



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales-Aragón

I N G E N I E R I A

Consideraciones Generales en el Proyecto y Diseño de Presas

T E S I S

Que para obtener el título de:

I N G E N I E R O C I V I L

p r e s e n t a :

DAVID CRUZ RODRIGUEZ



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Civ 28

Dist 29450

Con agradecimiento por sus consejos
y memoria ejemplar, a mi padre:

SR. ARMANDO CRUZ HERNANDEZ

Con cariño, respeto y admiración a
sus sacrificios, a mi madre:

SRA. JOSEFINA RODRIGUEZ VDA.DE CRUZ

Con el propósito de servir como un
estímulo, a mis hermanos:

ENRIQUE
EVA ARACELY
ALEJANDRA
ARMANDO

Mi agradecimiento a:

SRITA. ANA ELENA LIMON SOBRINO
ING. MIGUEL ANGEL AGUAYO Y CAMARGO
ING. JOSE M. ARANGO MALDONADO
ING. GERMAN MARTINEZ SANTOYO
SR. MARTIN INFANTE CHAVARRIA



UNIVERSIDAD NACIONAL
ARAGON

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

DAVID CRUZ RODRIGUEZ
P R E S E N T E.

En contestación a su solicitud de fecha 1^o de julio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSE MANUEL ARANGO MALDONADO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "CONSIDERACIONES GENERALES EN EL PROYECTO Y DISEÑO DE PRESAS", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragon, Edo. de Méx., julio 20 de 1981.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares
Director de Tests.

A D V E R T E N C I A

La presente tesis se refiere a la investigación del funcionamiento, comportamiento y algunos criterios de diseño de las presas más comunes. Con este trabajo no se pretende profundizar en cada uno de estos conceptos, sino por el contrario, se desea mantener un panorama general que pueda dar la referencia de las herramientas de que se dispone cuando se ataquen problemas definitivamente particulares.

En el cuerpo de la tesis se encontrarán casos en que algunos criterios de diseño simplemente se describen y se da la referencia donde se pueden estudiar con mayor detalle. El objetivo principal de este trabajo es de carácter académico y sólo pretende proporcionar al estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, una referencia fácil a algunos temas tratados en los cursos de Obras Hidráulicas y Presas de Almacenamiento y Derivación.

INDICE GENERAL

| | | Página |
|------------|---|--------|
| | INTRODUCCION. | |
| | LOS RECURSOS HIDRAULICOS EN MEXICO. | 1 |
| I. | <u>CARACTERISTICAS Y FUNCIONES DE UNA PRESA.</u> | 16 |
| 1.1. | PRESAS DERIVADORAS. | 17 |
| 1.1.1. | Definición y Funcionamiento. | 17 |
| 1.1.2. | Partes constitutivas de una presa derivadora. | 18 |
| 1.1.2.1. | Cortina. | 18 |
| 1.1.2.1.1. | Clasificación. | 18 |
| 1.1.2.2. | Obra de Toma. | 21 |
| 1.1.2.3. | Estructura de Limpia o Desarenador. | 21 |
| 1.1.2.4. | Obras Complementarias. | 22 |
| 1.1.3. | Tipos de Presas Derivadoras. | 22 |
| 1.2. | PRESAS DE ALMACENAMIENTO, DE PROPOSITOS MULTIPLES. | 27 |
| 1.2.1. | Estructuras componentes de una presa de almacenamiento. | 27 |
| 1.2.2. | Clasificación de las Presas. | 29 |
| 1.2.2.1. | Tipos de Presas. | 29 |
| A. | PRESAS DE MATERIALES SUELTOS. | 29 |
| A.1. | PRESAS DE TIERRA. | 31 |
| A.2. | PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS. | 32 |
| A.3. | PRESAS DE ENROCAMIENTO. | 34 |
| | APENDICE A. | 36 |
| | a) CIMENTACION EN PRESAS DE MATERIALES SUELTOS. | 36 |
| | b) TIPOS DE FALLAS. | 37 |
| B. | PRESAS DE MATERIALES CEMENTADOS. | 40 |

| | | |
|----------|---|-----|
| B.1. | PRESAS DE GRAVEDAD. | 40 |
| B.1.1. | PRESAS HUECAS DE GRAVEDAD. | 41 |
| B.2. | PRESAS DE ARCO (BOVEDA). | 42 |
| B.3. | PRESAS DE CONTRAFUERTE. | 46 |
| | PRESAS CON PROPOSITO DE USO MULTIPLE. | 51 |
| | APENDICE B. | |
| | CIMENTACIONES EN PRESAS DE CONCRETO. | 52 |
| 1.2.3. | Estudios preliminares para la selección de una presa. | 53 |
| 1.2.3.1. | Topografía. | 53 |
| 1.2.3.2. | Geología. | 54 |
| 1.2.3.3. | Hidrología. | 54 |
| 1.2.3.4. | Clima. | 55 |
| 1.2.3.5. | Disponibilidad de los materiales. | 55 |
| II. | <u>PROYECTO Y DISEÑO DE PRESAS.</u> | 57 |
| 2.1. | PRESAS DE MATERIALES SUELTOS. | 57 |
| 2.1.1. | Método Sueco o de Fellenius | 58 |
| 2.1.1.1. | Solución Gráfica del Método Sueco. | 64 |
| 2.1.1.2. | Centro aproximado del círculo de falla. | 66 |
| 2.1.2. | Método de la Cuña. | 71 |
| 2.1.3. | Método de análisis de estabilidad de una cortina de materiales graduados por computadora. | 77 |
| 2.1.4. | Método Gráfico Modificado de May. | 86 |
| 2.2. | PRESAS DE MATERIALES CEMENTADOS. | 99 |
| 2.2.1. | Solicitaciones en las cortinas de concreto. | 99 |
| 2.2.2. | Presas de Gravedad. | 111 |
| 2.2.2.1. | Criterio de Cargas. | 111 |
| 2.2.2.2. | Criterio de los Métodos de Diseño. | 117 |
| 2.2.2.3. | Criterio de Esfuerzos Permisibles. | 120 |
| 2.2.3. | Presas de Contrafuertes. | 127 |
| 2.2.3.1. | Consideraciones Generales. | 127 |
| 2.2.3.2. | Análisis de la Sección Teórica en Presas de Contrafuertes. | 128 |
| 2.2.3.3. | Consideraciones para el dimensionamiento preliminar. | 132 |

| | | |
|----------|---|-----|
| 2.2.3.4. | Método de cálculo de esfuerzos en el cuerpo del Contrafuerte. | 134 |
| 2.2.3.5. | Revisión de esfuerzos en la cabeza y cuerpo de los Machones. | 134 |
| 2.2.3.6. | Indices de Seguridad. | 136 |
| 2.2.4. | Presas de Arco. | 137 |
| 2.2.4.1. | Método de las Cargas de Prueba. | 138 |
| 2.2.4.2. | Método del U.S.B.R.; Diseño Preliminar. | 139 |
| 2.2.4.3. | Teoría del Tubo o de los Cascarones Cilíndricos. | 143 |
| III. | <u>EJEMPLO DE APLICACION.</u> | 152 |
| 3.1. | Presas de Materiales Graduados. | 152 |
| IV. | CONCLUSIONES. | 186 |
| | BIBLIOGRAFIA. | 189 |

INDICE DE FIGURAS

| | | Página |
|---------------|---|-----------|
| FIG. No.1. | REGIONALIZACION HIDROLOGICA EN LA REPUBLICA MEXICANA. | 6 |
| FIG.I.1.1.1. | TIPOS DE CORTINAS DERIVADORAS. | 20 |
| FIG.I.1.1.2. | OBRA DE TOMA Y CANAL DESARENADOR TIPICOS DE UNA PRESA DERIVADORA. | 23 |
| FIG.I.1.1.3. | PRESAS DERIVADORAS MAS USUALES. CONTINUACION | 26 26' |
| FIG.I.2.1. | PRESA DE RELLENO HIDRAULICO. | 33 |
| FIG.I.2.2. | PRESA HOMOGENEA. | 33 |
| FIG.I.2.3. | PRESA DE MATERIALES GRADUADOS. | 33 |
| FIG.I.2.4. | PRESAS DE ENROCAMIENTO. | 35 |
| FIG.I.2.5. | SECCION PRESA TIPO GRAVEDAD. | 43 |
| FIG.I.2.6. | SECCION PRESA HUECA DE GRAVEDAD. | 43 |
| FIG.I.2.7. | TIPOS DE PRESA DE ARCO. | 45 |
| FIG.I.2.8. | PRESA TIPO AMBURSEN. | 48 |
| FIG.I.2.9. | PRESA DE ARCOS MULTIPLES. | 48 |
| FIG.I.2.10. | SECCIONES MAS COMUNES EN PRESAS DE MACHONES (MASIVOS Y ALIGERADOS). | 50 |
| FIG.II.1.1.1. | SUPERFICIE DE FALLA EN UN SUELO PURAMENTE COHESIVO. | 60 |
| FIG.II.1.1.2. | SUELO COHESIVO-FRICCIONANTE, MASA DESLIZANTE DIVIDIDA EN DOVELAS. | 62 |
| FIG.II.1.1.3. | SUELO ESTRATIFICADO, DIVISION DE DOVELAS. | 63 |
| FIG.II.1.1.4. | DETERMINACION DEL PESO W, SOLUCION GRAFICA. | 65 |
| FIG.II.1.1.5. | SOLUCION GRAFICA, METODO SUECO. | 67 |
| FIG.II.1.1.6. | DETERMINACION DEL CENTRO APROXIMADO DEL - | |

