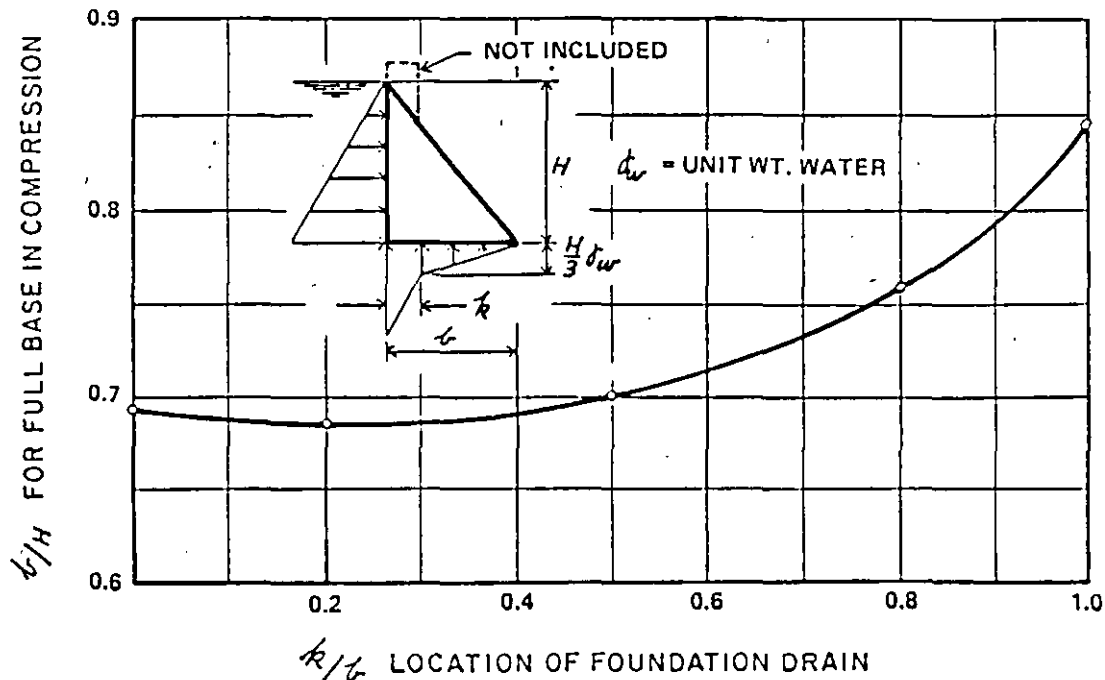


Figure 12. Stability Against Overturning - Full Base in Compression -  $b/h$  vs  $k/b$  - After Figure 5.1, ACI 207 Committee Report (15)

On this basis the base width of the dam should be equal to about 0.7 of the height of the dam. In most of the roller compacted concrete gravity dams constructed to date base width has been about 0.8 of the height, Table 2. The striking exceptions are Upper Stillwater Dam, De Mist Kraal Weir and Zaaihoek Dam where the base width is about 0.6 of the height. The 0.8 criterion has been followed in the Japanese RCD dams. These dams are designed with an upstream impervious concrete face with water-stopped contraction joints backed up with joint drains. A lesser base width would seem to be possible for such dams. A downstream slope of 0.8:1.0 has been frequently used since it is about the steepest that roller compacted concrete can be placed without downstream forming or facing.

Without a curtain of drain holes at about the upstream quarter point of the dam, uplift pressures on the lift joints could become excessive for overturning stability. It is not safe to assume that uplift on a lift joint will decrease linearly from reservoir head at the upstream end of a lift joint to zero at the downstream end. The portion of the lift joint under the downstream-most placement lane may have the least permeability either by happenstance or because more cement was used in the roller compacted concrete at the downstream face. If the downstream-most ten percent of a lift joint has permeability one hundredth that of the remainder of the lift joint, practically full reservoir head would exist on the upstream ninety percent of the lift joint. Under such uplift conditions the total uplift would just about equal the weight of the dam. The portion of the dam above the lift joint would have a factor of safety of about 1.0 against overturning as compared to a conventional design value of about 1.5.

To assure that uplift forces are kept under control, a curtain of drain holes should be installed at about the upstream quarter point and an impervious membrane should be incorporated at the upstream face. The drain holes should empty into a low level gallery. For high dams, more than one gallery may be required with drain holds between galleries. A concrete facing similar in dimension to that used for concrete faced rockfill dams would appear to be most economic. Such a facing should have water-stopped contraction joints and mat reinforcing steel between joints. The facing should be tied to the roller compacted concrete body of the dam. The Monksville Dam (4), has a concrete facing with water-stopped contraction joints at six m (20 ft) spacing, but no reinforcing mats. It has a curtain of drain holes in the spillway area, but not for the entire length of the dam. In 1973 Moffat (11) proposed an upstream impervious membrane plus a curtain of drain holes for a "dry lean concrete gravity dam" (roller compacted concrete gravity dam).

## SLIDING STABILITY

The shear resistance against sliding on lift joints can be expressed by the Mohr-Coulomb failure law as follows:

$$s = c + \sigma' \tan \phi, \text{ where}$$

- $s$  = shear resistance (lb/ sq in or kg/sq cm)
- $c$  = cohesion (shear resistance at zero normal stress)
- $\sigma'$  = intergranular normal stress on lift joint. (lb/sq in or kg/sq cm)
- $\phi$  = angle of friction for the lift joint

The total shear resistance depends both upon the cohesion and the angle of friction. Of the two, the angle of friction is much more certain. For roller compacted concrete it usually is 45 degrees or greater. A factor of safety of 1.5 (perhaps 1.4) is satisfactory with this part of the shear resistance. With the cohesion portion of the resistance a factor of safety of 3 or 4 should be used. If bond across lift joints is never developed or is broken due to tensile forces created by earthquake loading or due to hydraulic fracturing, at the location of such loss of bond, the cohesion will become zero. If the uplift on a lift joint is greater than assumed, the intergranular normal stress will be reduced and the shear resistance due to the friction angle will thereby be reduced. Thus uplift and bond are critical items in the design of a roller compacted concrete gravity dam.

For a dam cross-section where the upstream face of the dam is vertical, and a drainage curtain reduces the uplift to 1/3 of the reservoir head at the upstream quarter point, a friction angle of 45 degrees generally results in a factor of safety against sliding of 1.4 or more. By having the lift joints slope several degrees upward, from upstream to downstream, the factor of safety based upon friction alone can be increased to 1.5. Tests may show also that the friction angle is greater than 45 degrees, and then the factor of safety would be greater. If the uplift varies from reservoir head at the upstream end of a lift joint to atmospheric pressure at the downstream end, the factor of safety would reduce from 1.4 to 1.2 which would not be failure, but would be unacceptable.

#### THERMAL CRACKING

Although low cement contents are used for roller compacted concrete, a temperature rise to 90 degrees Fahrenheit is not unusual. Where the dam is located in a temperate climate, the ambient temperature in winter may drop below freezing so that a 65 degree Fahrenheit decrease in temperature is not unlikely for the surface concrete. Under such a temperature drop the roller compacted concrete will want to contract about 11 mm per 30 m (100 ft) of dam. If the roller compacted concrete does not crack, a tensile stress will have to develop which will create a counteracting amount of tensile strain. Efforts can be made to reduce the temperature rise by using cold aggregates. At Monksville, the aggregates were produced and stored in the winter time and they remained cold until time of placement. Unfortunately, construction in the USA generally is in the summer season when ambient temperatures and solar heating are at a maximum. At the Tarbela Dam Project, construction was in the winter time since summer time is the flood season due to snowmelt in the Himalayas.

Roller compacted concrete dams are generally constructed from abutment to abutment. Thus when a temperature rise occurs in the first few days due to hydration of the cement, besides the foundation tending to prevent the concrete from expanding longitudinally, the abutments

also prevent it from expanding. Rollcrete placed at the optimum moisture content for compaction or somewhat dry of optimum, will have a degree of saturation of its voids less than ninety percent. Also the rollcrete will have significant unconfined compressive strength immediately upon compaction. On the other hand RCC and RCD will be practically saturated. Because of being practically saturated they will develop pore pressures under compressive loading and have very little compressive strength. In both types of roller compacted concrete, due to confinement by the abutments, any tendency for expansion will result in a combination of compressive stress and transverse bulging developing. The compressive stress component will be much greater for rollcrete than for RCC and RCD. Upon cooling, first any recoverable compressive strain must be reduced to zero before tensile stresses can develop. The greater the compressive strain the less tensile strain will occur upon cooling and the less probability of contraction cracks developing. To measure recoverable compressive strain in rollcrete, 762 mm (30 in), plate bearing tests on test fill or production rollcrete may possibly be helpful.

At this stage of development, it appears desirable to provide a roller compacted concrete dam with an impervious upstream membrane of reinforced concrete with water-stopped contraction joints. The contraction joints in the facing will act as the starting point for shrinkage cracks in the roller compacted concrete. Water will be prevented from entering these cracks by the waterstop in the contraction joint of facing concrete.

If the upstream portion of lift joints is made impervious by special bedding mix and/or by higher cement content in the roller compacted concrete, such a barrier would be breached by any shrinkage cracks which develop. Presumably shrinkage cracks, which originate at the surface due to restraint exerted by warmer interior concrete, ultimately may cross the entire dam body as the interior cools. Even if they do not cross the entire dam, they may cross the upstream specially treated lift joints and feed reservoir water to the lift joints downstream of the upstream barrier.

#### DESIGN TESTING

Compaction testing for rollcrete should be by the Modified AASHTO impact procedure or a tamping procedure that leads to similar densities. On the other hand, compaction testing for RCC and RCD should be by a vibrating procedure such as the Vebe test. In both cases, standard laboratory tests generally are for mixes having a maximum size of aggregate of 20 or 40 mm (3/4 or 1 1/2 inches). Although most projects to date have not used aggregates larger than about 63 mm (2 1/2 inches) in order to reduce segregation problems, 150 mm (6 inch) aggregates were used in all the rollcrete at the Tarbela Dam Project. Large size aggregates are effective in reducing the cost of the roller compacted concrete. For compaction testing of the 100 mm (4 inch) maximum size low plasticity core of the Tarbela Dam, a compaction mold 0.6 m (2 ft) in diameter was constructed. A triaxial machine to test 0.6 m (2 ft) diameter specimens was also constructed. Similar large size specimens would be required for compaction and

compression testing of roller compacted concrete containing large size aggregate.

In determining the optimum moisture content for compaction of rollcrete, the accuracy of the determination can be enhanced if the water content of the minus #4 sieve fraction is used rather than the water content of the entire mix.

The bond and shear strength of lift joints can be best determined from large diameter cores taken from test fills or production roller compacted concrete.

## CONCLUSIONS

The use of roller compacted concrete can effect appreciable savings in cost and time of construction of massive concrete structures such as gravity dams and other features of dam projects such as lining of plunge pools, cofferdams, fill concrete, and gravity walls.

One approach to the design of roller compacted concrete follows soil engineering practice. The mix is relatively well graded and placed at or slightly below the optimum moisture content for compaction according to Modified AASHTO procedure or equivalent. Vibratory rollers are not required for compaction; 50 ton or 100 ton rubber tired rollers probably would be more effective. It is proposed that the designation for this type of roller compacted concrete be "rollcrete".

Another approach to the design of roller compacted concrete follows conventional concrete practice. The mix follows the Fuller "C" shape gradation curve and the intent is to have the voids completely filled with paste. Vibratory rollers are required for compaction and to bring the paste to the surface. The writer proposes that the designation for this type of roller compacted concrete be "RCC". The designation "RCD" should be used for the Japanese version of this type or roller compacted concrete.

In order to assure the presence of a positive barrier to seepage and to control thermal shrinkage cracks, an impervious membrane or reinforced concrete with water-stopped contraction joints should be attached to the upstream face of a roller compacted concrete gravity dam.

In order to assure positive control of uplift on lift joints, a curtain of drain holes should be provided at about the upstream quarter point of a roller compacted concrete gravity dam. The drain holes should empty into a low level gallery. In high dams, galleries at more than one level probably are required.

At this stage in the development of roller compacted concrete gravity dams, it appears prudent to design the dam to have net compression over the entire width of lift joints. This criterion would require a minimum base width of about 0.7 the height of the dam.

The factor of safety against sliding on a lift joint should be at least 1.4 and preferably 1.5 on the basis of friction alone (no cohesion shear strength).

Mixes having a maximum size of 100 to 150 mm (4 to 6 inches) are desirable from an economic point of view. If used, they require testing of at least 0.6 m (2 ft) diameter specimens.

Research should be carried out to determine how much recoverable compressive strain can develop in well-compacted, well-graded rollcrete upon the rise in temperature which occurs during the first several days due to hydration of the cement. Plate bearing tests performed on test fills or on projects during construction may be helpful in investigating this matter.

#### APPENDIX. -- REFERENCES

1. Cannon, R. W., Concrete Dam Construction Using Earth Compaction Methods," Economical Construction of Concrete Dams, American Society of Civil Engineers, New York, 1972, pp. 143-152.
2. Cannon, Robert W., "Design Considerations for Roller Compacted Concrete and Rollcrete in Dams," ACI Journal, 1982.
3. Dawson, E. S., and Dunstan, M. R. H., "Trials for a Prototype Rolled Concrete Dam," XIIIth ICOLD Congress, New Delhi, Vol. 1, 1979, pp. 647-660.
4. Elias, G. C., Campbell, D. B., and Schrader, E. K., "Monksville Dam - Roller Compacted Concrete Water Supply Structure," 15th Congress on Large Dams, ICOLD, Lausanne, Switzerland, June 1985.
5. Gentile, G., "Study, Preparation and Placement of Low Cement Concrete With Special Regard to Its Use in Solid Gravity Dams," 8th ICOLD Congress, Edinburgh, Great Britain, Volume 3, 1964, pp. 259-277.
6. Hilf, Jack W., "Rolled Concrete Dams Using Gapgraded Aggregate," ASCE Journal of Construction Engineering and Management, Vol. 113, No. 1, March 1987.
7. Johnson, Horace A., and Chao, Paul C., "Rollcrete Usage at Tarbela Dam," Concrete International, Vol. 1, No. 10, Nov. 1979.
8. Kokubu, M., "Development in Japan of Concrete Dam Construction by the RCD Method," Engineering for Dams, Japan Dam Engineering Center, Vol. 3, Special Issue, 1985.