| | | |
|--------------|---|-----|
| | CIRCULO DE FALLA. | 69 |
| FIG.II.1.7. | CIRCULOS DE FALLA TIPICOS. | 70 |
| FIG.II.1.8. | METODO DE LA CUÑA APLICADO A CIMENTACION DE ROCA. | 72 |
| FIG.II.1.9. | METODO DE LA CUÑA APLICADO A CIMENTACION DE TIPO FLEXIBLE. | 72 |
| FIG.II.1.10. | FUERZAS ACTUANTES EN LA MASA DESLIZANTE - DIVIDIDA EN CUÑAS. | 73 |
| FIG.II.1.11. | DIAGRAMAS VECTORIALES DEL BLOQUE NEUTRO Y DE LAS CUÑAS ACTIVA Y PASIVA. | 74 |
| FIG.II.1.12. | SECCION MAXIMA DE LA CORTINA PROPUESTA. | 82 |
| FIG.II.1.13. | RED DE FLUJO EN EL CORAZON IMPERMEABLE. | 82 |
| FIG.II.1.14. | CONDICIONES PARA LAS ZONAS DE CENTROS DE LOS CIRCULOS. | 84 |
| FIG.II.1.15. | SECCION MAXIMA DE LA CORTINA, ZONAS Y DIVISION EN DOVELAS. | 87 |
| FIG.II.1.16. | DESCOMPOSICION GRAFICA DEL PESO W_T | 92 |
| FIG.II.1.17. | GRAFICAS DE FUERZAS NORMALES Y TANGENCIALES. | 93 |
| FIG.II.1.18. | LONGITUD DEL CIRCULO DE FALLA A TRAVES -- DEL CORAZON IMPERMEABLE. | 94 |
| FIG.II.1.19. | OBTENCION DE LA PRESION HIDROSTATICA PARA CONDICIONES INICIALES. | 95 |
| FIG.II.1.20. | RED DE FLUJO PARA CONDICIONES FINALES. | 96 |
| FIG.II.1.21. | CALCULO GRAFICO DE FF_T | 98 |
| FIG.II.2.1. | FUERZAS ACTUANTES EN PRESAS DE CONCRETO. | 101 |
| FIG.II.2.2. | DISTRIBUCION DE PRESIONES EN CORTINAS <u>VERTEDORAS</u> . | 103 |
| FIG.II.2.3. | COMPONENTES HORIZONTAL Y VERTICAL DEL EMPUJE DE AZOLVES. | 106 |
| FIG.II.2.4. | COEFICIENTE PARA LA MAGNITUD Y DISTRIBUCION DE SOBREPRESION SISMICA. | 108 |
| FIG.II.2.5. | SECCION TEORICA PARA CALCULAR EL TALUD K Y EL ANCHO b | 112 |
| FIG.II.2.6. | SECCION DE ANALISIS, PRESA DE GRAVEDAD. | 114 |

| | | |
|--------------|--|-----|
| FIG.II.2.7. | SECCION RECTA AGUAS ABAJO (SECCION 1,2 - 3,4). | 115 |
| FIG.II.2.8. | SECCION HASTA EL INICIO DEL PARAMENTO INCLINADO AGUAS ARRIBA. | 116 |
| FIG.II.2.9. | DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES σ_x SOBRE PLANOS HORIZONTALES. | 119 |
| FIG.II.2.10. | DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CORTANTES EN PLANOS HORIZONTALES. | 119 |
| FIG.II.2.11. | METODO DEL ELEMENTO FINITO (DIVISION EN ELEMENTOS TRIANGULARES CONTIGUOS). | 119 |
| FIG.II.2.12. | SECCION TEORICA, ESFUERZOS DE TENSION. | 123 |
| FIG.II.2.13. | PLANO DE ESFUERZO NORMAL MAXIMO. | 126 |
| FIG.II.2.14. | DISTRIBUCION DE LA SUBPRESION HIDROSTATICA EN UNA PRESA DE CONTRAFUERTE. | 128 |
| FIG.II.2.15. | SECCION TEORICA DE ANALISIS. | 129 |
| FIG.II.2.16. | DIAGRAMA DE FUERZAS HIDROSTATICAS. | 131 |
| FIG.II.2.17. | CONTRAFUERTE, VISTA DESDE AGUAS ABAJO. | 133 |
| FIG.II.2.18. | IDEALIZACION DE UNA CORTINA DE ARCO EN CANTILIVERS Y ARCOS. | 139 |
| FIG.II.2.19. | DISTANCIAS HORIZONTALES L_1 y L_2 . | 142 |
| FIG.II.2.20. | TRAZO DE LA SECCION DE UNA CORTINA DE ARCO METODO DEL U.S.B.R. | 142 |
| FIG.II.2.21. | TEORIA DEL CILINDRO. | 144 |
| FIG.II.2.22. | PERFIL DE LA BOQUILLA. | 145 |
| FIG.II.2.23. | ANGULO DE COCEO. | 146 |
| FIG.II.2.24. | CRITERIOS PARA DEFINIR LA FORMA DEL ARCO. | 151 |
| FIG.III.1. | SECCION TRANSVERSAL DE LA CORTINA A ANALIZAR; OBTENCION DE VERTICES. | 155 |
| FIG.III.2. | RED DE FLUJO A PRESA LLENA. | 160 |
| FIG.III.3. | RED DE FLUJO PARA VACIADO RAPIDO PARCIAL. | 169 |

INDICE DE PLANOS

| | | |
|-------------|---|------|
| PLANO III.1 | SOLUCION POR EL METODO GRAFICO MODIFICADO DE MAY. | 185' |
|-------------|---|------|

INDICE DE TABLAS

| | | Página |
|---------------|---|--------|
| TABLA No.1 | DISPONIBILIDAD TOTAL DE AGUA EN EL PAIS, A NIVEL REGIONAL. | 3 |
| TABLA No.2 | PRESAS CONSTRUIDAS EN LA REPUBLICA MEXICANA EN EL PERIODO: 1500 A 1980. | 8 |
| TABLA No.3 | ALMACENAMIENTOS EXISTENTES EN LA REPUBLICA MEXICANA HASTA 1980, CATALOGADOS POR ALTURA DE CORTINA. | 8 |
| TABLA No.4 | PRESAS EXISTENTES EN LA REPUBLICA MEXICANA. DISTRIBUCION POR ENTIDAD FEDERATIVA - (HASTA 1980). | 10 |
| TABLA No.5 | DISTRIBUCION DE ALMACENAMIENTOS MAYORES DE 0.5 MILL. DE M3, POR REGIONES HIDROLOGICAS (HASTA 1980). | 13 |
| TABLA No.6 | EXTRACCION Y CONSUMO DE AGUA POR LOS DIFERENTES USOS. | 13 |
| TABLA II.1.1. | FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS RECOMENDADOS. | 71 |
| TABLA II.1.2. | MATRIZ DE DATOS FISICOS. | 80 |
| TABLA II.1.3. | ARREGLO DE LA MATRIZ DE VALORES EQUIPOTENCIALES. | 84 |
| TABLA II.1.4. | FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS ACEPTABLES POR LA SARH. | 85 |
| TABLA II.1.5. | PROPIEDADES FISICAS DE LOS MATERIALES. | 89 |
| TABLA II.1.6. | CALCULO DEL PESO DE LAS DOVELAS. | 90 |

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

" LOS RECURSOS HIDRAULICOS EN MEXICO "

En su proceso de desarrollo, el hombre ha tratado de aprovechar los recursos naturales agua y suelo de la mejor manera posible. De estos recursos, el agua interesa en particular para los fines de este trabajo.

Se reconoce una estrecha relación entre la disponibilidad de los recursos hidráulicos y el uso o forma de aprovechamiento que el hombre les ha dado para lograr su asentamiento, desarrollo y progreso.

Paradójicamente, hoy en día, el desarrollo económico, el progreso tecnológico y el crecimiento demográfico ejercen presión sobre los limitados recursos hidráulicos en regiones tan diversas en clima, en topografía y condiciones fisiográficas; como es el caso de México.

Para saber de la potencialidad del recurso y de su distribución, a continuación se da a conocer la disponibilidad de los recursos hidráulicos en el país.

La disponibilidad de los recursos hidráulicos depende directamente de la precipitación pluvial, el escurrimiento superficial, el almacenamiento (natural y artificial) y el flujo subterráneo, como ya es sabido.

La precipitación y una pequeña parte del agua subterránea (recarga estacional) se renuevan anualmente. En tanto que el agua subterránea, en general, es considerada como no renova-

ble ya que grandes almacenamientos subterráneos (acuíferos) pueden utilizarse solamente una vez. La disponibilidad de aguas subterráneas se ha estimado con un potencial del orden de 48 000 millones de m^3 .

La precipitación media anual en el país es del orden de 780 mm. de lámina de agua, correspondiente a un volumen de 1.53 billones de m^3 , variando de 50 mm. en la parte central de la península de Baja California, hasta más de 5 000 mm. en la parte alta de la Sierra de Chiapas. Puede afirmarse que la distribución de la precipitación a lo largo del año es irregular en toda la República, siendo más notable en el norte del país. La precipitación da origen al escurrimiento superficial, subsuperficial y subterráneo.

En la República Mexicana el escurrimiento superficial medio anual, expresado en lámina de agua varía desde cero milímetros en el Desierto de Altar, Sonora y el Bolsón de Mapimí, Dgo. hasta valores mayores a los 3 000 mm. en algunas áreas de las planicies costeras del Rfo Papaloapan. El escurrimiento así -- considerado se llama "virgen"; y es el que ocurre de manera natural sin ninguna extracción o regulación de la corriente aguas arriba de una estación de aforo.

El escurrimiento medio anual, incluyendo flujo base y escurrimiento subterráneo, en el país es de aproximadamente -- 410 000 millones de m^3 , valor que es un índice del límite superior técnico de agua disponible para cualquier uso. En la Tabla No. 1 se muestra la distribución de la disponibilidad de -- agua superficial en el país.

La mayor variabilidad anual de escurrimiento corresponde a la parte árida del país; en cambio la menor variación ocurre en el sureste que es considerada como la parte húmeda. En la República Mexicana el ciclo anual varía de escurrimientos altos en verano-otoño a escurrimientos bajos en invierno; la excepción ocurre en el estado de Baja California Norte con concen

TABLA No. 1
DISPONIBILIDAD TOTAL DE AGUA EN EL PAIS, A NIVEL REGIONAL **

| No. | REGION | C P N H | PRECIPITACION MEDIA ANUAL | | E S C U R R I M I E N T O (mill.m ³) | | |
|-----|----------------------|---------|--------------------------------|---------------|--|----------|----------|
| | | | VOLUMEN(mill. m ³) | ALTURA MED.mm | AFORADO | ESTIMADO | TOTAL*** |
| 1 | Baja California | | 20 791 | 150 | 19 | 258 * | 277 |
| 2 | Noroeste | | 167 961 | 522 | 21 271 | 3 651 | 24 922 |
| 3 | Pacífico Centro | | 110 616 | 946 | 17 806 | 12 471 | 30 277 |
| 4 | Balsas | | 113 984 | 975 | 15 945 | 5 500 | 21 445 |
| 5 | Pacífico Sur Istmo | | 134 485 | 1 658 | 26 607 | 38 178 | 64 785 |
| 6 | Bravo | | 162 415 | 431 | 6 490 | 1 110 | 7 600 |
| 7 | Golfo Norte | | 142 321 | 1 028 | 26 405 | 14 303 | 40 708 |
| 8 | Papaloapan | | 93 533 | 1 654 | 42 453 | 18 123 | 60 576 |
| 9 | Grijalva-Usumacinta | | 171 131 | 1 854 | 61 438 | 22 445 | 83 883 |
| 10 | Península de Yucatán | | 172 158 | 1 233 | 1 295 | 28 324 | 29 619 |
| 11 | Cuencas cerradas | | 112 339 | 417 | 2 378 | 1 566 | 3 944 |
| 12 | Lerma-Santiago | | 65 301 | 731 | 6 084 | 361 | 6 445 |
| 13 | Valle de México | | 17 403 | 730 | 1 278 | 575 | 1 853 |
| 14 | Costa Centro | | 47 610 | 1 365 | 15 837 | 17 993 | 33 830 |
| | Promedio y Total | | 1 532 048 | 777 | 245 306 | 164 858 | 410 164 |

* Más 1 854 millones de m³. del Río Colorado.

** Fuente: Plan Nacional Hidráulico 1981. Comisión del Plan Nacional Hidráulico, SARH.

*** Medio anual.

tración de escurrimientos en invierno.

Las distribuciones espaciales de la lluvia y la temperatura hacen que el 31% del territorio nacional se clasifique como desértico y árido; el 36% como semiárido y el 33% restante - como subhúmedo y húmedo. Por otra parte las características del clima producen cambios en el régimen de escurrimiento fluvial, los cuales se traducen en períodos de sequías y avenidas.

Conocida la disponibilidad de agua se debe tomar en cuenta que para su aprovechamiento o uso, ésta se considera como un bien común, cuya regulación y control corresponde al Estado, para asegurar así su preservación y aprovechamiento óptimos, de acuerdo con los objetivos nacionales o regionales de desarrollo. El considerar el agua sujeta a un régimen de propiedad nacional orienta a crear una participación unida en su manejo, identificando a la vez quién es el sujeto que se beneficia con su aprovechamiento, para fines de precisar derechos y obligaciones. Por lo tanto, la actividad fundamental del gobierno es regular las fronteras entre el sistema hidrológico y el sistema de usuarios y/o las fronteras entre sistemas de usuarios interrelacionados.

La acción reguladora por medio de la cual se logra lo anterior se denomina Manejo del Agua: conjunto de actividades - que se realizan para adecuar su ocurrencia en cantidad y calidad, en el espacio y en el tiempo, a las demandas asociadas a las actividades humanas. La unidad física apropiada es la cuenca hidrológica, ya que la disponibilidad de agua en ésta limita su uso; la excepción ocurre con las transferencias entre cuencas vecinas. En general, las actividades de esta acción reguladora - pueden clasificarse en tres tipos:

- a) Actividades que corresponden a la construcción de infraestructura para regular el agua y satisfacer los requerimientos de los distintos sistemas usuarios.
- b) Actividades que permiten planear la regulación y aprovechamiento

chamiento del agua mediante la captación y procesamiento de información hidrológica, la elaboración de inventarios, la formulación de políticas y programas, y una acción normativa.

- c) Actividades realizadas a nivel de cuencas hidrológicas, con influencia en todos los sistemas usuarios, constituyendo la interfase entre éstos y el sistema hidrológico. Actividades como asignación de agua, control de su calidad, preservación de los recursos asociados, disminución de daños causados por avenidas y sequías, e incremento en la disponibilidad de agua.

Estas actividades se integran bajo una sola autoridad responsable de la planeación, asignación y control de agua. En México esta autoridad recae en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) y sus distintas unidades técnico-administrativas.

Uno de los trabajos interesantes para el desarrollo de las actividades del Manejo del Agua es la Regionalización del país realizada por la Comisión del Plan Nacional Hidráulico (CPNH)⁽¹⁾. Llanamente puede decirse que esta regionalización contempla 14 regiones en la que se considera como unidad de estudio la cuenca hidrológica y la división hidrográfica. En la figura No. 1 se muestra dicha regionalización; en la cual se apoya mucha de la información presentada en esta sección.⁽²⁾

Puede afirmarse que en muchas regiones del mundo, especialmente donde hay escasez del recurso, existe una íntima relación entre la disponibilidad del agua y las diversas acciones del manejo de la misma. A continuación se analizan las actividades que corresponden a la construcción de infraestructura hi-

(1) Para mayor información ver referencias 1, 2 y 3

(2) La información presentada en esta Introducción se obtuvo en la CPNH y SARH; quedando su interpretación a responsabilidad del autor.



FIGURA No. I

REGIONALIZACION HIDROLOGICA EN LA REPUBLICA MEXICANA

REGIONES:

- I . BAJA CALIFORNIA
- II . NOROESTE
- III . PACIFICO CENTRO
- IV . BALSAS
- V . PACIFICO SUR ISTMO
- VI . BRAVO
- VII . GOLFO NORTE

- VIII . PAPAIOAPAN
- IX . GRIJALVA - USUMACINTA
- X . PENINSULA DE YUCATAN
- XI . CUENCAS CERRADAS
- XII . LERMA SANTIAGO
- XIII . VALLE DE MEXICO
- XIV . COSTA CENTRO

FUENTE: Plan Nacional Hidráulico 1981. CPNH, SARH.

dráulica presentándose las características del desarrollo de las PRESAS, usualmente uno de los elementos más importantes en un sistema hidráulico y objeto del presente trabajo.

El desarrollo constructivo de las Presas en México no es reciente, data aproximadamente del año 1500. Del año 1500 a 1940 se construyeron 177 presas para un almacenamiento total de 7 140 millones de m^3 . En los decenios de 1940 a 1950 y 1950 a 1960 se impulsó la construcción de presas de mayor envergadura entre las que se pueden citar: La Angostura en Sonora; Marte R. Gómez en Tamaulipas; Lázaro Cárdenas en Durango; Sanalona y Miguel Hidalgo en Sinaloa y Presidente Alemán en Oaxaca. En la década de 1960 a 1970 se incrementan notablemente los volúmenes almacenados, con un número menor de presas de gran capacidad; en esta época entró en operación la presa de Infiernillo en Michoacán, cuya cortina era la más alta y su volumen almacenado equivale al logrado en el decenio 1940 a 1950. En la década 1970 a 1980 decrece en número la construcción de presas, no obstante se logran grandes capacidades de almacenamiento; entraron en operación presas de cortina más alta y grandes volúmenes almacenados como Chicoasén y La Angostura en Chiapas. En la Tabla No. 2 se muestra el desarrollo constructivo de los almacenamientos por década y su volumen total almacenado en la República Mexicana hasta 1980. Por otro lado, en la Tabla No. 3 se presenta el número de presas y su almacenamiento total, diferenciado por la altura de cortina.