9. LaVilla, G. C., "The Technique of Placing Rollcrete as Experienced at Tarbela Dam During 1978-1981 for the Construction of Additional Works at the Spillway," Rolled Concrete for Dams, Proceedings of the International CIRIA Conference, 9/10 June 1981, Construction Industry Research and Information Association, 6 Storey's Gate, London, SWIP, 3AV, England, 1981.
10. Lowe, John III, "Use of Rollcrete in Earth Dams," Proceedings of the International CIRIA Conference, 9/10 June 1981, Construction Industry Research and Information Association, 6 Storey's Gate, London SWIP 3AV, England. (This is Part II of a discussion of the paper "Utilization of Soil Cement as Slope Protection for Earth Dams," by W. G. Holtz and F. C. Walker, presented at the First ASCE Water Resources Engineering Conference, Omaha, Nebraska, 1962. (No proceedings were published of this conference), 1981.
11. Moffat, A. I. B., "A Study of Dry Lean Concrete Applied to the Construction of Gravity Dams," Xth ICOLD Congress, Madrid, Vol. 5, 1973, pp. 1279-1299.
12. Paton, J., Discussion to Question 39, Xth ICOLD Congress. Montreal, Vol. 6, 1970.
13. Price, A. C., "The Engineering Characteristics of Dry Lean Concrete as Applied to the Construction of Gravity Dams," Ph.D. thesis, University of Newcastle-Upon-Tyne, England, 1977.
14. Raphael, J. M., "The Optimum Gravity Dam," Rapid Construction of Concrete Dams, American Society of Civil Engineers, New York, 1970, pp. 221-247.
15. American Concrete Institute, Committee 207, "Roller Compacted Concrete," Manual of Concrete Practice, ACI 207.5R-80.
16. Schrader, E. K., "Willow Creek Dam - An Optimum Gravity RCC Dam With Vertical Upstream Face," Proceedings of the International CIRIA Conference, June 1981, 6 Storey's Gate, London, SWIP 3AV, 1981.
17. Wells, William L., Letter to the Editor, Civil Engineering/ASCE, March 1986.
18. U. S. Army Corps of Engineers, Walla Walla District, "Willow Creek Dam - Concrete Report," Vols. I and II.

## PLANNING, DESIGN AND COST ESTIMATES FOR RCC DAMS

By Glenn S. Tarbox<sup>1</sup> F. ASCE and Kenneth D. Hansen<sup>2</sup> F. ASCE

### ABSTRACT

Engineers, planners, and officials of agencies responsible for developing water resource projects are confronted with preparing preliminary designs and cost estimates for dams. This paper provides a rapid method to prepare appraisal level designs and cost estimates for RCC dams.

Given the site characteristics, guidance is provided to assist the planner in determining basic dimensions and estimating concrete volumes. Cost curves developed using statistical data from constructed RCC dams are presented as easy-to-use charts for estimating construction costs. The appraisal level design includes considerations for foundation preparation and appurtenant structures.

An example problem is presented to demonstrate the procedure for developing an appraisal level design cost estimate. The designs and cost estimates developed using this guide can be used for comparison with alternative dam designs.

### INTRODUCTION

Roller compacted concrete (RCC) dams have gained wide acceptance world-wide. Since the completion of Shimajigawa Dam in Japan and Willow Creek Dam in the U.S. in 1982, 19 dams more than 50 feet (15m) high have been completed using this new construction method to build a concrete gravity dam. All six major continents now have at least one dam constructed of RCC and many more are in various stages of development.

Roller compacted concrete technology has matured to the point where RCC dams are ready to take their rightful place among the major dam types. In the RCC dam concept, the inherent safety, aesthetic and maintenance advantages of a concrete dam are combined with the low cost and high production rates normally associated with earth or rockfill embankments.

---

<sup>1</sup>Chief Engineer, Senior Vice President, ECI, 7935 East Prentice Avenue, Building 40W, Englewood, CO 80111

<sup>2</sup>Senior Water Resources Engineer, Portland Cement Association, 925 South Niagara Street - Suite 200, Denver, CO 80224

With RCC available as a viable alternative at many sites, there arises a need for a simple but relatively accurate method to aid comparisons with other dam type alternatives. In this paper, guidance is provided on foundation evaluation, excavation and improvements, and design of the gravity section to include seepage reduction methods. A method for estimating the cost of the concrete section is also presented.

## FOUNDATION CONSIDERATIONS

### Acceptable Foundation Criteria:

**Specific Materials.** Most foundation materials are acceptable for concrete gravity dams, including RCC. Sound rock foundations of sedimentary, volcanic or metamorphic type rocks are generally considered the most satisfactory, because they possess high bearing capacity and good resistance to erosion and seepage. Generally there is no structural restriction to the height that an RCC dam can be built. The presence of faults and shears does not necessarily preclude a site, although the freer the site is of major faults and shears the better it is because they may require expensive treatment to ensure an adequately safe foundation.

Silt, sand, gravel, and clay foundations may also be acceptable for a RCC gravity dam. Usually these foundations are considered only for dams under 50 feet (15 m) high and with a headwater to tailwater head differential of less than 20 feet (6 m) without additional study. The principal considerations to be included in a properly designed foundation are differential settlement, seepage, prevention of piping, and protection at the downstream toe from erosion. Such foundations require special design measures such as upstream and downstream aprons, drains and cutoffs (USBR, 1987). Because each site is unique, they require experienced engineers to design the appropriate treatments to benefit the foundation. Structurally the foundation can be made satisfactory although the costs may increase significantly.

The scope of the discussions in the remainder of this paper are focused on dams having rock foundations because most of the information available to date is for RCC dams constructed on rock foundations.

**Material Properties.** There are five foundation material properties which must be accurately determined: compressive strength, shear strength, deformation modulus, permeability, and Poisson's ratio.

- a. **Compressive Strength.** The compressive strength of a foundation material is important in determining the base thickness of the dam. A base thickness should be used which reduces the maximum bearing stress to allowable values as determined by dividing the compressive strength of the foundation material by an appropriate factor of safety, usually 4.0 (USBR, 1976; Copen, Lindholm and Tarbox, 1977).

## SHEAR STRENGTH OF INTACT ROCK

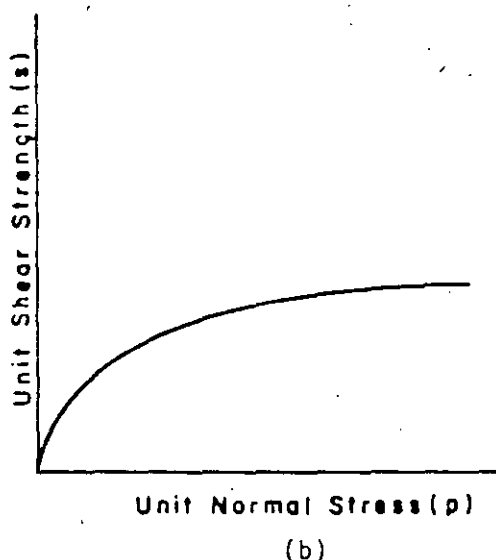
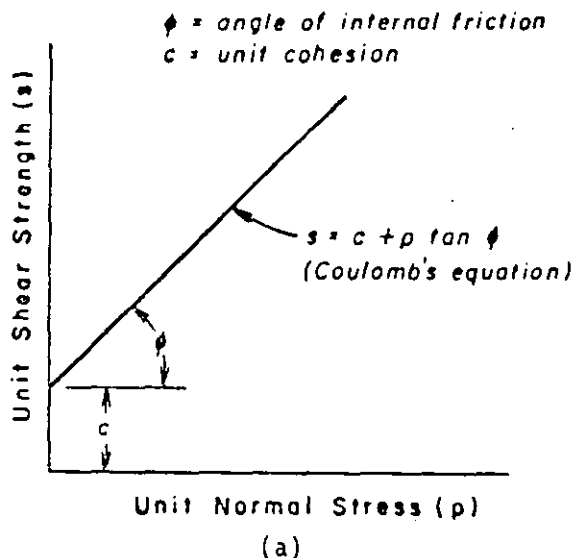
SHEAR STRENGTH OF AN EXISTING  
JOINT IN ROCK

Figure 1. Relation Between Shear Strength and Normal Stress

- b. **Shear Strength.** The shear strength of the foundation rock and its discontinuities depends on the cohesion and internal friction properties of the materials and the applied normal load. Experience shows that intact rock possesses cohesive and sliding friction strength. Therefore its total shear strength can be described using Coulomb's equation, which defines a linear relationship between shear resistance and normal load as shown in Figure 1a.

Joints, shears, and faults may possess little or no cohesion. Their shear strength is derived essentially from sliding friction which usually varies nonlinearly with the normal load acting on the feature as shown in Figure 1b. Therefore, the proper method of determining shearing resistance of discontinuities is to determine a shear resistance versus normal load relationship based on physical tests of the materials. The margin of safety required for sliding stability varies according to the types of applied load combinations, and diminishes as the probability that a particular load combination will occur, e.g. usual, unusual and extreme (USBR, 1976; Copen, Lindholm and Tarbox, 1977).

In the absence of adequate shear strength data, a conservative approach recommended for use at the preliminary design stage is to assume zero cohesive strength for the foundation material, a conservative

value of internal friction appropriate for the type of material, and a minimum factor of safety of 1.5 for usual loading combinations.

- c. **Deformation Modulus.** The magnitude of the foundation deformation modulus is not necessarily a critical consideration. For example, gravity dams have been successfully constructed on low modulus materials such as siltstone, claystone, gravel, and even sand. The critical consideration is the variation in deformation modulus across the foundation. Abrupt changes in modulus can result in differential settlements which can possibly cause cracking of a RCC gravity dam. Therefore, proper identification and mitigation measures are required such as excavation, grouting and replacement of low modulus zones with dental concrete, etc.
- d. **Permeability.** Grout curtains and drainage systems are usually provided in rock foundations beneath RCC gravity dams to reduce seepage and uplift pressures in the foundation. Reduction in the uplift pressure helps to improve the stability of a gravity dam and thereby reduces the required concrete volume.
- e. **Poisson's Ratio.** Poisson's ratio is not required for preliminary designs but is a necessary parameter for mathematical analyses used for feasibility and final design computations.

#### Rock Foundation Design Guidelines:

**Excavation.** Required excavation is a function of the depth of overburden and weathered materials. Generally, all overburden covering rock foundations such as soil, alluvium and talus should be removed. In addition, highly weathered rock is removed to provide slightly weathered rock for low to moderately high dams and to fresh rock surfaces for moderate to high dams. Depths of excavation in rock are highly site dependent and can vary considerably, but depths usually fall in a range from five to 50 feet (1.5 to 15 m). In the absence of reliable data for required excavation depths, the judgment of an engineering geologist should be consulted. It should be remembered that unless the condition of the rock improves with depth, additional excavation accomplishes little. For the purpose of making quantity and cost estimates, an assumed depth of rock excavation of 15 feet (4.5 m) for the abutments and 5 feet (1.5 m) for the foundation yields sufficiently conservative values commensurate with the preliminary stage of design.

**Grouting.** Low pressure consolidation grouting beneath a RCC gravity dam on a reasonably competent rock foundation helps fill voids, fracture zones and cracks that occur naturally, or which result from blast damage and relaxation of the rock due to excavation. Consolidation grouting is accomplished by drilling holes with a minimum diameter of 1 1/2 inches (38 mm) spaced approximately ten to twenty

77

feet (3 to 6 m) apart. The holes vary in depth from 20 to 50 feet (6 to 15 m) depending on the foundation conditions and the height of dam (USBR, 1976).

Curtain grouting is a fairly common practice used to control seepage beneath the dam. The grout curtain is usually accomplished by drilling a single line of 1 1/2 inch (38 mm) minimum diameter holes near the heel of the dam and spaced on 10 foot (3 m) centers. The spacing can vary depending on the condition of the rock. The depth of holes also depends on rock conditions and hydrostatic head. Depths range from 40 percent of the head in dense foundations to 70 percent in poorer foundations (USBR, 1976).

**Drainage.** The drainage system is generally a line of drain holes drilled just downstream of the grout curtain near the heel of the dam. The holes are usually three inches (75 mm) in diameter and spaced on ten foot (3 m) centers. They are designed to intercept any seepage water that may penetrate or bypass the grout curtain. The removal of the seepage water reduces the buildup of hydraulic pressure beneath the dam. The drain holes should vary in depth from 20 to 40 percent of the reservoir head at normal operating pool or 35 to 75 percent of the grout curtain depth (USBR, 1976).

#### DAM CONFIGURATION

##### Geometry:

**Gravity.** Gravity dams are roughly triangular in cross section and normally located straight across the valley. Sometimes they may be slightly curved in plan to better fit the topography of the site. The upstream face is normally vertical to concentrate the concrete weight at the heel to counter tensile stresses caused by reservoir induced overturning moments. The base width must be large enough to spread the loads and reduce the bearing pressure to acceptable levels, and provide sufficient shearing and overturning resistance to satisfy stability requirements. The slope of the downstream face is usually determined by its intersection with the upstream face of the dam at the crest and the required base width as shown in Figure 2. Theoretically the thickness of the dam at the crest can be zero. Practically, however, the thickness is usually determined by roadway access or construction access requirements for non-overflow portion. When additional thickness is provided, the downstream face is usually made vertical from the downstream edge of the crest until it intersects with the slope.

A range of possible idealized cross canyon profile shapes are shown in Figure 3. The profiles vary from narrow to wide sites and from V to U shapes, regardless of the canyon profile.