En la Tabla No. 2 se puede apreciar que existen 1 264 - almacenamientos artificiales con capacidad mayor de 0.5 millones de m^3 , que permiten disponer de una capacidad de almacenamiento próxima a los 125 000 millones de m^3 . Los almacenamientos naturales tales como lagos y lagunas tienen una capacidad total aproximada de 14 000 millones de m^3 .

Se ha estimado que, por evaporación, la pérdida media anual en los almacenamientos naturales y artificiales es de 9 300 millones de m^3 , pérdida que equivale a un gasto de 300 m^3 /seg.

TABLA No. 2
PRESAS CONSTRUIDAS EN LA REPUBLICA MEXICANA
EN EL PERIODO: 1500 A 1980 ***

| PERIODO DE CONSTRUCCION (AÑOS) | ALMACENAMIENTOS CONCLUIDOS (No) * | CAP. TOTAL ALMACENADA (10^6 m^3) | No. DE ALMACENAMIENTOS (ACUMULADO) | ALMACENAMIENTO (ACUMULADO) (10^6 m^3) |
|--------------------------------|-----------------------------------|--|------------------------------------|---|
| 1500-1800 | 8 | 242 | 8 | 242 |
| 1801-1900 | 31 | 120 | 39 | 362 |
| 1901-1910 | 29** | 272 | 68 | 634 |
| 1911-1920 | 30 | 3 227 | 98 | 3 861 |
| 1921-1930 | 17 | 1 527 | 115 | 5 388 |
| 1931-1940 | 62 | 1 752 | 177 | 7 140 |
| 1941-1950 | 122 | 13 617 | 299 | 20 757 |
| 1951-1960 | 279 | 25 345 | 578 | 46 102 |
| 1961-1970 | 367 | 53 661 | 945 | 99 763 |
| 1971-1980 | 319 | 24 982 | 1 264 | 124 745 |
| T O T A L | 1 264 | 124 745 | 1 264 | 124 745 |

* Presas con capacidad mayor a los 0.5 millones de m^3 .

** En dicho periodo se reporta el Lago de Chapala como almacenamiento concluido, pero está excluido de los datos reportados.

*** Fuente: SARH, Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica, - Dirección de Información y Estadística.

TABLA No. 3
ALMACENAMIENTOS EXISTENTES EN LA REPUBLICA MEXICANA
HASTA 1980, CATALOGADOS POR ALTURA DE CORTINA *

| ALTURA DE CORTINA (m) | No. DE PRESAS | CAPACIDAD TOTAL ALMACENADA (10^6 m^3) |
|-----------------------|---------------|---|
| $H \geq 100$ | 8 | 53 156 |
| $50 \leq H < 100$ | 41 | 55 534 |
| $30 \leq H < 50$ | 101 | 9 797 |
| $20 \leq H < 30$ | 132 | 1 415 |
| $10 \leq H < 20$ | 359 | 1 993 |
| $H > 10$ | 623 | 2 850 |
| T O T A L | 1 264 | 124 745 |

* Fuente: SARH, Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica, Dirección de Información y Estadística.

De los 1 264 almacenamientos existentes en México, el Estado con mayor número de ellos es Jalisco con 174, con capacidad de almacenamiento de 2 657 millones de m³. Comparativamente, en el Estado de Chiapas se han construido 4 presas, para una capacidad total de 34 870 millones de m³, volumen que representa un alto porcentaje del total nacional almacenado.

En la Tabla No. 4 se presenta la distribución de las presas construidas en México y sus almacenamientos por entidades federativas hasta el año de 1980. La distribución anterior se puede ampliar a una distribución regional de acuerdo a la regionalización hecha por la CPNH. En ésta, se consigna que la región Grijalva-Usumacinta almacena 34 436 millones de m³, en 4 presas consideradas entre las más grandes del país. En cambio en la región Bravo, con 169 presas, se almacenan 25 247 millones de m³, debido a que son presas de pequeño y mediano almacenamiento en su mayoría.

En la Tabla No. 5 se da a conocer el número de almacenamientos y su capacidad total de almacenar por región de acuerdo a la regionalización de la CPNH.

Estas obras de almacenamiento deben satisfacer metas y objetivos para diferentes usos, debiéndose producir un balance adecuado de los mismos.

Para satisfacer esta finalidad, en la cuantificación de su uso se ha convenido en llamar EXTRACCIÓN al volumen de agua derivado para un uso específico, y CONSUMO al volumen extraído menos el retornado a las corrientes, denominándose a este último DESCARGA.

Las actividades usuarias del agua más importantes, desde el punto de vista cuantitativo son: la agricultura, la generación de energía eléctrica, el abastecimiento de agua potable a comunidades rurales y centros urbanos, el abastecimiento a industrias, etc.

A continuación se mencionan algunas características presentes y futuras relacionadas con el uso y aprovechamiento del agua.

TABLA No. 4
 PRESAS EXISTENTES EN LA REPUBLICA MEXICANA
 DISTRIBUCION POR ENTIDAD FEDERATIVA **
 (HASTA 1980)

| ENTIDAD FEDERATIVA | ALMACENAMIENTOS EXISTENTES | CAPACIDAD TOTAL ALMACENADA (10 ⁶ m ³) |
|-----------------------|----------------------------|--|
| Aguascalientes | 55 | 546 |
| Baja California Norte | 5 | 189 |
| Baja California Sur | 3 | 7 |
| Coahuila | 51 | 8 603 |
| Colima | 7 | 53 |
| Chiapas | 4 | 34 870 |
| Chihuahua | 62 | 5 541 |
| Durango | 92 | 5 731 |
| Guanajuato | 163 | 2 394 |
| Guerrero | 12 | 475 |
| Hidalgo | 49 | 988 |
| Jalisco | 174 * | 2 657 |
| México Edo. | 60 | 1 320 |
| Michoacán | 108 | 14 513 |
| Morelos | 4 | 31 |
| Nayarit | 10 | 17 |
| Nuevo León | 57 | 162 |
| Oaxaca | 26 | 11 121 |
| Puebla | 9 | 712 |
| Querétaro | 65 | 312 |
| San Luis Potosí | 50 | 161 |
| Sinaloa | 14 | 10 232 |
| Sonora | 24 | 10 917 |
| Tamaulipas | 36 | 11 140 |
| Tlaxcala | 16 | 86 |
| Veracruz | 4 | 1 269 |
| Zacatecas | 104 | 698 |
| T O T A L | 1 264 | 124 745 |

* No se considera el Lago de Chapala.

** Fuente: SARH, Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica, Dirección de Información y Estadística.

El agua es uno de los factores básicos en la producción de alimentos agrícolas y pecuarios. La agricultura es el sector responsable del mayor consumo de agua; se estima que la actual demanda de agua por año es de 45 000 millones de m^3 , para el riego de 4.7 millones de ha., consumiéndose un volumen de 37 000 millones de m^3 . Se estima que la eficiencia nacional en el uso del agua para riego es del 46%. El volumen demandado para el consumo del ganado representa tan solo un 3% del agua consumida en la agricultura. Se espera que para el año 2000 el riego extraiga 95 000 millones de m^3 y consuma el 84% de este volumen.

Para uso urbano actualmente se extraen alrededor de 4 200 millones de m^3 anuales para satisfacer los requerimientos de agua potable. Existe una gran diferencia entre los niveles de servicio logrados para la población rural y urbana; diferencia que depende del tamaño de las localidades, del número de habitantes y de los demás servicios logrados. En el Plan Nacional de Desarrollo Urbano se fijaron las metas de dotar en el año 2000 al 90% de la población con agua potable y al 75% con alcantarillado extrayendo un volumen anual aproximado de 9 000 millones de m^3 . (1)

Para la generación de energía eléctrica se han construido grandes presas en la región húmeda del país. De la capacidad total de almacenamiento actual el mayor uso es el destinado a la producción de energía. La mayor parte del volumen total extraído para generar energía se emplea en plantas hidroeléctricas y el volumen restante se utiliza principalmente para el enfriamiento de plantas termoeléctricas.

Actualmente se extraen 100 000 millones de m^3 de agua para producir alrededor de 20 000 GWH anuales de energía hidroeléctrica. En los programas actuales de la Comisión Federal de Electricidad se pretende que hacia el año 2000 las hidroeléctricas

(1) Ver referencia 2

cas satisfagan el 25% de la demanda nacional de energía eléctrica, meta que implica cuadruplicar la energía hidroeléctrica generada en 1979; para ello será necesario extraer 362 260 millones de m^3 anuales. Se estima que la extracción y consumo de agua en las 160 plantas termoeléctricas que estarán operando hacia el año 2000, será del orden de 1 000 y de 700 millones de m^3 anuales respectivamente.

La Tabla No. 6 muestra la extracción y el consumo de agua para los usos más importantes hasta el año 2000. En ésta, se aprecia que de 1950 a 1980 la extracción se modificó notablemente por la entrada en operación de grandes presas hidroeléctricas; por ello, los mayores volúmenes extraídos se destinan actualmente a la generación de energía eléctrica y no al riego como había sucedido anteriormente. En lo que respecta al consumo la variación es mínima, ya que la agricultura es y seguirá siendo la actividad con mayor participación. En la misma tabla se aprecia la problemática futura, ya que para el año 2000 la extracción será mayor a la disponibilidad de agua renovable (410 000 millones de m^3). Estos hechos implican la necesidad de manejar los recursos hidráulicos mediante obras de propósitos múltiples, incrementando así el reuso del agua. Otros usos de agua que podrán tener efectos a nivel local y que se condicionan bajo un uso múltiple del agua son la acuicultura, el turismo y la navegación.