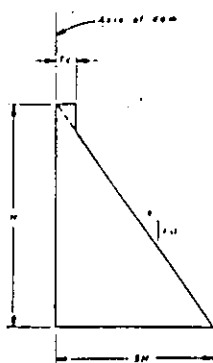


Figure 2. Typical RCC Gravity Dam Cross Section

Volume: The general equation for the estimated total volume of concrete in the dam assuming a cross section as shown in Figure 2 and top and bottom lengths of dam from Figure 3 is:

$$V = \frac{(SH)^2 (L_T + 2L_B) + 3T_c^2 L_T}{162S} \quad (1)$$

where  $V$  = total estimated volume in cubic yards

$H$  = height of maximum section in feet including an assumed five feet of excavation below top of rock

$L_T$  = cross canyon length of dam at its top including 15 feet of excavation at each abutment measured normal to the surface

$L_B$  = same as  $L_T$  but measured at the dam base

$S$  = slope of downstream face (horizontal run to 1.0 rise)

$T_c$  = thickness of crest in feet (recommended minimum of 16 feet provide clearance for two vehicles)

In metric units using meters:

$$V = \frac{(SH)^2 (L_T + 2L_B) + 3T_c^2 L_T}{65} \quad (2)$$

The shear friction factor of safety is important as a measure of sliding stability in both the dam and the foundation and, depending on the value selected for design, can influence the required downstream face slope. From Figure 4, it is apparent that a shear friction factor of safety of 1.5 or greater (as suggested earlier in the section on

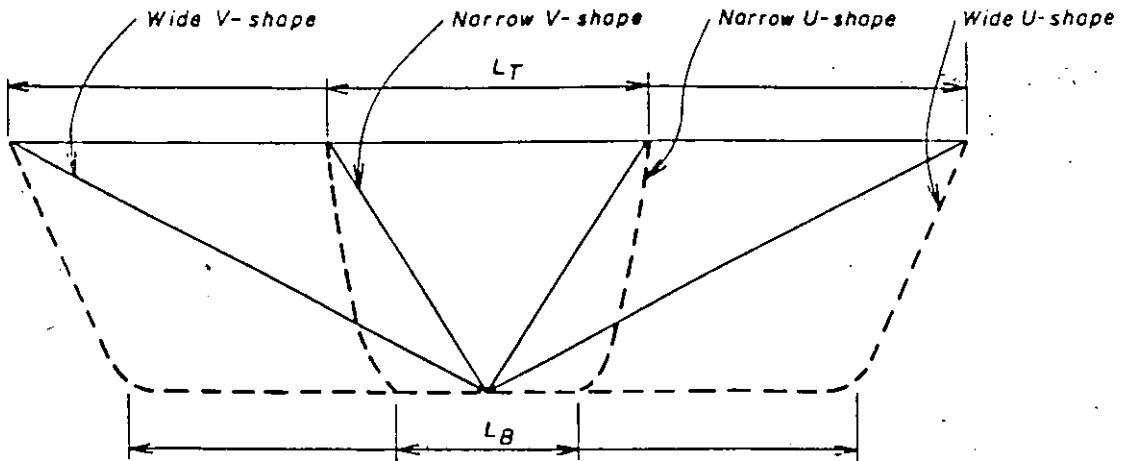


Figure 3. Range of Typical Cross Canyon Profile Shapes

rock foundation design guidelines for preliminary designs) will be achieved for the usual loading condition of normal reservoir water surface with the following assumptions.

1. Zero cohesion at lift lines and at the dam-foundation contact.
2. Coefficient of friction,  $\tan \phi$  equal to 1.0 or greater.
3. Unit weight of RCC equal to  $150 \text{ lb/ft}^3$  or greater.
4. Unit weight of water equal to  $62.4 \text{ lb/ft}^3$ .
5. Inclusion of drains assumed to be 100% efficient located at approximately 10 percent of the cross sectional thickness in from the upstream face reducing uplift pressure to  $1/3$  differential head between the headwater and tailwater pressure.
6. The downstream face slope is 0.70:1.0 or greater (flatter) (Boggs and Richardson, 1985).

Having selected a value of  $S$  of 0.65 or larger and knowing  $H$ , it is a simple task to scale the values of  $L_T$  and  $L_B$  from a plan or profile drawing developed using a topographic map of the site. The value of  $T_c$  is either set or assumed and the total estimated volume of RCC can be computed using Equations 1 and 2.

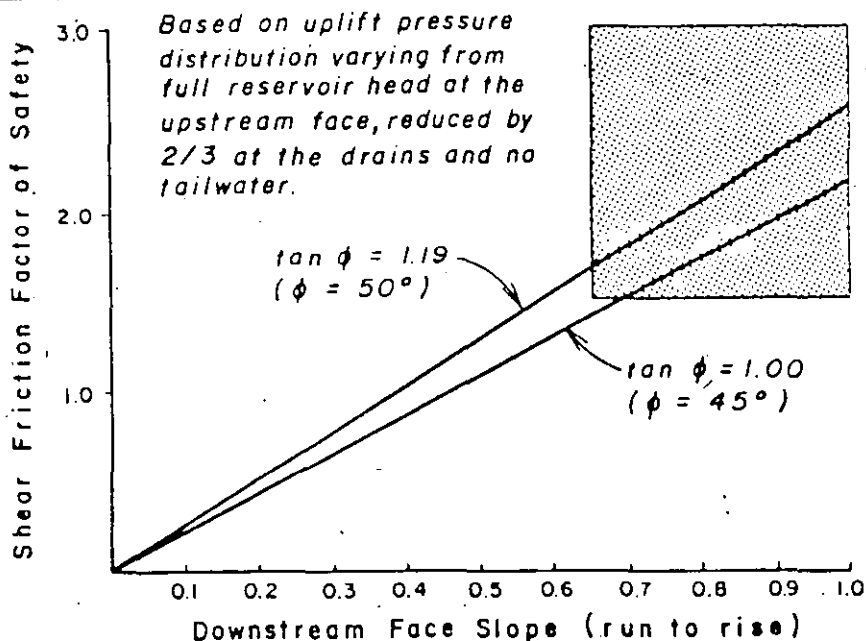


Figure 4. Shear Friction Factors of Safety Versus Downstream Face Slope Assuming Zero Cohesion on Lift Lines and 100 Percent Efficient Drains

Thus a RCC gravity dam cross section and estimated total volume using the formulae and charts provided in this paper satisfy the generally accepted practice for RCC dam design at the preliminary design stage using reasonable factors of safety for strength and stability.

Seepage Reduction: The single item that has produced the greatest variation in design solutions has been the means for reducing or controlling seepage through the dam. Since Willow Creek Dam has relied on the impermeability of a lean RCC mixture itself and seepage had occurred mainly at the lift lines, designers have devised a number of more impermeable solutions. Most of the seepage reduction solutions have included the use of conventional concrete to form a relatively impermeable upstream face and a partial bedding mix between lifts.

The seepage reduction system that has been used to the largest degree has been a conventional concrete face averaging between 18 inches (0.46 m) to 36 inches (0.91 m) in thickness in combination with a bedding mix atop each 12 inch (0.30 m) thick layer extending downstream another four to six feet (1.2 to 1.8 m). This design should incorporate vertical crack inducers at about 20 foot (6.1 m) spacing. At Upper Stillwater Dam, the upstream face was formed by horizontal slip-formed elements and the entire dam constructed of a high paste RCC mixture to act as the water barrier.

Other solutions that have been used for upstream seepage control are:

Precast concrete facing panels with a 65 mil thick polyvinyl chloride (PVC) liner attached to the downstream side in the manufacturing process. The joints in both directions were then heat welded in the field and backed by an average of 18 inches (0.46 m) of conventional concrete to form an impermeable upstream membrane for Winchester Dam in Kentucky.

An 18 inch (0.46 m) constant thickness conventional concrete face that will be reinforced in both directions and waterstops installed at 50 to 60 feet (15 to 18 m) horizontal spacing will be used for the gravity spillway section for Stacy Dam in Texas.

At Elk Creek Dam in Oregon the conventional concrete will average three feet (0.91 m) in thickness and the two foot (0.62 m) thick compacted lifts will have a bedding mix over the entire surface. In addition to joints with waterstop and drains, metal sheets across the entire dam to act as a crack inducer, are included in the design. Ten joints are included across the 2,580 foot (786 m) long crest length.

It should be left to a designer to select the most appropriate type of upstream face for a project. Factors to be considered include required level of seepage reduction, cost, construction considerations in producing the vertical upstream face, durability, and aesthetic requirements.

Seepage performance data are available for a number of dams whose reservoirs have been filled to date (Moler and Moore, 1988). Some other designs, such as Upper Stillwater, Elk Creek, and Stacy, have not yet been tested by their reservoirs. In case of each of these yet untested designs, the designers believe the seepage reduction scheme they have developed will prove to be more impermeable than previous solutions.

#### OTHER CONSIDERATIONS

There are many other items that should be considered in the preliminary design and cost estimates for a dam project. Foremost among these are speed of construction, incorporation of appurtenant structures, and river diversion. Due to widely varying site specific conditions, it is difficult and beyond the scope of this paper to provide specific design and cost guidance for these items. However, cost savings associated with one to two years earlier completion, simple handling of the spillway as part of the RCC structure, or diversion schemes for a major river are important factors in making comparative evaluations of dam types (Hansen, 1987).

Speed of Construction: The volume of material contained in RCC gravity dam is significantly smaller than the volume of material in an embankment type structure as shown in Figure 5.

If the smaller volume of RCC required for a concrete gravity dam section can be constructed with production rates approaching that for an embankment dam, a RCC dam can be completed in less time. One or two years earlier completion is quite common. The reduced time for completion of the RCC dam offers many benefits, one being considerable savings in interim construction financing. This is especially important in times and areas of high interest rates.

Earlier realization of project benefits and less on-site costs for maintaining an engineering and quality control staff due to shorter construction time are other financial savings that can accrue to the owner. Assuming transmission lines are in place to the power demand area, earlier completion is especially important for a dam constructed for hydroelectric power generation. It should be noted that rapid construction can only be accomplished with careful design and construction planning, large volumes of materials on-site, and an adequate cash flow.

The best example of rapid completion of an RCC dam project is Copperfield Dam in Australia. The 131 foot (40 m) high dam requiring 183,000 cu. yd (140,000 cu m) of RCC took only ten months from conception to reservoir filling. This included the time required for planning, design, contracts, permits, and construction of the dam. Originally designed as an earth and rockfill dam, the switch to RCC shortened the original project schedule by eighteen months.

The potential for placing large volumes of RCC or rollcrete, as it was called at the time, was initially proven for the tunnel repairs required at Tarbela Dam, Pakistan in 1975. Working around the clock, placement rates averaged 10,950 cu yd (8,370 cu m) per day for 42 days with a maximum daily placement of 24,000 cu yd (18,000 cu m).

Daily RCC placement rates in U.S. dams have been impressive: At both Upper Stillwater and Elk Creek Dams, there were a number of days when more than 10,000 cu yd (7,650 cu m) were placed in either two eight- or two ten-hour shifts.

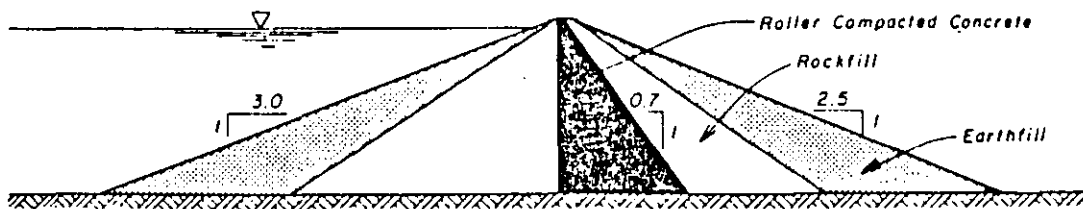


Figure 5. Comparison of Cross Sections for Various Types of Dams

A vertical construction rate of four feet (1.2 m) per day was accomplished during most of the construction for Galesville Dam, Oregon, and Grindstone Canyon Dam, New Mexico. Heat of hydration build-up at these placement rates did not prove to be detrimental to the dams' performance.

Appurtenant Structures: The appurtenant structures for a dam include the spillway, outlet works, intake structures, and penstocks in the case of a hydroelectric dam. Incorporating the spillway into the RCC gravity dam has been a major cost saving item when compared to other dam types. In a number of RCC dam projects, the service spillway has been sized for the 1 in 100 year up to the 1 in 500 year flood. For larger floods up to the PMF, the entire structure was designed to be overtopped. This was possible because of the erosion resistance afforded by the RCC dam. Thus, the dam itself services as the emergency spillway. For RCC dams, an uncontrolled overflow spillway can be incorporated into the central portion of the dam at little additional cost over the basic RCC gravity section. Pamo Dam in California is an example. The spillway savings amounted to an estimated \$4 million, or about twelve percent of the cost of the earthfill dam alternative.

Stairsteps, designed into the downstream face of spillways for RCC dams such as Upper Stillwater, Monksville, and Stagecoach, represent an additional potential cost savings. Energy is removed from the flow incrementally step-by-step, resulting in shorter and shallower stilling basins.

The base width for a concrete gravity dam is less than for an embankment type structure of comparable height (See Figure 5). As a result, conduits through the dam can be shortened and the footprint for the dam is smaller when compared with any embankment dam type. The smaller footprint for the concrete dam means less excavation of near surface rock, less consolidation grouting, and less surface preparation for the dam when compared to wider base width embankments. Reduced conduit lengths equate to cost savings in outlet works, penstocks, and any other waterway penetrating the concrete structure. With a longer length penstock through an embankment section, a surge tank is usually added to improve regulation of the flow to the hydroelectric power units. This requirement is avoided in a RCC dam, thus representing an added savings.

Designers have realized that uninterrupted and rapid placement of RCC has both economical and technical benefits. Therefore, outlet conduits and intake towers should be located to avoid interference with RCC placement. In many designs, the outlet conduit has been placed in a cut in the foundation rock and the intake tower located outside of and attached to the upstream vertical face of the dam.

River Diversion: Reduced river diversion cost is an important benefit of RCC dams that may not be readily apparent. Similar to any conduit through the dam structure, a diversion conduit or tunnel for a RCC dam will be shorter in length than for an embankment.

67

The greatest economic benefit is that the diversion capacity and upstream cofferdam can be smaller. This is due to rapid construction using the RCC method together with its erosion resistance. If the construction can be planned to coincide with a period of low stream flow, the diversion scheme can be designed for a lower flow rather than a five to ten year frequency flood. This concept was used in the design for Galesville Dam in Oregon where the diversion conduit capacity was reduced from 6,000 cfs (170 cu m/s) to 1,200 cfs (34 cu m/s).

If the cofferdam is overtopped, damage can be minimal as demonstrated during the construction of Cragbourne Dam in Australia. A flow equivalent to a three year event overtopped both the cofferdam and the uncompleted RCC. Minor plucking of surface fines from the two-day old RCC was the only noticeable damage. After the main delay, access to the damsite was reestablished and construction resumed five days later.

#### ESTIMATING COST FOR ROLLER COMPACTED CONCRETE

Once a volume for the dam design has been determined, the cost of the structure can be estimated with the aid of Figure 6.