Para el desarrollo de la acuicultura se requiere del uso de medios artificiales para establecer e incrementar la producción de organismos acuáticos de interés económico y ecológico. En el año de 1976 el subsector acuícola aportó casi la mitad de la producción pesquera nacional desarrollada en 2.8 millones de ha de cuerpos de agua, de las cuales 480 000 ha correspondieron a vasos de almacenamiento. Entre los problemas que afectan la acuicultura destacan los relacionados con la baja productividad de los cuerpos de agua, ocasionada por la introducción de especies sin un criterio ecológico, porque no se ha con

TABLA No. 5
DISTRIBUCION DE ALMACENAMIENTOS MAYORES DE 0.5 MILL.
DE M3. POR REGIONES HIDROLOGICAS **
(HASTA 1980)

| REGION | NUMERO DE PRESAS | ALMACENAMIENTO TOTAL (10 ⁶ m ³) |
|--------------------------|------------------|--|
| Baja California (I) | 8 | 176 |
| Noroeste (II) | 42 | 21 247 |
| Pacífico Centro (III) | 39 | 1 043 |
| Balsas (IV) | 86 | 1 737 |
| Pacífico Sur Istmo (V) | 28 | 2 065 |
| Bravo (VI) | 169 | 25 247 |
| Golfo Norte (VII) | 8 | 1 587 |
| Papaloapan (VIII) | 5 | 8 604 |
| Grijalva-Usumacinta (IX) | 4 | 34 436 |
| Península de Yucatán (X) | * | -- |
| Cuencas Cerradas (XI) | 162 | 5 930 |
| Lerma-Santiago (XII) | 583 | 7 852 |
| Valle de México (XIII) | 126 | 1 963 |
| Costa Centro (XIV) | 4 | 12 858 |
| T O T A L | 1 264 | 124 745 |

* Región X, sin almacenamientos > 0.5 millones de m³.

** Plan Nacional Hidráulico 1981. Anexo 2: Disponibilidad de Agua y Suelo. Comisión del Plan Nacional Hidráulico, SARH.

TABLA No. 6
EXTRACCION Y CONSUMO DE AGUA POR LOS DIFERENTES USOS **

| USUARIOS | EXTRACCION ¹ | | | | CONSUMO ¹ | | | |
|---------------------|-------------------------|---------|---------|---------|----------------------|--------|--------|--------|
| | 1950 | 1980 | 1990 | 2000 | 1950 | 1980 | 1990 | 2000 |
| RIEGO * | 29 500 | 45 953 | 71 248 | 94 597 | 23 600 | 37 968 | 57 455 | 79 477 |
| % | 78 | 29 | 29 | 20 | 99 | 91 | 92 | 90 |
| GEN.DE ELECTRICIDAD | 7 700 | 99 875 | 160 006 | 362 256 | 0 | 75 | 78 | 78 |
| % | 20 | 64 | 65 | 75 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| AGUA POTABLE | 500 | 4 184 | 6 342 | 8 757 | 200 | 1 350 | 2 004 | 2 914 |
| % | 1 | 3 | 2 | 2 | 1 | 3 | 3 | 3 |
| INDUSTRIA | 600 | 5 802 | 9 545 | 15 580 | 70 | 2 279 | 3 100 | 6 087 |
| % | 1 | 4 | 4 | 3 | 0 | 6 | 5 | 7 |
| T O T A L | 38 300 | 155 814 | 247 121 | 481 190 | 23 870 | 41 672 | 62 637 | 88 556 |
| % | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |

¹ En millones de m³.

* Incluyen los usos pecuarios y acuícolas.

** Fuente: Plan Nacional Hidráulico 1981. Comisión del Plan Nacional Hidráulico, SARH.

siderado esta actividad en la planeación de obras de propósito múltiple, y por la contaminación provocada por desechos urbano-industriales.

En los aprovechamientos hidráulicos existentes, el turismo se ha desarrollado parcialmente y es considerado incipiente. Este uso impone restricciones en la calidad de las aguas residuales de otras actividades, que descargan en los posibles cuerpos de agua a aprovechar.

La navegación en vasos de almacenamiento es incipiente en nuestro país. Esta actividad impone a las otras actividades usuarias del agua, la restricción de mantener niveles apropiados en los vasos.

En resumen, de las actividades para el manejo del agua; la disponibilidad de la misma en el país, conocida ésta con los datos de precipitación media anual (1.53 billones de m^3), escurrimiento medio anual (410 000 millones de m^3), capacidad almacenada en forma natural y artificial (124 745 y 14 000 millones de m^3 respectivamente); la distribución regional y estatal de las presas construidas hasta la fecha (1264 hasta 1980); las necesidades usuarias presentes y futuras; y la abundancia o escasez del recurso de acuerdo a los balances regionales. Si se analizan conjuntamente, se deducen dos puntos esenciales que justifican la realización de este trabajo.

- 1.- La capacidad de almacenamiento de las presas construidas hasta la fecha, equivale solamente a una tercera parte del escurrimiento medio anual.
- 2.- El balance hidráulico, de acuerdo a las necesidades usuarias para el futuro, implica una mayor extracción y consumo de agua.

Al conjugarse estos dos factores puede decirse que existe disponibilidad del recurso para los usos futuros; necesitando construir para su aprovechamiento, almacenamientos para uno

o varios usos a la vez (uso múltiple). Del mejor manejo del escurrimiento superficial dependerá el lograr satisfacer las necesidades de los sistemas usuarios.

La exposición anterior ofrece un panorama general de los recursos hidráulicos en México y podemos observar que la construcción de presas en el futuro está íntimamente relacionada con el estudio de estos elementos. Por tal motivo, se considera como un cimiento para el desarrollo de este trabajo, cuyo objetivo es estudiar, de una manera general, los criterios de diseño más usuales en el proyecto de presas para diferentes tipos.

Este trabajo se compone de la presente introducción y cuatro capítulos. En el primero de ellos, se dan a conocer los tipos de presas y sus características distintivas; complementando la exposición, con algunos aspectos de la cimentación y de los estudios preliminares que intervienen en la selección del tipo de presa.

En el Capítulo II, se presentan las consideraciones generales y algunos de los criterios y métodos de diseño más usuales para determinar o calcular la estabilidad de los distintos tipos de presas (de materiales cementados y de materiales sueltos) tratados en el capítulo anterior. Métodos ya comprobados ampliamente y respaldados por el desarrollo constructivo de estas obras en el país.

En el Capítulo III, se desarrolla un ejemplo de aplicación. Se verifica la estabilidad de una cortina de materiales graduados, cuya sección y condiciones de trabajo se proponen. Para tal propósito, se emplearon dos de los métodos expuestos en el Capítulo II: Método de Análisis de Estabilidad de una Cortina de Materiales Graduados por Computadora (programa "ESTABIL 1" desarrollado por la SARH) y el Método Gráfico Modificado de May, realizado como una verificación a los resultados obtenidos con el primer método.

Finalmente en el Capítulo IV se presentan las conclusiones obtenidas en la realización del presente trabajo.

Capítulo I

I. CARACTERISTICAS Y FUNCIONES DE UNA PRESA.

Usualmente, la estructura más importante en un sistema hidráulico es una PRESA, la cual tiene por objetivo la regulación y/o el control de los recursos hidráulicos, todo ello con el -- propósito de lograr el aprovechamiento adecuado del líquido y/o la protección contra avenidas. La magnitud de la presa depende directamente de la cantidad de agua disponible y la cantidad de agua demandada.

Una presa es una obra hidráulica de conjunto construida a la salida de una área de captación o cuenca, cuya finalidad -- es manejar el agua con fines de aprovechamiento o de defensa -- creando su almacenamiento o derivación. En general una presa -- para cumplir con su finalidad debe lograr uno de los siguientes propósitos:

- a) Sobreelevar el nivel del agua para proporcionar una carga suficiente, ya sea para derivar algún gasto o bien para la generación de energía eléctrica.
- b) Crear un almacenamiento que permita regularizar el -- régimen hidrológico de una corriente.
- c) Originar un almacenamiento en períodos con exceso de agua para posteriormente aprovecharlo en época de es-
tíaje.

Generalmente, la parte o elemento más importante de estas obras hidráulicas es la cortina, por lo que se requiere sea un cuerpo estable y relativamente impermeable.⁽¹⁾

(1) Definición realizada con base en las referencias 5, 9, 10, 14, 19 y 21.

Para cumplir con su finalidad y de acuerdo a los propósitos por satisfacer las presas se clasifican en dos grandes -- grupos:

- Presas Derivadoras.
- Presas de Almacenamiento.

1.1. PRESAS DERIVADORAS.

1.1.1. Definición y Funcionamiento.

Estas obras se construyen con el fin de aprovechar una corriente superficial en forma controlada y generalmente alterando lo menos posible el régimen de la fuente abastecedora.

Una presa derivadora es una obra hidráulica colocada como un obstáculo a la corriente superficial, con el objeto de -- controlar el paso del agua provocando elevar su tirante para -- crear un remanso, que proporcione a su vez la carga necesaria -- para desviar o extraer un gasto por una de las márgenes de la -- corriente.

Estas obras se construyen cuando el caudal normal de la corriente que se pretende aprovechar proporciona un gasto igual o mayor que el gasto total requerido para satisfacer las demandas de los diversos usuarios del agua. Por esta razón las derivadoras se construyen en corrientes perennes y ocasionalmente -- en corrientes intermitentes. La construcción de este tipo de o -- bras en corrientes intermitentes está en función de la cantidad de agua derivada en las avenidas y regularidad o frecuencia de las mismas.

El tramo del río donde se localicen deberá ser recto, -- con cauce definido, taludes estables y pendiente lo más uniforme posible. Además se recomienda que las laderas sean altas o sobreelevadas, a fin de que topográficamente existan condiciones adecuadas para la formación del vaso provisional provocado por el remanso y se eviten inundaciones en las márgenes.

Estas obras son ampliamente utilizadas en sistemas de --

riego, y abastecimiento de agua a zonas industriales y municipales.

1.1.2. Partes constitutivas de una presa derivadora.

Una presa derivadora se compone de tres partes esenciales para cumplir con su finalidad y ocasionalmente, dependiendo de las características de la obra, de un conjunto de elementos adicionales.

Estas partes son: 1.- Cortina (presa propiamente dicha).
2.- Obra de Toma.
3.- Estructura de Limpia o Desarenador.
4.- Obras Complementarias.

A continuación se describen brevemente estas componentes.

1.1.2.1. Cortina.

Es el obstáculo que se construye transversal a la corriente; su función consiste en crear un remanso hasta una elevación que permita la extracción o derivación de un gasto por la obra de toma y derramar sobre ella, en forma parcial o total los excedentes de agua. Por esta última función una presa derivadora siempre será de cortina vertedora.

1.1.2.1.1. Clasificación.

Estas obras pueden clasificarse con respecto a: a) Su eje en planta; b) Tipo de materiales usados en su construcción y c) Comportamiento hidráulico.

- a) Por su eje en planta se pueden dividir en rectas, -- curvas o una combinación de ambas. El tipo a elegir lo definirán las condiciones geológicas y topográficas relacionadas con el costo de construcción.
- b) Por el tipo de materiales usados en su construcción,

estas obras se dividen en:

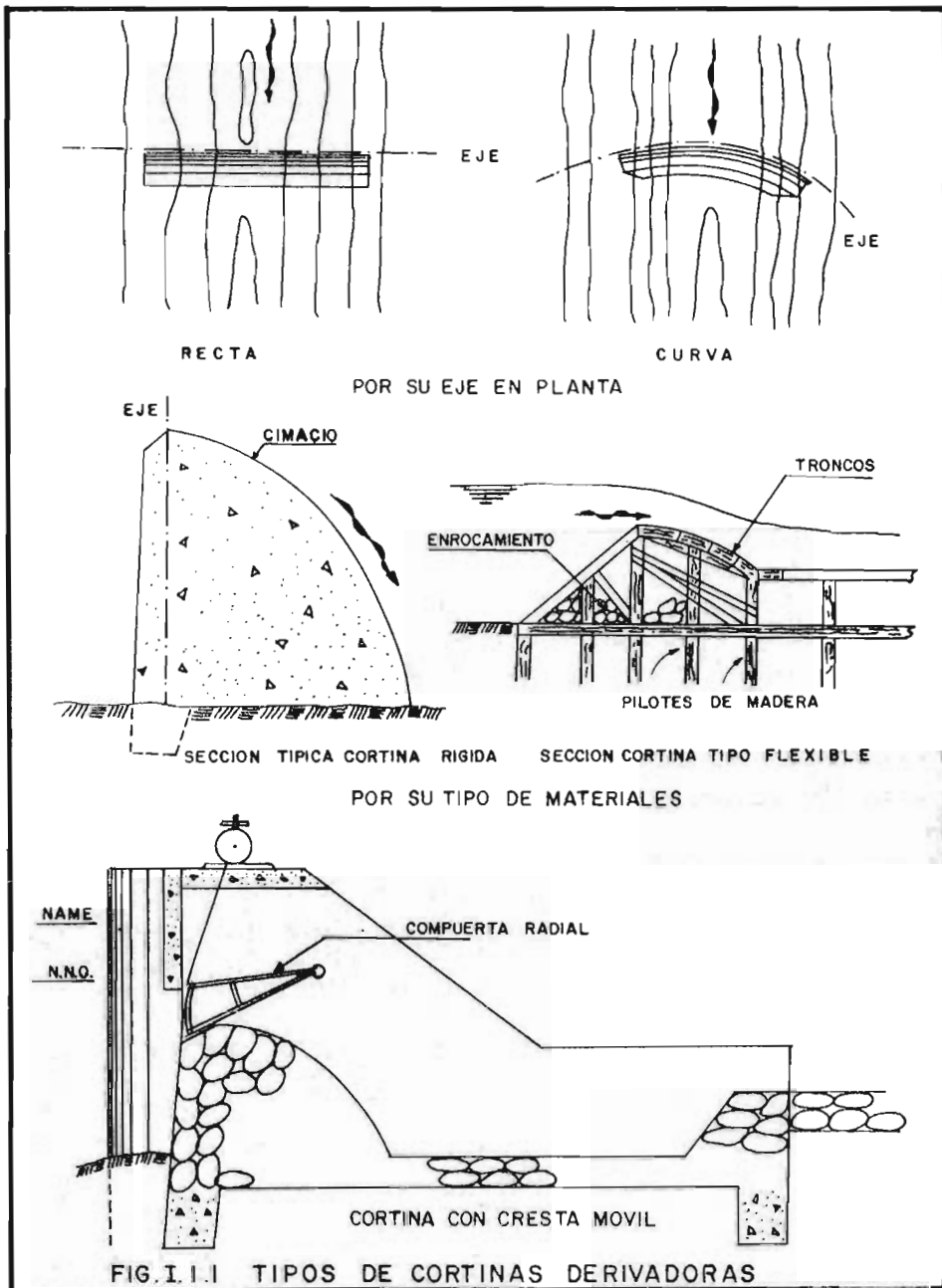
Rígidas

Flexibles

Mixtas

- Cortinas Rígidas. Son las que se construyen tratando de obtener una masa homogénea. Usualmente se construyen con materiales pétreos unidos con algún compuesto cementante (concreto simple, mampostería con mortero de cemento, concreto ciclópeo, etc.). La geometría típica es la de una sección de forma trapecial con cimacio parabólico para chorro de agua con caída libre (perfil Creager). La altura límite recomendada y su sección será la obtenida del cálculo de su estabilidad.
- Cortinas Flexibles. Se construyen de materiales naturales con características físicas que permitan el adaptarse a deformaciones plásticas propias. Los materiales usualmente empleados son: enrocamiento, material impermeable y ocasionalmente madera y tablaestacados. Este tipo de cortina tiene como limitante primordial la altura, ya que incrementa el volumen de material requerido y por ende su costo.
- Cortinas Mixtas. Se construyen combinando las propiedades de los cortinas del tipo rígido y flexible.
- c) Por su comportamiento hidráulico. Clasificadas así por su control de vertido. Estas pueden ser: de cresta libre o sin control y de cresta móvil o controlada.

Para seleccionar el tipo de cortina que será utilizada deben tomarse en cuenta los siguientes factores: disponibilidad de materiales en el lugar, perfil geológico del cauce en el sitio propuesto, altura de la cortina, carga hidráulica en el vertedor y costo de la obra. La figura I.1.1. muestra los tipos de cortinas derivadoras antes mencionados.



1.1.2.2. Obra de Toma.

Obra constituida de orificios controlados, construidos en el muro que sirve como contenedor. Los orificios permiten el acceso del agua del río al canal o estructura, que la conducirá para su utilización; controlan y regulan el gasto derivado. Usualmente los orificios se controlan, mediante compuertas deslizantes que se operan con mecanismos elevadores desde la corona del muro en el que son alojados. Cuando las derivadoras se diseñan para aprovechar las avenidas, éstas generalmente no presentan un control en la obra de toma.

El cálculo hidráulico de la obra de toma comprende:

- Dimensiones del orificio y conducto.
- Determinación del gasto máximo que puede pasar por las compuertas.
- Determinación de la capacidad del mecanismo elevador.
- Diseño de la transición que une la salida de la toma con el canal o estructura de conducción.

1.1.2.3. Estructura de Limpia o Desarenador.

Su función es desalojar el azolve depositado a la entrada de la obra de toma, y regular el nivel de aguas dentro de ciertos límites, cuando sean pequeñas las variaciones del nivel del río. Usualmente se instala el desarenador tan cerca de la obra de toma como sea posible, en dirección normal al eje del dique o cortina, para que su descarga sea paralela a la corriente del río. Consta de las siguientes partes:

- 1) Canal de acceso o de llamada.
- 2) Estructura de limpia propiamente dicha.
- 3) Canal de salida o desfogue.

En el proyecto del canal desarenador se debe propiciar primero un fácil acceso del agua hacia él, y después crear una

descarga libre sin posibilidades de ahogamiento.

La figura 1.1.2. muestra la obra de toma y el desarenador típicos en una presa derivadora.