The curve which represents the total cost of RCC in place, including cement and pozzolan, is based on actual low bid prices submitted for 13 dam projects in the U.S. since 1981. In order to provide a consistency in the chart, two modifications to the actual low unit price bid for RCC have been made. All prices were escalated to 1987 levels using U.S. Bureau of Reclamation construction cost trend factors and constant cement and pozzolan contents were used. Therefore, the chart represents the cost of aggregates, mixing, hauling, spreading, compacting and curing an RCC mixture containing 150 pounds of cement per cu.yd. (69 kg/m<sup>3</sup>) and 50 pounds of pozzolan per cu.yd. (30kg/m<sup>3</sup>).

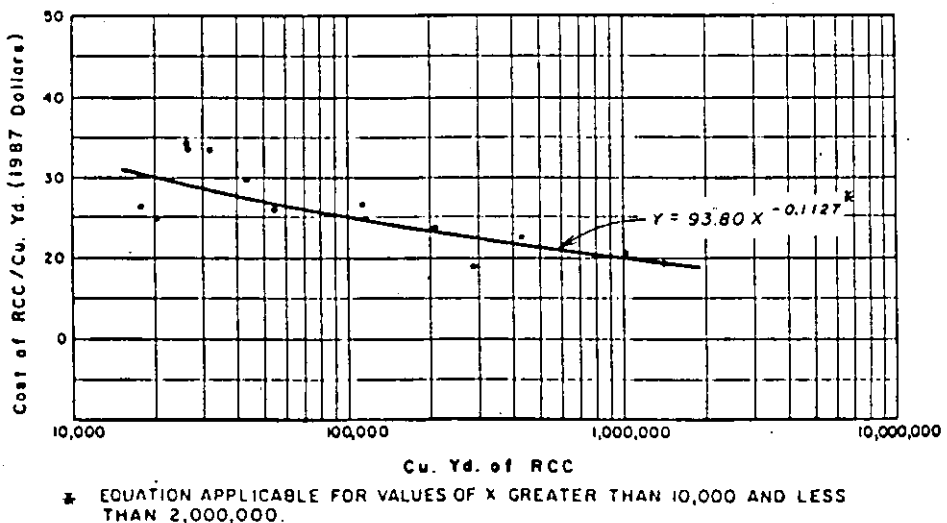


Figure 6. Costs of RCC Per Cubic Yard (Adjusted to 1987 Dollars and Includes Either 175 Pounds of Cement or 150 Pounds of Cement Plus 50 Pounds of Pozzolan)

or 175 pounds of cement per cu. yd (104 kg/cu m) if no pozzolan is to be used for the project.

The curve is also based on the assumption that suitable aggregates are at or near the site. If aggregates need to be imported or if a high paste RCC mix is to be used (more than 250 pounds of cementitious materials per cu yd or 148 kg/cu m), the additional cost for these items needs to be considered. Also, because of the preliminary nature of this level of design, the user may want to add a contingency to the unit cost per cubic yard derived from the curve.

The projects used to develop the cost curve are listed in Table 1 and show the actual cement and pozzolan contents.

Table 1. Roller Compacted Concrete Prices by Low Bidder

| Project                                 | Bid Date  | RCC Construction Date | As Bid cu.yd.                     | Aggregate and Process | Cost per cu.yd. (U.S. \$)           |                                               | Total           |
|-----------------------------------------|-----------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------|
|                                         |           |                       |                                   |                       | Cement                              | Fly Ash                                       |                 |
| 1. North Fork Toutle River Spillway     | Feb. 1981 | 1981                  | 18,000                            | 18.00                 | 19.00<br>(100# @ \$16.00/ton)       | --                                            | 17.00           |
| 2. Willow Creek Dam, Oregon             | 10-23-81  | 1982                  | 401,000<br>Average of four mixes  | 11.56                 | 6.71<br>(117# average @ 106.70/ton) | 1.71<br>(139# @ 61.60/ton)                    | 19.00           |
| 3. Austin Detention Dam, Texas          | 6-28-83   | 1984                  | 20,670                            | 18.00                 | 7.00<br>(209# @ 10.00/ton)          | 1.20<br>(80# @ 30.00/ton)                     | 26.20           |
| 4. Upper Stillwater Dam, Utah           | 10-17-83  | 1983-87               | 1,517,000<br>Average of two mixes | 10.78<br>1.07*        | 5.37<br>(132# @ 81.30/ton)          | 6.19<br>(293# @ 6.90/ton)                     | 21.81           |
| 5. Winchester Dam, Kentucky             | 12-15-83  | 1984                  | 32,000                            |                       | Bid as lump sum item<br>(175#)      |                                               | 12.50           |
| 6. Dole Hills Plant Spillway, Louisiana | 12-20-83  | 1984                  | 26,121<br>Average of two mixes    | 27.00                 | 5.40<br>(160# @ 10.00/ton)          | 0.91<br>(60# @ 28.50/ton)                     | 11.11           |
| 7. Galesville Dam, Oregon               | 3-16-84   | 1985                  | 210,100<br>Average of two mixes   | 15.56**               | 1.91<br>(91# average @ 37.00/ton)   | 1.71<br>(87# average @ 44.00/ton)             | 21.62           |
| 8. Menckville Dam, New Jersey           | 4-10-84   | 1986                  | 289,000<br>Average of two mixes   | 13.00                 | 1.31<br>(108# @ 63.00/ton)          | --                                            | 16.52*          |
| 9. Middle Fork Dam, Colorado            | 3-21-84   | 1984                  | 51,000                            |                       |                                     | --                                            | less than 21.00 |
| 10. Grindstone Canyon Dam, New Mexico   | 6-20-85   | 1986                  | 114,500                           | 20.20                 | 4.38<br>(171# @ 20.00/ton)          | 1.00<br>(50# @ 40.00/ton)                     | 21.38           |
| 11. Elk Creek Dam, Oregon               | 1-16-86   | 1987-88               | 999,000<br>+61,840                | 14.00                 | 6.11<br>(118# @ 20.00/ton)          | 1.14<br>0.29 (As mix.)<br>(36# @ 2.90/cu.ft.) | 19.56           |
| 12. Lower Chase Creek Dam, Arizona      | 2-5-87    | 1987                  | 26,830                            |                       | Bid as lump sum contract<br>(105#)  | (70#)                                         | 11.80           |
| 13. Slegemoor Dam, Colorado             | 5-5-87    | 1988                  | 43,300                            | 21.00                 | 6.80<br>(170# @ 20.00/ton)          | 1.14<br>(88# @ 33.00/ton)                     | 29.14           |

\* Government furnished sand for RCC mix

\*\* Kinn (.) aggregate furnished from previous road contract - cost \$6.71/cu.yd. (not included in bid)

\* Cost renegotiated upward after delay in construction start

\*\* Actual mix contained an average of 133 pounds of cement and no fly ash

1 cu.yd. = 0.765 m<sup>3</sup>

1 lb/cu.yd. = 0.593 kg/m<sup>3</sup>

**Upstream Face Cost:** The cost of the upstream face can be estimated with the aid of Table 2. This cost can be applied either as an added cost per cubic yard of RCC in the dam or possibly as an added cost per square foot of dam face.

From Table 2, for dams requiring more than 100,000 cu yd (76,500 cu m) of RCC the added cost per cubic yard of RCC usually ranges from \$4 to \$6. A suggested cost of \$6 per cubic yard can be added to the cost of RCC estimated from Figure 6.

The volume of RCC in the section displaced by the facing concrete should not be subtracted from the calculated volume nor an additional cost applied for bedding concrete at this preliminary level of study.

**Total Cost:** Using equation 1 or 2, Figure 6, and Table 2, the basic design and estimated cost of a RCC dam structure including an upstream seepage reduction system can be determined. There are many other items and costs associated with a complete dam project. These may include mobilization, reservoir clearing, diversion, foundation excavation, grouting, drains, galleries, downstream face, spillway, stilling basin, intake structure, and outlet conduit.

Table 2. Upstream Face Designs and Costs

| Dam                  | Location   | Height<br>feet<br>(meter) | RCC<br>Volume<br>as bid<br>cu.yd.<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | Type of Face                                                                     | Added<br>Cost per<br>cu.yd.<br>RCC | Facing<br>Concrete<br>Cost per<br>cu.yd.* | Added<br>Cost per<br>sq.ft.<br>Face |
|----------------------|------------|---------------------------|-----------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------|
| 1. Winchester        | Kentucky   | 70<br>(21)                | 32,000<br>(24,300)                                        | Precast concrete panels<br>with 65 mil PVC membrane<br>plus 18" concrete backing | \$10.00<br>+2.30                   | -<br>\$ 60.00                             | \$8.30<br>\$1.98                    |
| 2. Galesville        | Oregon     | 167<br>(51)               | 210,300<br>(160,800)                                      | Ave. 18" thick concrete<br>plus sprayed on membrane                              | \$ 3.88                            | \$117.85**                                | \$6.30<br>+1.30                     |
| 3. Grindstone Canyon | New Mexico | 139<br>(42)               | 118,300<br>(87,300)                                       | Ave. 24" thick concrete                                                          | \$ 3.86                            | \$107.81**                                | \$7.99                              |
| 4. Monksville        | New Jersey | 130<br>(42)               | 289,000<br>(221,000)                                      | Ave. 24" thick concrete                                                          | \$ 3.38                            | \$ 93.69**                                | \$7.09                              |
| 5. Upper Stillwater  | Utah       | 294<br>(91)               | 1,337,000<br>(1,037,500)                                  | Horizontal slip-formed<br>elements - 24" average                                 | \$ 3.88***<br>(both faces)         | \$ 38.47**                                | \$4.03***                           |
| 6. Elk Creek         | Oregon     | 249<br>(76)               | 999,000<br>(763,800)                                      | Ave. 36" thick concrete<br>plus waterstopped joints                              | \$ 4.91<br>+0.38 jts.              | \$ 71.64**                                | \$7.96                              |
| 7. Stacy             | Texas      | 103<br>(31)               | 103,800<br>(79,400)                                       | 18" concrete - reinforced<br>plus waterstopped joints                            | \$ 4.23                            | \$110.29**                                | \$8.04                              |

**NOTE:** Costs presented were submitted by the low bidder and have not been escalated to 1987 or later cost levels.  
See Table 1 for bid date.

- \* Includes cement and pozzolan (if used)
- \*\* Includes cost of forming the face
- \*\*\* not considered as water barrier -- added cost of high paste RCC must be considered in cost evaluation.

An analysis of six U. S. dams based on the low bidder's unit costs indicates the cost of the RCC and upstream face concrete in the basic dam structure as compared to the total project bid price has ranged from 40% for Elk Creek Dam to 64% for Willow Creek Dam as shown in Table 3. The average was 51%.

Table 3. Gross Costs of RCC Dams

| Dam                             | Volume - cu yds (m <sup>3</sup> ) |                         |                          | Total Cost of RCC and Upstream Face Concrete | Project Bid Price | Cost of Concrete/Project Bid Price |
|---------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|--------------------------|----------------------------------------------|-------------------|------------------------------------|
|                                 | RCC                               | Upstream Face Concrete* | Total                    |                                              |                   |                                    |
| 1. Willow Creek, Oregon         | 403,100<br>(308,200)              | 2,100<br>(1,600)        | 405,200<br>(309,800)     | \$ 9,040,000                                 | \$14,093,000      | 64%                                |
| 2. Upper Stillwater Utah        | 1,357,000<br>(1,037,500)          | 33,200<br>(26,900)      | 1,392,200<br>(1,064,400) | \$34,738,000                                 | \$60,604,000      | 57%                                |
| 3. Monksville New Jersey        | 237,000<br>(221,000)              | 19,300<br>(14,900)      | 308,300<br>(235,900)     | \$ 6,304,000                                 | \$14,678,000      | 46%                                |
| 4. Galesville Oregon            | 210,300<br>(160,800)              | 10,300<br>(8,000)       | 221,000<br>(168,800)     | \$ 3,819,000                                 | \$12,739,000      | 46%                                |
| 5. Grindstone Canyon New Mexico | 114,300<br>(87,500)               | 2,800<br>(2,400)        | 120,300<br>(91,900)      | \$ 4,237,000                                 | \$ 7,477,000      | 57%                                |
| 6. Elk Creek Dam Oregon         | 1,040,800<br>(770,700)            | 69,300<br>(53,200)      | 1,110,300<br>(848,900)   | \$23,366,000                                 | \$62,781,000      | 40%                                |

\*Includes bedding concrete where applicable.

### EXAMPLE PROBLEM

Given a damsite described by the topography as shown in Figure 7a, develop a preliminary design cross section and estimate the construction costs of an RCC gravity dam for the site (the example calculations are made using Imperial (US) units and U.S. dollars).

#### Assumptions:

- Crest elevation of dam = 245 feet
- Height of dam,  $H = 200$  feet
- Crest width of dam,  $T_c = 16$  feet
- Drains will be included in dam and foundation
- Angle of internal friction,  $\phi = 45^\circ$
- Cohesion in foundation and on lift lines,  $C = 0$
- Shear friction factor of safety,  $Q = 1.5$
- Factor of safety for compressive tensile strength of RCC,  $S. F. = 3.0$
- Ultimate compressive strength of RCC,  $f'_c = 3,000$  psi

Step 1. Draw an axis in plan on the damsite topography, Figure 7a.

Step 2. Develop a profile of the canyon (original ground line) along the axis looking downstream as shown in Figure 7b.

# 'The faced symmetrical hardfill dam: a new concept for RCC

PRESA DE CARAS  
SIMETRICAS DE  
RELLENO COMPACTO:  
UN NUEVO CONCEPTO  
PARA EL CCR.

By P. Londe and M. Lino, Honorary President of ICOLD\* and Partner\*\*

BaCaRa (CCR en  
frances - Barrages 27  
beton compacte ou Rouleau)

**A** new design is proposed for RCC dams to take full advantage of the characteristics of this material. The basic features of the new design are: a symmetrical cross section; a watertight upstream facing; no internal drainage of the dam body; and the use of a lean RCC, known as hardfill. The main advantages of this design are: low stresses in the dam body and the foundation; low cost of the hardfill; and, greater safety than gravity dams, particularly for earthquake conditions. This article presents a parameter study of this type of dam, including stability analysis and a structural and economic comparison with the conventional RCC gravity dam.

RCC, a relatively new material, calls for new dam shapes. Over the centuries, history has shown that technical progress results from the adaptation of the shape of structures to new materials, rather than the other way round.

RCC is concrete, as is indicated by its name, because it uses cement; however, it is placed like an embankment (roller compacted). It is the roller compaction that constitutes the innovation. For the first time engineers have at their disposal an embankment material which has very high cohesion and high resistance to erosion. Rather than RCC, it can be called a **hardfill**.

If current RCC specifications were relaxed to aim at obtaining not a "concrete" but rather a "hard fill", it would result in a much cheaper material. However, RCC today is mainly used for building conventional gravity dams requiring high materials performance, such as good tensile and shear strengths, together with watertightness. An alternative using low strength and pervious hard fill is discussed here. It consists of a new dam shape, the Faced Symmetrical Hardfill Dam (FSHD) which offers cost

savings and, above all, a high level of safety.

Some of what is presented here results from the findings of BaCaRa, a working committee appointed by the French Government (Projet National) for the development of RCC, and follows the ideas introduced in the discussion of Question 62 at the 16th ICOLD Congress in San Francisco (1988).

## History of the gravity dam

Originally, the gravity dam was a vertical masonry wall. It was soon evident that for enhanced stability and to reduce volumes, a downstream batter was required. High gravity dams failed despite this, however, leading to the discovery at the end of 19th century of the effect of uplift forces. Two design criteria were then proposed. They are still used today:

Maurice Lévy condition:  $\sigma_u - \gamma_w H > \sigma_t$ ; and,  
Oscar Hoffman condition:  $d\sigma_u/da > 0$

where,  $\sigma_u$  = total vertical upstream stress;  $\gamma_w$  = specific weight of water;  $H$  = height of reservoir;  $\sigma_t$  = uniaxial tensile strength of concrete;  $a$  = length of crack measured from the upstream face.

These conditions led to the usual optimum gravity dam profile with a vertical (or almost vertical) upstream face and a downstream batter close to 0.8 h/l v.

Fig. 1 shows the stresses at the base of a typical 100 m-high gravity dam (note that all stresses mentioned from now on are proportional to height). Point A shows that a compressive stress of only 0.84 MPa develops at the heel of the dam, calling for a tensile strength of 0.16 MPa to satisfy Lévy's condition. The Hoffman condition is just satisfied with no safety margin.

However, much greater tensile strength is required in the event of an earthquake, should cracking be considered detrimental to safety. For example, assuming an earthquake acceleration of 0.2 g, tensile stresses in the range 1 to 2 MPa (depending on the rigidity of the foundation, the recording interval of the time history, and so on) would occur at the heel, giving rise to a serious risk of cracking.

As far as shear strength is concerned, a mean shear stress  $\tau = 0.63$  MPa is obtained. However, the most significant criterion is the angle  $\phi$ , measuring the inclination of the resultant to the vertical. This inclination depends on the uplift assumption. Fig. 1 gives  $\phi$  in terms of  $u$  ( $u = 0$  meaning no uplift,  $u = 1$  full triangular uplift,  $u = 0.4$  reduction to 40 per cent of full triangular uplift). The values of  $\phi$  indicate that a reasonably good

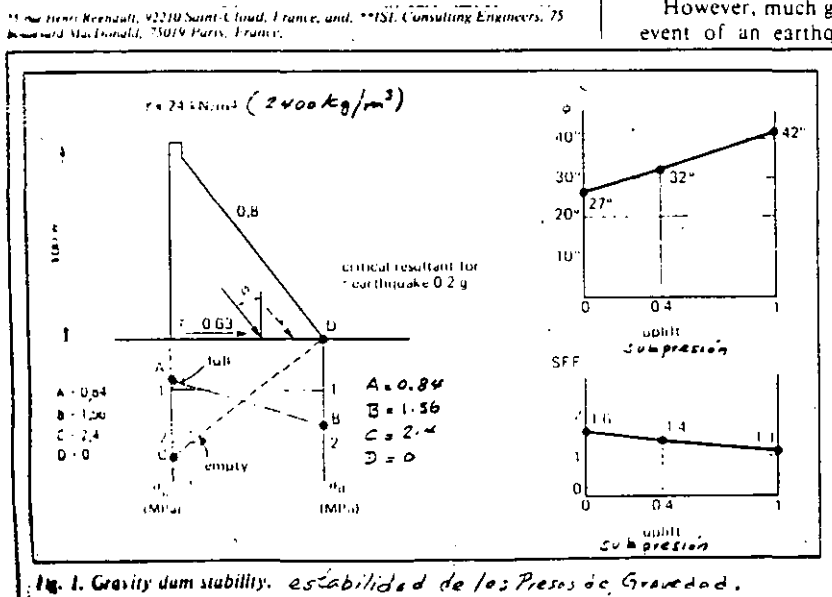


Fig. 1. Gravity dam stability. estabilidad de las Presas de Gravedad.

rock foundation is necessary, particularly when considering that  $u = 0$  (no uplift) is not realistic because of the impossibility of controlling completely the seepage flow under the dam. Conversely, even with the usual assumption that  $u = 0.4$ , it may happen that, with time, the grout and drainage curtains deteriorate to the point that  $u = 1$  would apply. For years, gravity dams were designed with a resultant at  $37^\circ$  ( $\tan \phi = 0.75$ ), requiring extensive drainage.

Another criterion which has been widely used, although it is questionable, is the Shear Friction Factor (SFF), for which an assumption is made for the friction angle and the cohesion of the foundation rock. In Fig. 1, the set  $\phi = 30^\circ$  and  $c = 0.3$  MPa was chosen. It corresponds to a rock mass of moderate strength, as shown in Fig. 3. This figure illustrates the fact that a Coulomb envelope of  $\phi = 30^\circ$ ,  $c = 0.3$  MPa is a fair approximation of the intrinsic curve given by the Hoek criterion for  $m = 0.5$ ,  $s = 0.0001$  and  $\sigma_c = 20$  MPa, which would describe a gneiss of granite rock mass with moderately weathered joints spaced at  $0.3$  to  $1$  m. For  $u = 0.4$ , one obtains  $SFF = 1.4$  which could hardly be considered as adequate; in the event of  $u = 1$ , the value would be as low as  $SFF = 1.1$ .

Of interest is the fact that the gravity dam develops stresses at its foundation that vary considerably between empty and full reservoir conditions, that is, during impounding or drawdown operations. The comparison of line AB with line CD in Fig. 1 illustrates this behaviour.

## PERFIL SIMETRICO Symmetrical profile

The first proposal for a symmetrical profile was made by J.M. Raphael. The basic idea was to design a dam section somewhere between the gravity dam and the embankment dam, using a material with characteristics between concrete and soil. J.M. Raphael wrote (in 1976):

Jerome M. Raphael (1912-1989) *Prof. Emerito de Ingeniería*  
"There is a middle ground available when one considers the large discrepancy in cohesion between earth materials and concrete of the same material. If we consider how much stability has been imparted in soil by the addition of cement, and how little cement is needed to greatly improve the cohesion of soil, we can perceive that there is a place for a dam of intermediate volume made of relatively inexpensive soil with its cohesion improved by a judicious addition of cement, using earth moving techniques for construction."

J.M. Raphael proposed an optimum dam with symmetrical slopes in the vicinity of  $1$  h/1 v, using soil-cement. Unfortunately the problem of uplift control was not addressed.

Fig. 2 gives the stresses prevailing at the base of a  $100$  m-high FSHD with  $0.7$  h/1 v batter. It is to be compared directly with Fig. 1 (the unit weight of the hardfill being slightly less than the RCC unit weight for a gravity dam to account for its overall lower quality). The comparison is striking.

Point A is well above Lévy's condition, represented here

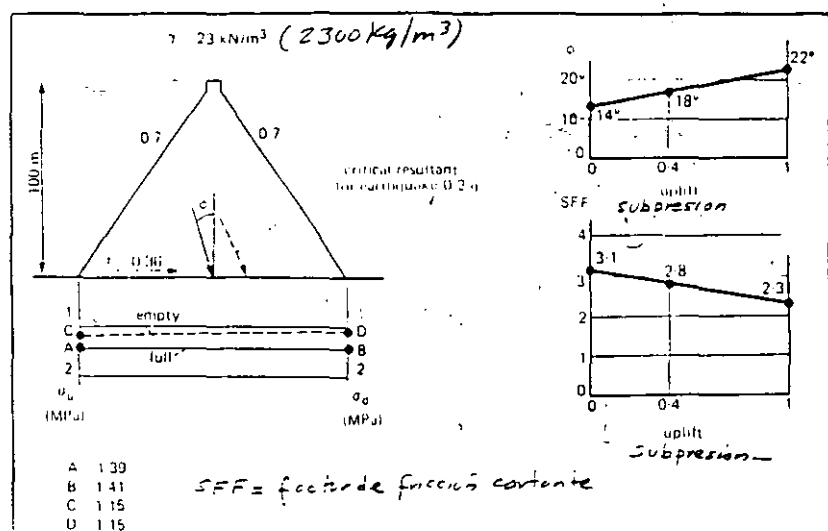


Fig. 2. FSHD stability. Estabilidad de una presa PCSRC

by the line at  $1$  MPa. The Hoffman condition is also adequately covered. The material requires no tensile strength and there is an ample margin ( $0.4$  MPa) for resisting the nominal tensile stress resulting from an earthquake. In fact, an earthquake of acceleration  $0.2$  g would not develop tensile stresses at all. This is vital at many dam sites in the world, where a conventional gravity profile is exposed to severe cracking at the heel. The maximum compression at the base is substantially less than in the gravity dam:  $1.4$  MPa, instead of  $2.4$  MPa.

Another significant difference between the gravity dam and the FSHD concerns shear stresses. The mean shear is reduced from  $0.63$  MPa to  $0.36$  MPa. The angle  $\phi$  for different uplift assumptions varies from  $14^\circ$  to  $22^\circ$  instead of  $28^\circ$  to  $43^\circ$ . Low strength rock foundations are therefore acceptable, even when they contain tectonic shear planes. The shear friction factor is always higher than  $2$ , even for the low cohesion rock mass assumed here ( $\phi = 30^\circ$ ,  $c = 0.3$  MPa). Fig. 4 gives the variation of  $\phi$  versus the slope of the faces. The gravity dam values are for reference.

It is to be noted that the vertical loading of the foundation is practically uniform and unchanged for all reservoir levels. This is a basic difference from the gravity dam, and

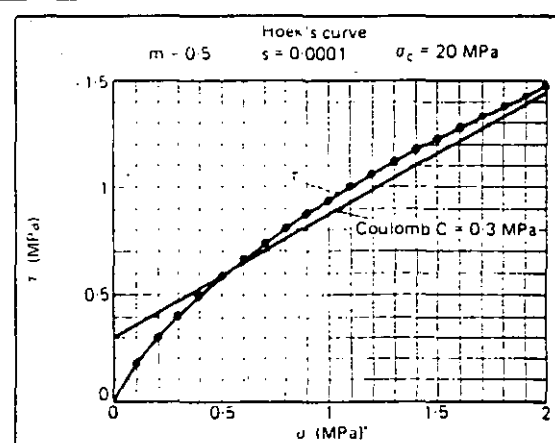


Fig. 3. Reference intrinsic curve for jointed and slightly weathered rock mass according to the Hoek criterion.

0.7 h/1 v batter  
total 0.7:1 0.7 horizontal  
1 vertical

weathered - intemperizada  
uplift - subpresión

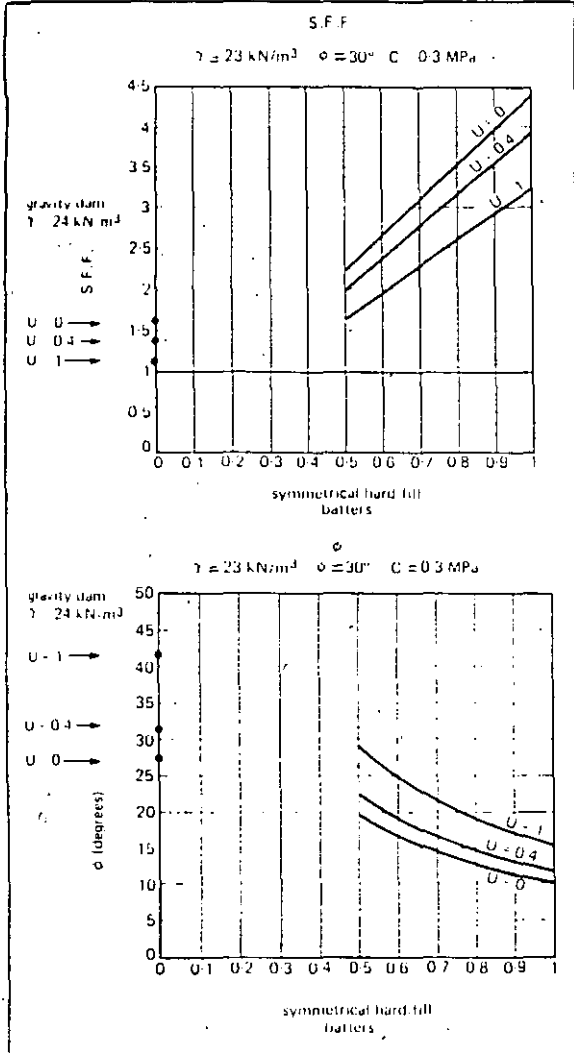


Fig. 4. Shear friction factor (SFF) and angle  $\phi$  for the FSHD.