1.1.2.4. Obras Complementarias.

Bajo este concepto se consideran las estructuras que -- complementan a una presa derivadora para su mejor funcionamiento. Algunas de estas estructuras son: muros de encauzamiento, secciones de liga y apoyo en las laderas, puente-vado, obras de seguridad en el canal principal, zampeados en las descargas, etc.

1.1.3. Tipos de Presas Derivadoras.

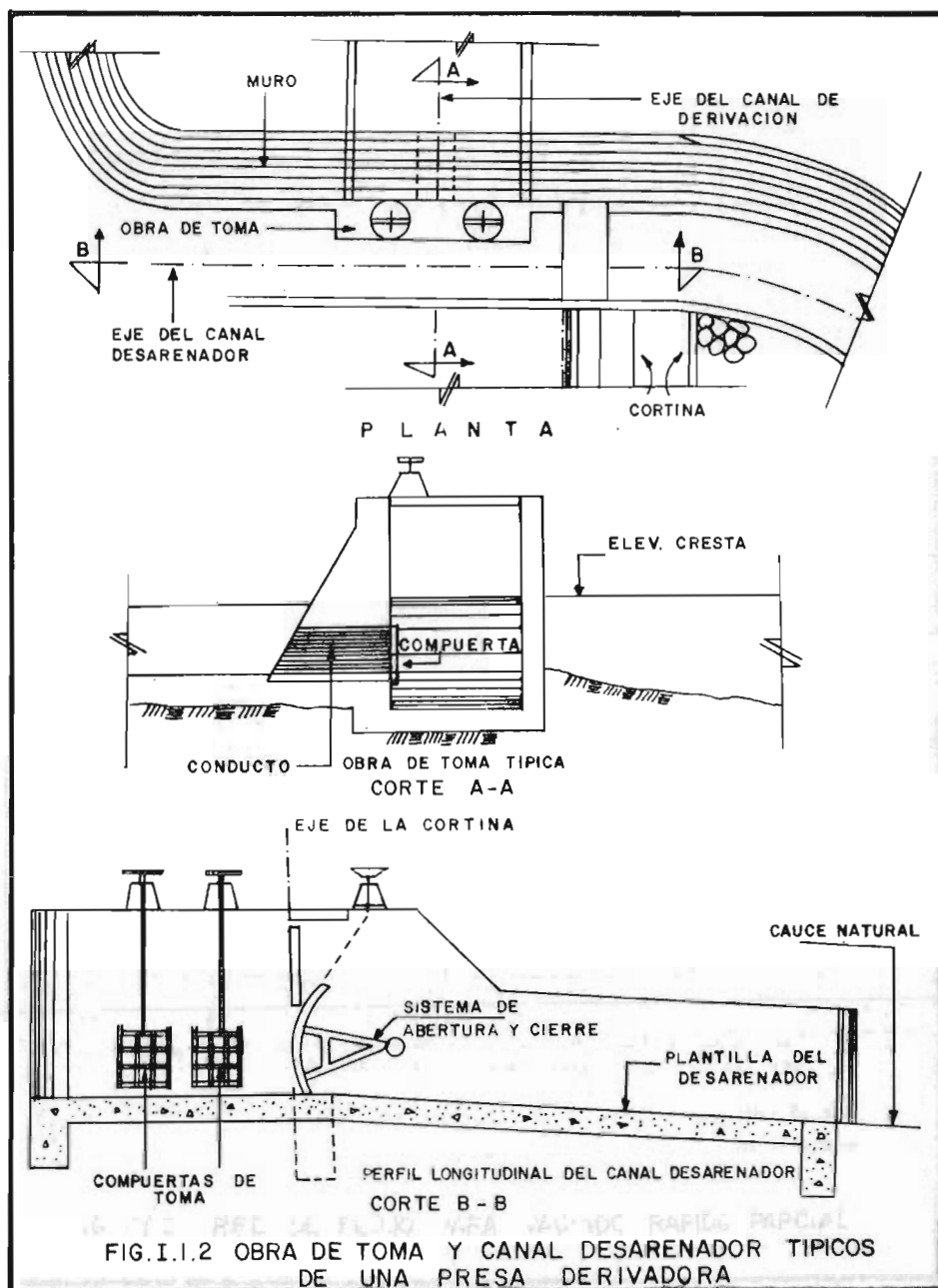
De acuerdo a lo anterior y considerando sus características constructivas y de operación, a continuación se describen algunos de los tipos más usuales de presas derivadoras.

BARRAJES.

Son las obras de derivación más rudimentarias. Usualmente se emplean en aprovechamientos provisionales y de poca magnitud. Se construyen con tablaestacados, ramas de árboles, diques de arcilla y con material de acarreo del mismo río. Por lo anterior estas obras son fácilmente deterioradas por la corriente, por lo cual requieren de un constante acondicionamiento. Su funcionamiento es similar al ya descrito de una presa de derivación, con la ventaja de que permite un desarenamiento natural. Se considera como una obra de derivación del tipo flexible.

PRESA DERIVADORA DE CONCRETO O MAMPOSTERIA.

Estas estructuras se clasifican como rígidas; su sección típica es la de un vertedor tipo Creager, en donde la geometría del cimacio se aproxima a la forma parabólica, con el objetivo de propiciar presiones bajas entre la lámina vertiente y el paramento de aguas abajo, con lo que se logra aumentar la eficiencia de la descarga acortando su longitud.



Las presas así clasificadas se componen en general de - una cortina vertedora; de un delantal rígido de concreto o de - zampeado diseñado para ayudar a la estabilidad de la cortina; - de algún dispositivo adosado al cuerpo de la cortina o formando parte de ella, con el objeto de disipar la energía producida en el funcionamiento hidráulico (estos dispositivos pueden ser estructuras amortiguadoras, deflectoras o de impacto).

PRESA DERIVADORA TIPO INDIO.

Usualmente es la presa de tipo flexible más recomendada. Su cortina se compone fundamentalmente de un elemento impermeable formado por un macizo o dentellón de mampostería o concreto simple, además de un respaldo de material compactado para aumentar la longitud de filtración. La estabilidad de la cortina se consigue principalmente con el enrocamiento acomodado o semiacomodado de aguas abajo del dentellón; el talud exterior del enrocamiento por lo general es sumamente tendido.

El enrocamiento se refuerza con una lechada de concreto simple; entre el enrocamiento y el material de cimentación se coloca un filtro de grava o rezaga de espesor mínimo, el cual descarga a una trinchera de enrocamiento localizada al final del talud de aguas abajo de la cortina, con objeto de resguardarla de la socavación que puede presentarse en este sitio. El rango de altura de las cortinas ya construídas varía de uno a cinco metros. En estas cortinas se recomiendan generalmente taludes para el paramento de aguas abajo de 10:1 a 14:1 y para el talud de aguas arriba de 3:1 a 8:1. El diseño de estas obras, por lo general, se hace en base a datos empíricos y prácticos.

PRESA DERIVADORA TIPO CAUCASIANO.

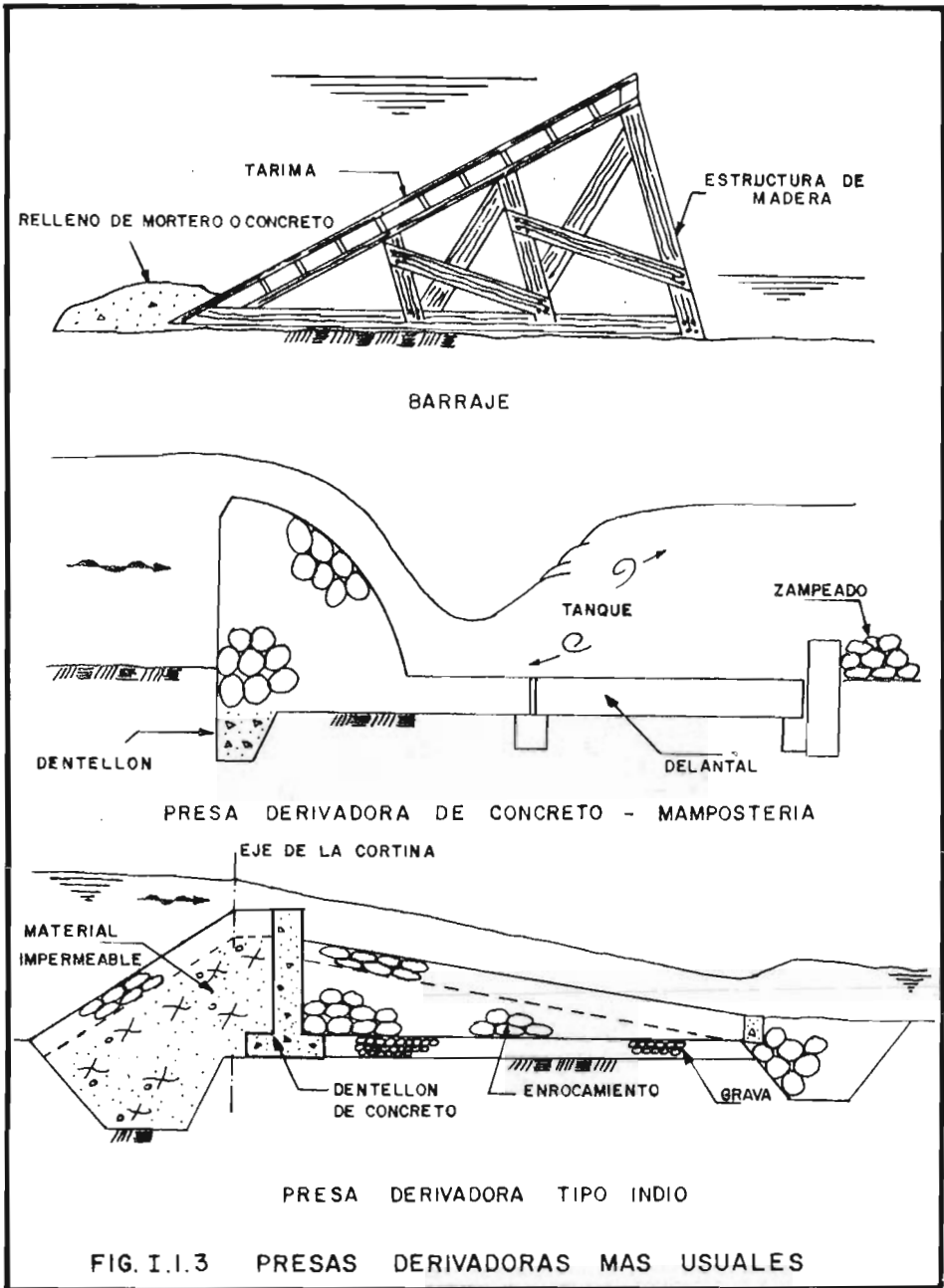
Presa derivadora, llamada así por el tipo de obra de toma empleado, y por el hecho de haber sido utilizada por vez primera en las regiones caucásicas. Estas obras generalmente son utilizadas en aprovechamientos que se localizan en sitios con ríos de fuerte pendiente y para aguas con poco contenido de sedimentos finos.