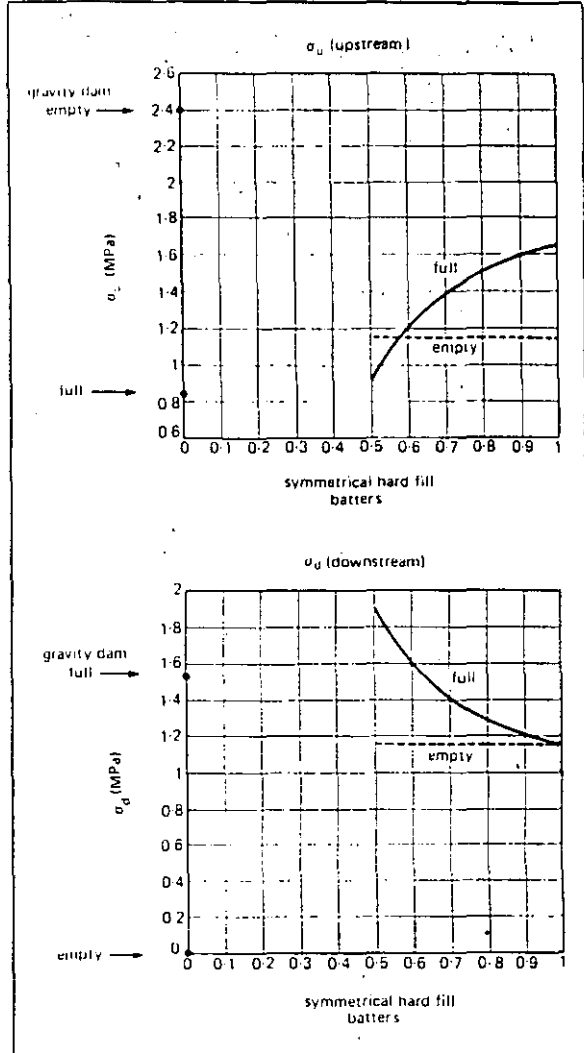


Fig. 5. Total vertical stresses at the base of a 100 m-high FSHD.

is particularly significant for low modulus rock foundations. Fig. 5 shows the downstream and upstream stresses versus hardfill dam slopes for empty and full reservoir conditions. The gravity dam stresses are shown for reference.

As a whole, the FSHD with a 0.7 batter is far better in terms of safety than the gravity dam. Where the foundation rock is weak, it allows a "concrete" dam to be built when a gravity dam would not be acceptable.

In addition, what has been said above shows that the engineering properties of hardfill could be much lower than those of RCC. The  $\phi$  value gives an indication of the friction angle required for horizontal joints between lifts; it does not have to exceed  $22^\circ$  even with an extreme uplift assumption of  $u = 1$ , which could not actually prevail downstream of a facing.

An alternative FSHD section is shown in Fig. 6. It consists of parabolic instead of straight faces, so as to keep the volume increase as small as possible. The stresses given in Fig. 6 are still very moderate. It is assumed here that the upstream facing fully controls seepage ( $u = 0$ ) in the body of the dam, but that some seepage is present in the lower part of the dam because of imperfections in the foundation grout and drainage curtains ( $u = 0.4$ ). The toes of the profile are cut vertically to reduce the area of excavation.

This detail does not significantly affect the magnitude of the critical stresses.

## RELLENDO COMPACTO: UNO MATERIAL NUOVO Hardfill: a new material

Hardfill is a new material derived from the current RCC by relaxing the severe specifications which tend to make RCC performance as high as that of conventional concrete. These relaxations lead to a material which is perfectly suitable for the low stresses prevailing in the FSHD. In fact, the FSHD is the dam shape which makes the best use of hardfill.

As far as normal stresses are concerned, maximum compressive stress in a 100 m-high dam is lower than 1.5 MPa, which does not require unconfined compressive strength in excess of 4 or 6 MPa (for a safety factor in the range 3 to 4). No tensile strength is required at all, because even in the case of severe earthquake, there would be no tensile stresses in the symmetrical profile. As far as shear stresses are concerned, these are very low and not at all critical.

This has two consequences:

- unconfined compressive strength is the only requirement for hardfill;
- no costly treatment of the lift surface is required, even in the case of a "cold" lift, after an interruption in placement.

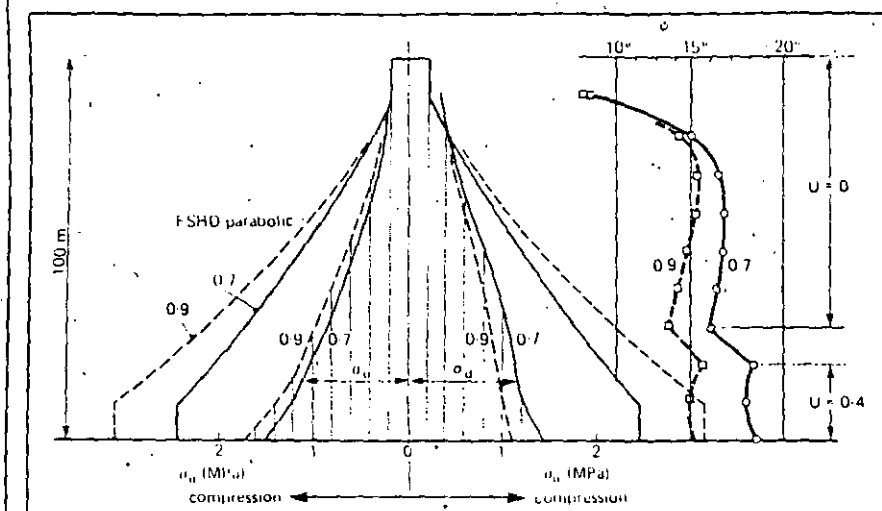


Fig. 6. Total vertical stresses and angle  $\phi$  in a 100 m-high parabolic FSHD.

*Esfuerzos totales verticales y ángulo  $\phi$  en una presa PCSRC de 100 de altura de perfil parabólico.*

The other two significant properties for a dam material are permeability and deformability.

Low permeability is difficult and costly to achieve for an RCC dam body, mainly because of the high anisotropy resulting from placement. As far as FSHD is concerned, watertightness is provided by the upstream facing, and the more pervious the fill is, the better the dam will behave. In fact, high permeability will usually be achieved as a consequence of the other properties. This also means that segregation can be tolerated.

Deformability of concrete or RCC is generally lower than that of the rock mass on which it is placed. The dam body behaves as a stiff solid supported by a more deformable medium. This may generate structural stresses and cause cracking. Creating a low stiffness material is therefore favourable from a structural point of view. As was the case

for high permeability, low stiffness will be a consequence of the limited unconfined strength of hardfill. In fact, the Young's modulus of hardfill greatly depends on the stiffness of the aggregates, their gradation curves, and the nature and content of fines. Hardfill stiffness can be expected to be significantly below 10 GPa. *curva o rigidez*

To sum up, the only requirement for hardfill is an unconfined compressive strength in the range of 4 to 6 MPa (for a dam 100 m high). It has proved feasible to obtain this at low cost.

Aggregate can be random alluvium or weak quarry rock with minimum processing, since broad curves are acceptable, thus dispensing with costly grading corrections. Local segregation in the fill is not detrimental to the global low strength requirements. High fines-content (up to 30 per cent, according to BaCaRa findings) is acceptable.

Low cement content is a basic characteristic of hardfill. Various studies<sup>4,5</sup> have shown that it is possible to achieve a 5 MPa (90 days) unconfined compressive strength with a cement content of around 50 kg/m<sup>3</sup>.

As far as thermal behaviour is concerned, a low cement content means only a small temperature rise. One can expect an adiabatic temperature rise of about half the temperature rise of conventional RCC. Thermal stresses are roughly proportional to the adiabatic temperature rise and to the Young's modulus. Thus, thermal stresses will be much lower than in typical RCC dams, making contraction joints unnecessary.

## DETALLES DE DISEÑO DE PCSRC Design details for the FSHD

The upstream facing is an essential component of the FSHD. The concept is similar to that applied to the concrete-faced rockfill dam (CFRD): an impervious facing on a pervious embankment.

The upstream facing is placed on the hardfill after completion of fill placement, that is, when cracking, if there is any, has had time to occur. Placement of the facing uses the technology developed for the CFRD, that is, using slipforms. Reinforcement, however, could be lighter, as the expected deformations are much smaller (ratio of 1 to 10 or 100). This favourable condition also makes the treatment of the perimetral joints much easier. Fig. 7 gives an example of the arrangements used for an FSHD upstream facing. The upstream base gallery is dimensioned to allow for easy inspection and maintenance of the drains located behind the upstream facing, as well as drilling, grouting and maintenance of the foundation grout curtain.

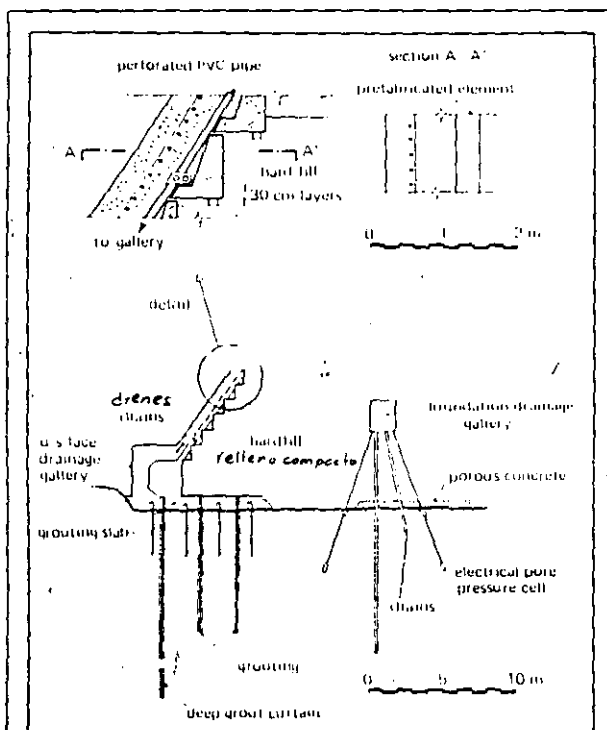


Fig. 7. Upstream facing and galleries for the FSHD.  
*Carre de aguas arriba y galerías para PCSRC*

$$GPa = \text{Giga pascal} = \text{mil millones de pascales} \approx 10,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$10 GPa = 100,000 \text{ kg/cm}^2$$

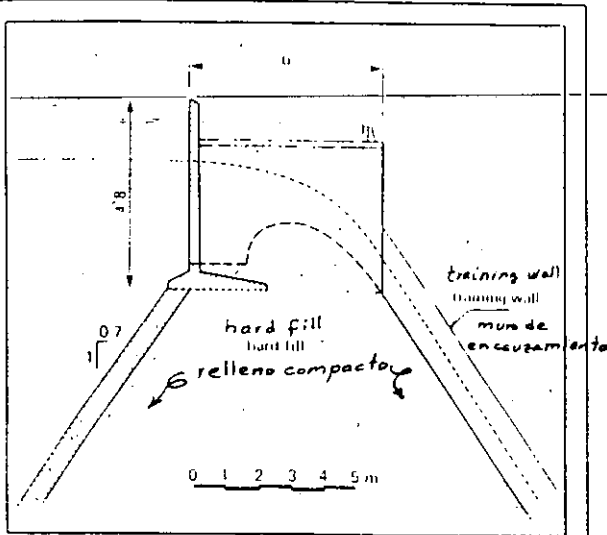


Fig. 8. Typical FSHD crest, showing a free-flow spillway arrangement.

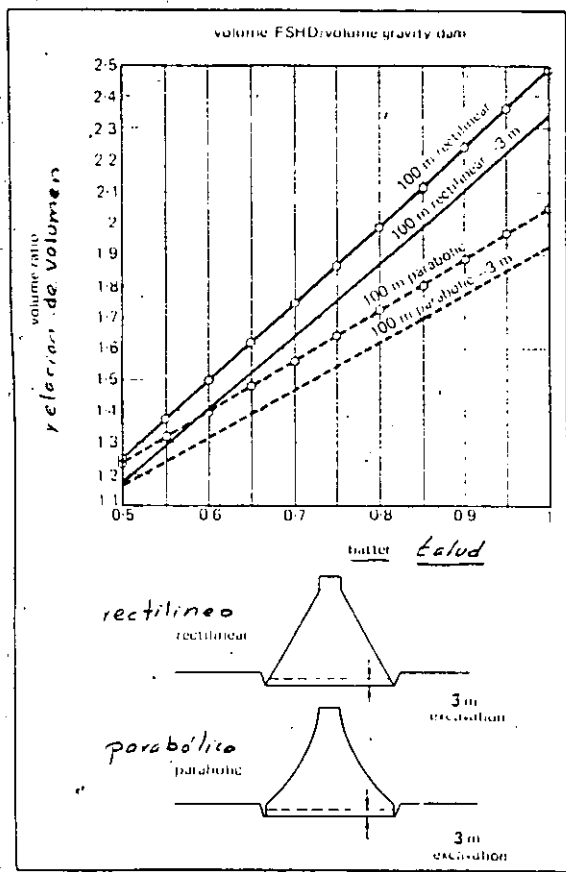


Fig. 9. Volume ratio between an FSHD and 0.8 gravity dam.

Fig. 9. Relación de Volumen entre una PFSRC y una presa de gravedad 0.8

According to the results described above, complete failure of the upstream facing would not result in dam failure ( $u = 1$  is acceptable).

No shuttering is required for the FSHD body, as contraction joints are unnecessary, and the slopes of upstream and downstream faces are compatible with placement without forms. However, when a parabolic profile is adopted, and also to provide greater safety for the workforce, one might consider use precast or extruded concrete on the faces.

precisión

Several different approaches may be implemented for drainage of the underface of the upstream facing. Imperfect compaction of the hardfill at its contact with the facing is not detrimental. Fig. 7 gives a possible arrangement using precast elements.

The downstream face can support a spillway chute in a similar way to the common RCC design; either with a reinforced-concrete slab and ski-jump bucket, or with free flow on steps.

The arrangement proposed for the crest is given in Fig. 8. It is similar to the most recent crests of CRFDs. It was verified by several dynamic analyses that this shape has excellent resistance to earthquake.

## Safety and cost

The volume of a FSHD is greater than that of a gravity dam. Fig. 9 shows the volume increase versus batter of the FSHD, the depth of excavation (3 m depth saved because of low stress) and the profile (straight or parabolic faces).

The first question one might ask about cost is whether relaxing the RCC specifications is sufficient to pay for the increased volume of the hardfill dam and for the dam facing. The FSHD approach proves to be an economical design for dams on weak foundations and where cheap aggregates can be obtained from nearby borrow pits or quarries.

banco de arena

BaCaRa carried out a comparative study to estimate costs for various RCC specifications ranging from high-cement-content RCC to hardfill: with hardfill as the reference, the unit cost ratio was found to be 1.7 for typical RCC (three classes of aggregate, 100 kg/m<sup>3</sup> cement, 50 kg/m<sup>3</sup> flyash, construction joints and lift treatment). Compared with the volume ratio for a 0.7 FSHD, in the range 1.45 to 1.75 (Fig. 9), it is clear that there might be something left over to pay for the upstream facing. The higher the dam is, the lower the relative cost of its facing. For a 100 m-high FSHD, the cost of the concrete facing is less than 10 per cent of the total cost. Whatever the height, the facing cost is equivalent to an additional hardfill thickness of 5 m.

Detailed comparisons of several projects in different parts of the world (Europe and Latin America) have generally concluded that the FSHD is an economical solution.

However, cost should not be the only criterion for selecting hardfill, since FSHD is a safer solution for the same cost at a number of sites.

Although in this paper FSHD design has been compared with RCC gravity dam design, it is in fact an intermediate solution between the gravity dam and the concrete-faced rockfill alternative.

From a geotechnical point of view, a site where a rockfill dam is feasible will most probably be a site where an FSHD is also feasible. In this comparison, the FSHD would be a better solution whenever hydraulic structures are large. On many sites, the FSHD approach is likely to be the only feasible "concrete" solution, resulting in time and cost savings, because hydraulic structures can more easily be incorporated into the dam itself.

## Conclusion

The new dam type presented here, the Faced Symmetrical Hardfill Dam, makes the best use of low cost RCC. This low cost is obtained by a substantial relaxation of the current requirements regarding strength, watertightness and contraction joints. These changes are so significant that the authors contend that the material deserves a new name: hardfill.

5 MPa = 5 millones de pascales  $\approx 50 \text{ kg/cm}^2$   
shuttering - Tabla, cimbrado o formas encofrados

43

A fundamental advantage of the FSHD, as compared with the conventional RCC gravity dam, is its greatly improved stability, which means it can be built safely on weak foundations and in strong earthquake areas.

To date, ten FSHDs have been designed, with heights ranging from 20 to 150 m. One is under construction (25 m) and another (100 m) is to be built shortly.

## References

1. LONDE, P., Discussion of Q62, Volume V, 16th ICOLD Congress, San Francisco, USA; June 1988.
2. HOK, E., "Strength of Jointed Rock Mass", Rankine

Lecture, *Géotechnique*, Vol. 33, No. 3, 1983.

3. RAPHAEL, J.M., "The Soil-Cement Dam", University of California - Berkeley, USA; June 1976 (unpublished).
4. "Roller Compacted Mass Concrete", reported by ACI Committee 207, *A.C.I. Materials Journal*; September/October 1988.
5. BaCaRa, *Projet National*; reports prepared by the Task Committee BaCaRa, Paris, France; 1990-1991.

## Bibliography

ICOLD, "Influence of Costs upon Evolution of Future Dams", Committee on Technology of Dam Construction, to be published in 1992.

# Design and construction aspects of New Victoria dam

By R.J. Wark and G.B. Mann, Principal Engineer Dams\* and Project Engineer\*\*

**T**he New Victoria dam is the largest roller compacted concrete dam constructed so far in Australia. Constructed as a water supply dam for Perth, the project has taken slightly more than two years to complete from the start of detailed design to impounding. This paper outlines the design process, including the effect of some unusual flyash properties on the concrete mix design, compares the available post-construction performance with design assumptions, and discusses some of the features of the construction.

## Project description

New Victoria is a water supply dam about 25 km southeast of Perth, the capital of Western Australia (Fig. 1).

The dam replaces the original concrete "barrel-arch" Victoria dam, which was completed in 1891 and formed the source of Perth's first permanent city water supply. Safety reviews concluded in 1988 that the original dam did not have acceptable levels of safety under modern design criteria for flood and earthquake loadings. The concrete in the original dam could not be adequately rehabilitated and a new dam was therefore necessary.

Site geology and the shape of the valley indicated that the most economical location for the new, higher dam was about 300 m upstream of the original dam. The new reservoir has about 16 times the storage capacity of the original reservoir. To allow free passage of flood overflow from the upstream new dam, a portion of the original wall was demolished using explosives. The remainder (and majority) of the original dam has been preserved as a historic relic of Perth's first water supply system.

The New Victoria dam is a high-paste-content roller compacted concrete (RCC) gravity dam. It rises about 35 m above the stream bed level and has a height of 52 m above foundation level at its maximum section (Fig. 2). The crest

length is 285 m, which includes a 130 m-long central overflow spillway section. The total volume of concrete in the dam is 134,500 m<sup>3</sup>, of which 121,000 m<sup>3</sup> is RCC and 13,500 m<sup>3</sup> (equivalent to a length of 25 km) is slip-formed facing concrete.

The New Victoria dam is the first RCC dam in Western Australia; it is also the fifth and largest RCC dam to be completed in Australia.

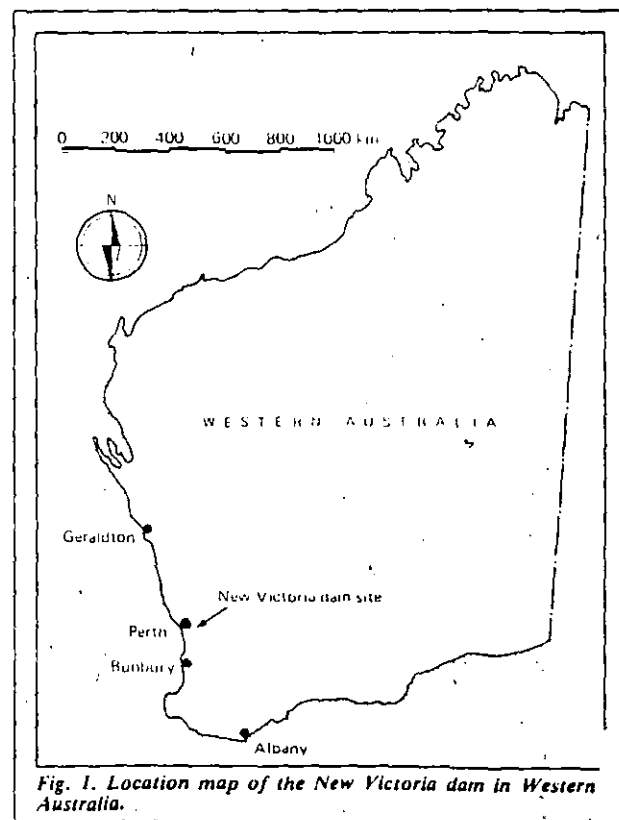


Fig. 1. Location map of the New Victoria dam in Western Australia.

\*Water Authority of Western Australia, P.O. Box 100, Leederville, Western Australia 6007, Australia.

\*\*Snowy Mountains Engineering Corporation Ltd, P.O. Box 356, Cooma, New South Wales 2600, Australia.

PRESA DE CARAS SIMETRICAS  
~~DE RELLENO COMPACTO: UN NUEVO CONCEPTO PARA EL CCR.~~

Por P. Londe y M. Lino Presidente honorario del ICOLD y socio.  
Water Power And Dam Construction febrero 1992.

Un diseño nuevo se propone de presas de CCR para tomar todas las ventajas de las características de éste material. Las características básicas del nuevo diseño son:

UNA SECCION SIMETRICA; LA CARA DE AGUAS ARRIBA IMPERMEABLE; NINGUN DRENAJE INTERNO EN EL CUERPO DE LA PRESA; Y EL USO DE CCR POBRE, CONOCIDO COMO RELLENO COMPACTO (HARDFILL). Las principales ventajas de éste diseño son:

BAJOS ESFUERZOS EN EL CUERPO DE LA PRESA Y LA CIMENTACION; BAJO COSTO DEL RELLENO COMPACTO; Y UNA MAYOR SEGURIDAD QUE LAS PRESAS GRAVEDAD, particularmente en las condiciones de sismo. Este articulo presenta un estudio de las propiedades para este tipo de presas, incluyendo análisis de estabilidad y comparación estructural y económica con la presa de gravedad convencional de CCR.

El CCR, es un material relativamente nuevo, llamado para nuevas formas de presas. Por siglos, la Historia ha demostrado que el progreso técnico resulta de la adaptación de la forma de las estructuras al nuevo material, más bien que de la adaptación de un material nuevo a la forma de las estructuras.

El CCR, es concreto, como lo indica su nombre, a causa de que se usa cemento; sin embargo, su colocación es como un terraplen (compactado con rodillo). Es la compactación con rodillos pesados lo que constituye la innovación. Al principio los ingenieros tenían a su disposición un material de terraplen que tiene muy alta cohesión y alta resistencia a la erosión. Mas bien que concreto compactado con rodillo (CCR) Debería ser llamado un relleno duro (hardfill) o relleno compacto.

Si las actuales especificaciones del CCR, fueran más suaves para ayudar a obtener no un "Concreto", sino más bien un "Relleno compacto", resultaría en un material mucho más barato. No obstante, el CCR, hoy día es usado principalmente para la construcción de presas de gravedad convencional que requieren materiales de alta especificación, tales como una buena resistencia a la tensión y al cortante, junto con impermeabilidad.

Una alternativa es usar un relleno compacto de baja resistencia y permeable, es el motivo de éste articulo. Esta consiste de una nueva forma de presa, la presa de caras simétricas de relleno compacto (PCSRC) que ofrece ahorro en costos y por sobre todo un alto nivel de seguridad.

Algunos de los resultados que se presentan aquí desde el descubrimiento del BaCaRa (en francés CCR., barrages en béton compacteau, rouleau), son trabajos del comité nombrado por el Gobierno Francés (Proyecto Nacional) para el desarrollo del CCR, y siguiendo las ideas introducidas en la discusión del Tema 62 del 16avo congreso del ICOLD en San Francisco Calif. (1988).

## HISTORIA DE LAS PRESAS DE GRAVEDAD.

Originalmente, las presas de gravedad eran un muro de mampostería vertical. Fue pronto evidente que para aumentar la estabilidad y para reducir volumen un talud aguas abajo era necesario. Las presas gravedad altas fallan a pesar de esto, sin embargo, llevó al descubrimiento a fines del siglo 19 del efecto de las fuerzas de subpresión. Dos criterios de diseño fueron propuestos. Ellos son empleados aun hoy en día:

Condición de Maurice Lévy:  $\sigma_u - \gamma_w H < \sigma_t$ ; y

Condición de Oscar Hoffman:  $d \sigma_u / da > 0$

donde  $\sigma_u$ =esfuerzo vertical total aguas arriba.

$\gamma_w$ =peso específico del agua.

H =altura del embalse

$\sigma_t$ =resistencia a la tensión uniaxial del concreto

a=longitud de la grieta medida desde la cara de aguas arriba.

Estas condiciones llevan al perfil usual de la presa gravedad óptima con la cara aguas arriba vertical (o casi vertical) y un talud aguas abajo de cerca de 0.8:1

La FIG.- 1 muestra los esfuerzos en la base de una presa gravedad típica de 100 m. de altura (note que todos los esfuerzos mencionados desde ahora son proporcionales a la altura). El punto A muestra que un esfuerzo de compresión de sólo 8.4 kg/cm<sup>2</sup> se desarrolla en el talon de aguas arriba de la presa, demandando una resistencia a la tensión de 1.6 kg/cm<sup>2</sup> para satisfacer la condición de Lévy.

La condición de Hoffman es justo satisfecha sin margen de seguridad.

Sin embargo, una resistencia a la tensión mucho más grande se requiere en el evento de un temblor, una grieta sería considerada detrimento para la seguridad. Por ejemplo, considerando una aceleración por temblor de 0.2 g. el esfuerzo de tensión en el rango de 10 a 20 kg/cm<sup>2</sup> (dependiendo de la rigidez de la cimentación, el intervalo registrado en el tiempo histórico, y así sucesivamente) ocurriría en el talon de aguas arriba dando origen a un serio riesgo de agrietamiento.

En lo que a la resistencia al cortante se refiere, un esfuerzo cortante medio  $t=6.3 \text{ kg/cm}^2$  se obtiene. Sin embargo los criterios mas significantes es el angulo  $\phi$ , midiendo la inclinación de la resultante a la vertical. Esta inclinación depende de la subpresión considerada. La FIG. 1 da  $\phi$  en términos de  $u$  ( $u=0$  significa sin subpresión,  $u=1$  subpresión total triangular,  $u=0.4$  reducción a 40 % de la subpresión total triangular). El valor de  $\phi$  indica que una razonablemente buena roca de cimentación es necesaria particularmente cuando se considera que  $u=0$  (sin subpresión) no es realistica a causa de la imposibilidad de controlar completamente el flujo de filtración bajo la presa. Contrariamente aun con la suposición usual que  $u=0.4$ , puede suceder que, con el tiempo, las pantallas de inyección y drenaje se deterioran al punto que  $u=1$ , se aplicaría. Por años las presas gravedad fueron diseñadas con una resultante a  $37^\circ$  ( $\tan \phi=0.75$ ), requiriendo drenaje extensivo.

Otros criterios que han sido ampliamente usados, aunque es cuestionable, es el FACTOR DE CORTANTE POR FRICCION (FCF), para el cual se hace una suposición para el ángulo de fricción y la cohesión de la roca de cimentación. En la FIG. 1 Fijo  $\phi=30^\circ$  y  $c=3 \text{ kg/cm}^2$  se seleccionó. Corresponde a una roca masiva de resistencia moderada como se muestra en la FIG. 3.

Esta figura ilustra el hecho que una envolvente de Coulomb de  $\phi=30^\circ$ ,  $c=3 \text{ kg/cm}^2$  es una aproximación justa de la curva intrínseca dada por el criterio de Hock para  $m=0.5$ ,  $s=0.0001$  y  $\tau_c=200 \text{ kg/cm}^2$ , el cual describiría "un gneiss de roca masiva granítica con juntas moderadamente intemperizadas espaciadas de 0.3 a 1.0 m". Para  $u=0.4$ , uno obtiene  $\text{FCF}=1.4$  que podría apenas ser considerada como adecuada; en el evento de  $u=1$  el valor podría ser tan bajo como  $\text{FCF}=1.1$ .

De interes es el hecho que la presa de gravedad desarrolla esfuerzos en su cimentación que varía considerablemente entre condiciones de embalse vacio y lleno, esto es, durante las operaciones de embalse y descenso. La comparación de la línea AB con la línea CD en la FIG. 1 ilustra este comportamiento.

#### PERFIL SIMETRICO

La primera propuesta para un perfil simétrico fué hecha por J.M. Raphael. Las ideas básicas eran diseñar una sección de presa en alguna parte entre la presa de gravedad y la presa de terraplén, usando un material con características entre el concreto y el suelo. J.M. Raphael escribio en 1976.

"Hay un suelo medio disponible cuando uno considera la gran discrepancia en cohesión entre materiales térreos y concreto del mismo material. Si nosotros consideramos qué tanta estabilidad ha sido impartida al suelo por la adición de cemento, y como poco cemento es necesario para mejorar enormemente la cohesión del suelo, podemos percibir que hay un punto para una presa de volumen intermedio hecha de suelo relativamente barata con su cohesión mejorada por una juiciosa adición de cemento, usando las técnicas de construcción del movimiento de tierras".

J.M. Raphael propuso una presa óptima con taludes simétricos en la vecindad de taludes 1:1, usando suelo-cemento.

Desafortunadamente el problema del control de la subpresión no fué consignado.

La FIG. 2 da los esfuerzos que prevalecen en la base de una presa de 100 m. de altura (PCSRC) CON TALUDES 0.7:1.

Esto es, para ser comparada directamente con la FIG. 1 (el peso unitario del relleno compacto siendo ligeramente menor que el peso unitario del CCR de la presa gravedad a cuenta de su calidad total menor). La comparacion es impresionante.

El punto A está bien arriba de la condición de Lévy, representada aquí por la línea a 10 kg/cm<sup>2</sup>. La condición de Hoffman es también adecuadamente cubierta. El material no requiere ninguna resistencia a la tensión y hay un amplio margen (4 kg/cm<sup>2</sup>) para resistir el esfuerzo nominal de tensión de un sismo. En efecto, un sismo de aceleración de 0.2 g. no desarrollaría esfuerzos de tensión en absoluto.

Esto es vital en muchos sitios de presas en el mundo, donde un perfil convencional de gravedad es expuesto a severo agrietamiento en el talon de aguas arriba. La compresión máxima en la base es substancialmente menor que en la presa de gravedad: 14 kg/cm<sup>2</sup>, en lugar de 24 kg/cm<sup>2</sup>.

Otra diferencia significativa entre la presa de gravedad y la PCSRC concierne al esfuerzo cortante. El cortante medio se reduce de 6.3 kg/cm<sup>2</sup> a 3.6 kg/cm<sup>2</sup>.

El ángulo  $\phi$  para diferentes suposiciones de subpresión varia desde 14° a 22° en lugar de 28° a 43°. Baja resistencia de la roca de cimentación son por lo tanto aceptables, aun cuando ellas contengan planos cortantes tectónicos.

El factor de cortante por fricción es siempre mas alto que 2, aun para la baja cohesión de la roca masiva supuesta aquí ( $\phi=30^\circ$ ) ( $c=3$  kg/cm<sup>2</sup>). La FIG. 4 da la variación de  $\phi$  contra los taludes de las caras. Los valores de la presa gravedad son de referencia.

Se debe notar que la carga vertical de la cimentación es prácticamente uniforme y sin cambio para todos los niveles del embalse. Esto es una diferencia básica de la presa de gravedad, y es particularmente significativa para bajo modulo de la roca de cimentación. La FIG. 5 muestra los esfuerzos aguas arriba y aguas abajo contra los taludes del relleno compacto para la condición de embalse lleno y vacío. Los esfuerzos de la presa gravedad se muestran para referencia.

En conjunto la presa de taludes simétricos de relleno compacto, con taludes 0.7:1 es por mucho mejor en términos de seguridad que la presa de gravedad. Donde la roca de cimentación es débil, se permite una presa de "concreto" a ser construida cuando una presa de gravedad no sería aceptable.

En adición de lo que se ha dicho antes muestra que las propiedades ingenieriles del relleno compacto podrían ser mucho mas bajas que aquellas del CCR. El valor del ángulo  $\phi$  da una indicación del ángulo de fricción requerido para las juntas horizontales entre capas, este no debe exceder de  $22^\circ$  aun con una subpresión extrema supuesta de  $u = 1.0$ , la cual no podría realmente prevalecer en la cara de aguas abajo.

Una alternativa de sección de presa de taludes simétricas de relleno compacto se muestra en la FIG. 6. Consiste de caras parabólicas en lugar de caras rectas, tal que conserve el incremento de volumen tan pequeño como sea posible. Los esfuerzos dados en la FIG. 6 son aun muy moderados. Se supone aquí que el control de filtraciones es completo en la cara de aguas arriba ( $u=0$ ) en el cuerpo de la presa, pero que alguna filtración se presenta en las partes mas bajas de la presa a causa de las imperfecciones en las pantallas de inyección y drenaje de la cimentación ( $u=0.4$ ). El talon de aguas abajo del perfil se corta verticalmente para reducir el area de excavación.

Este detalle no afecta significativamente la magnitud de los esfuerzos críticos.

#### RELLENO COMPACTO: UN MATERIAL NUEVO.

El relleno compacto (hardfill) es un nuevo material derivado del actual CCR, por relajación de las severas especificaciones las cuales tienden a fabricar el CCR, con cualidades tan altas como las del concreto convencional. Este aflojamiento de las especificaciones conduce a un material que es perfectamente confiable para los bajos esfuerzos que prevalecen en la presa de taludes simétricos.

En efecto, la sección simétrica es la forma de presa que hace el mejor uso del relleno compacto.

En lo concerniente a los esfuerzos normales, el esfuerzo máximo de compresión en una presa de 100 m. de altura es mas bajo que 15 kg/cm<sup>2</sup>, el cual no requiere resistencias a la compresión no confinada en exceso de 40 ó 60 kg/cm<sup>2</sup> (para un factor de seguridad en el rango de 3 ó 4). Ninguna resistencia a la tensión se requiere en absoluto, porque aún en el caso de un sismo severo no habría esfuerzos de tensión en el perfil simétrico. En lo concerniente a los esfuerzos cortantes, estos son muy bajos y ninguno es crítico.

Esto tiene dos consecuencias:

- . Solo se requiere resistencia a la compresión no confinada para el relleno compacto.
- . Ningun costo de tratamiento entre capas se requiere, aún en el caso de juntas frias cuando hay interrupciones.

Las otras dos propiedades significantes para los materiales de una presa son la permeabilidad y deformabilidad.

Baja permeabilidad es difícil y costosa de alcanzar en el cuerpo de una presa de CCR, principalmente a causa de la alta anisotropía que resulta de su colocación.

En lo que concierne a la presa de taludes simétricos de relleno compacto la impermeabilidad se provee por la cara de aguas arriba, y la mayor permeabilidad del relleno, es el mejor comportamiento de la presa. En efecto, alta permeabilidad usualmente será alcanzada como una consecuencia de las otras propiedades.

Esto también significa que la segregación puede ser tolerada.

La deformabilidad del concreto o CCR es generalmente más baja que la de la roca masiva sobre la cual es colocado. El cuerpo de la presa se comporta como un sólido rígido soportado por un medio más deformable. Esto puede generar esfuerzos estructurales y causar agrietamiento. Creando un material de baja rigidez es por lo tanto favorable desde un punto de vista estructural. Como fué el caso para la alta permeabilidad, baja rigidez será una consecuencia de la limitada resistencia no confinada del relleno compacto.

En efecto, el módulo de Young del relleno compacto (Hardfill) por mucho depende de la rigidez de los agregados, de su curva de graduación y de la naturaleza y contenido de finos. La rigidez que puede ser esperada del relleno compacto es significativamente por abajo de 100,000 kg/cm<sup>2</sup>.

Para recapitular, el solo requerimiento para el relleno compacto es una resistencia a la compresión sin confinar en el rango de 40 a 60 kg/cm<sup>2</sup> (para una presa de 100 m. de altura). Se provee viable obtener esto a un bajo costo.

Los agregados pueden ser aluviones en greña o de cantera de roca de poca resistencia con mínimo procesamiento, ya que curvas amplias son aceptables, así dispensando con costosas correcciones en graduación. Segregación local en el relleno no es perjudicial en el bajo requerimiento global de resistencia.

Un alto contenido de finos es aceptable (arriba de 30 %, de acuerdo al descubrimiento del BaCaRa).

El contenido bajo de cemento es una característica del relleno compacto. Varios estudios han mostrado que es posible alcanzar unos 50 kg/cm<sup>2</sup> (90 días) de resistencia a la compresión no confinada con un contenido de cemento de alrededor de 50 kg/m<sup>3</sup>.

En cuanto al comportamiento térmico concierne, un contenido bajo de cemento significa solamente una pequeña elevación de temperatura. Uno puede esperar una elevación de temperatura adiabática de cerca de la mitad de la temperatura que se eleva el CCR convencional.

(Adiabático es el proceso termodinámico que se desarrolla sin recibir ni ceder ninguna cantidad de calor).

Los esfuerzos por temperatura son toscamente proporcionales a la elevación adiabática de la temperatura y al módulo de Young. Así los esfuerzos por temperatura serán mucho más bajos que, en el CCR, típico de presas, haciéndose juntas de contracción innecesarias.

#### DETALLES DE DISEÑO DE PRESAS DE CARAS SIMÉTRICAS DE RELLENO COMPACTO (PCSRC)

El revestimiento de aguas arriba es un componente esencial de la PCSRC.

El concepto es similar a la aplicación de la losa de concreto en las presas de relleno de roca (PRLC, presa de roca con losa de concreto): Un revestimiento impermeable en un terraplen permeable.

El revestimiento de aguas arriba se coloca sobre el relleno compacto después de terminar la colocación del relleno, esto es cuando el agrietamiento, si lo hay de cualquier manera, ha tenido tiempo de ocurrir. (igual que las presas de relleno de roca que la losa se coloca hasta que el terraplen sufra los asentamientos iniciales durante su construcción. La colocación de este revestimiento es usando la tecnología desarrollada para las PRLC, esto es usando formas deslizantes. El refuerzo, no obstante, podría ser mas ligero ya que las deformaciones esperadas son mucho más pequeñas (en relacion de 1 a 10 o 100). Esta condición favorable tambien hace que el tratamiento de la junta perimetral (PLINTO) sea mucho mas fácil. La FIG. 7 da un ejemplo del arreglo usado para una PCSRC en su revestimiento de aguas arriba.

La base de la galeria de aguas arriba se dimensiona para permitir la fácil inspección y mantenimiento de los drenes localizados detras del revestimiento de aguas arriba, así como también perforaciones de inyectado y mantenimiento de la pantalla de inyección de la cimentación.

Varias diferentes proposiciones se pueden llevar a cabo para drenar por debajo del revestimiento del talud de aguas arriba. Compactación imperfecta del relleno compacto en su contacto con el revestimiento no es perjudicial. La FIG. 7 dá un arreglo posible usando elementos precolados.

En la cara de aguas abajo puede soportarse un canal vertedero en una forma similar en el diseño comun con CCR, ya sea con una losa de concreto reforzada y una cubeta deflectora para el salto, o con flujo libre sobre el talud.

La disposición propuesta para la cresta se dá en la FIG. 8.

Es similar a las crestas de las mas recientes presas de relleno de roca con losa de concreto. Se verificó por varios análisis dinamicos que ésta forma tiene excelente resistencia a los temblores.

#### SEGURIDAD Y COSTOS.

El volumen de una presa de taludes simétricos de relleno compacto es mayor que el de una presa gravedad. La FIG. 9 muestra el incremento de volumen contra diferentes taludes, la profundidad de la excavación (3 m. de profundidad menos a causa de bajo esfuerzo) y el perfil (caras rectas o parabólicas).

La primera cuestion uno podría preguntar acerca del costo es, si relajando las especificaciones del CCR, es suficiente para recompensar por el incremento de volumen de la presa de relleno compacto y para la presa de losa de concreto.

Se prevee que la presa de taludes simétricos es un diseño económico para presas en cimentaciones débiles y donde se pueden obtener agregados baratos de bancos cercanos a canteras.

El BaCaRa se comparó en un estudio para estimar costos para varias especificaciones de CCR, desde los rangos de alto contenido de cemento del CCR al relleno compacto:

Con el relleno compacto como referencia la relación del costo unitario se encontró ser de 1.7 para CCR, típico (tres clases de agregados, 100 kg/m<sup>3</sup> de cemento, 50 kg/m<sup>3</sup> de flyash, juntas de tratamiento y tratamiento de capas).

Comparado con la relación de volumen para la presa PCSRC, de 0.7 en el rango 1.45 a 1.75 (FIG. 9), es claro que podría quedar un poco arriba para recompensar el revestimiento de aguas arriba. La presa mas alta es, la de costo relativo mas bajo de su revestimiento. Para una presa de 100 m. de altura PCSRC, el costo del revestimiento de concreto es menos que el 10 % del costo total. Cualquiera sea la altura el costo del revestimiento es equivalente a un espesor adicional de relleno compacto de 5 m.

Comparaciones detalladas de varios proyectos en diferentes partes del mundo (Europa y America Latina) generalmente concluyen que la presa PCSRC es una solución económica.

No obstante, los costos no deberan ser solamente criterios para seleccionar el relleno compacto, ya que la presa PCSRC es una solución mas segura para el mismo costo en un número de sitios.

Aunque en este documento la PCSRC ha sido comparado con diseños de presas de gravedad de CCR, es en efecto una solución intermedia entre la presa de gravedad y la alternativa de relleno de roca con losa de concreto.

Desde un punto de vista geotécnico, un sitio donde una presa de relleno de roca es factible probablemente será un sitio donde una presa PCSRC es tambien factible. En esta comparación, la presa PCSRC sería una solución mejor siempre que la estructura hidráulica sea grande. En muchos sitios, la proposición de PCSRC es probablemente la unica solución factible de "concreto", resultando en ahorros de tiempo y costo, porque las estructuras hidráulicas puedan más facilmente incorporarse dentro de las mismas presas.

CONCLUSION

El nuevo tipo de presas presentada aquí, la presa de caras simétricas de relleno compacto, hace el mejor uso del bajo costo del CCR. Este bajo costo se obtiene por una substancial disminución de los requisitos actuales en relación a la resistencia, impermeabilidad y juntas de contracción. Estos cambios son tan significantes que los autores sostienen que el material merece un nombre nuevo: RELLENO COMPACTO (hardfill en inglés).

Una ventaja fundamental de la PCSRC, así comparada con la presa de gravedad de CCR, convencional, es su estabilidad grandemente mejorada, lo cual significa puede ser construida con seguridad en cimentaciones débiles y en áreas de fuerte sismicidad.

A la fecha, diez PCSRC han sido diseñadas, con alturas en el rango de 20 a 150 m. Una está en construcción (25 m). y otra (100 m.) se construirá brevemente.