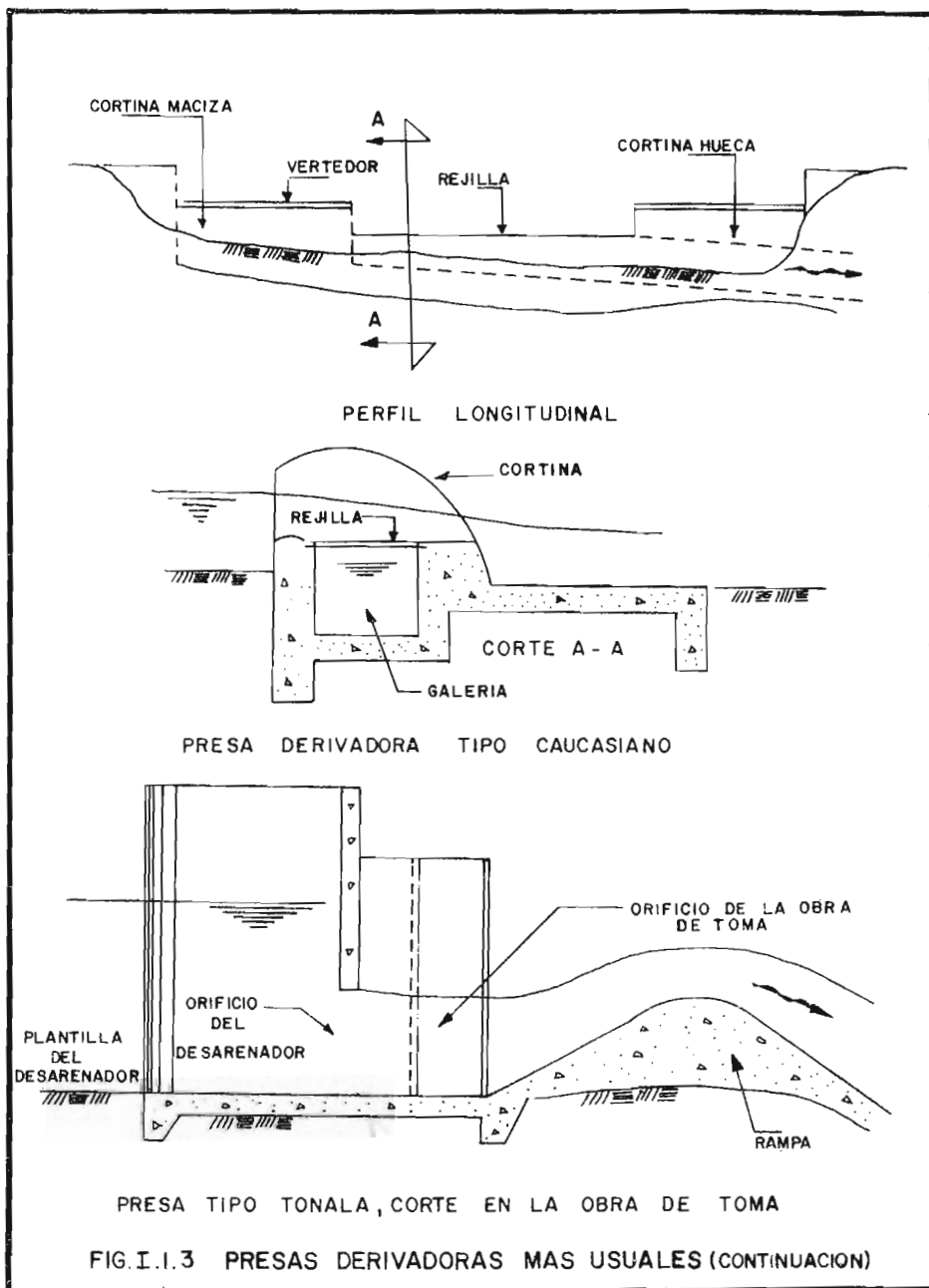
Este tipo de derivadora, está condicionado a un estudio cuidadoso de los acarreos y las pendientes del río a aprovechar. La obra de toma consiste de una rejilla metálica que se instala en una galería o conducto practicado a lo largo y en el cuerpo de la cortina. El conducto se liga a la estructura de derivación en alguna de las márgenes del río. El agua se capta al pasar sobre la rejilla; dependiendo el gasto así derivado, del área neta de la rejilla y del tirante y velocidad del caudal que se derrame sobre ella. En general son derivadoras de poca altura y su gran desventaja es la constante obturación de la rejilla. En México es poco usual su construcción.

PRESA DERIVADORA TIPO TONALA.

Este tipo de presa debe su nombre a la presa derivadora Tonalá construída sobre el río del mismo nombre en el Estado de Oaxaca, México. En este tipo de presa, tanto en el desarenador como en la toma propiamente dicha no se requieren compuertas, con lo cual se logra derivar un gasto aproximadamente constante y un desazolve automático y continuo ante la toma. Esta derivadora es utilizada cuando existen fluctuaciones considerables de carga y consecuentemente de gastos en una toma tradicional, y en donde se presenten dificultades de operación manual de compuertas debido a accesos difíciles. La derivadora tipo Tonalá presenta una obra de toma compuesta esencialmente de dos orificios y una rampa ubicada aguas abajo de estos. Un orificio corresponde al canal desarenador y se localiza aguas arriba del orificio que comunica a la estructura con el canal de conducción. La desventaja de estas obras es el azolvamiento producido en el inicio del canal requiriendo su remoción periódicamente.

En la figura I.1.3. se muestran las secciones típicas de estas presas derivadoras.





1.2. PRESAS DE ALMACENAMIENTO, DE PROPOSITOS MULTIPLES.

La construcción de una presa de almacenamiento modifica el régimen natural del escurrimiento creando un almacenamiento o embalse que depende de la regularidad o irregularidad de los escurrimientos. Por lo tanto, en general, se opta por una presa de almacenamiento cuando el gasto de la corriente a aprovechar se estima menor que el gasto requerido por los diferentes sistemas de usuarios.

Una presa de almacenamiento regula el escurrimiento; retiene el exceso de agua en la ocurrencia de avenidas y hace posible su utilización en periodos de estiaje. En estas obras, una característica física importante es su capacidad de almacenamiento; requiriéndose que sea mayor mientras más irregularidad presente la corriente aprovechable.

Las presas de almacenamiento se destinan para aprovechamiento o defensa. Si su finalidad es el aprovechamiento, el agua almacenada puede utilizarse para: riego, generación de energía eléctrica, abastecimiento de agua, acuacultura, navegación, etc. Cuando se destinan para protección o defensa éstas pueden ser contra inundaciones o raramente para control de azolves. De acuerdo a estos usos se determinan las características de una presa.

1.2.1. Estructuras componentes de una presa de almacenamiento.

Usualmente las estructuras componentes de una presa de almacenamiento son: cortina, obra de excedencias o vertedor, obra de toma, vaso de almacenamiento y construcciones especiales de acuerdo al uso que se destine la obra.

Las antes mencionadas se combinan de acuerdo a las necesidades de cada proyecto requiriendo de estructuras tales como: compuertas, galerías de inspección, puente de operación, disipa

dores de energía, etc.

Una obra que puede formar parte de la presa después de cumplir con su función, es la obra de desvío; su objeto es desviar o controlar el escurrimiento de una corriente para mantener en seco el sitio del desplante de la cortina y obras auxiliares durante la construcción. A continuación se describen -- las estructuras antes mencionadas.

VERTEDOR.- El vertedor de demasías u obra de excedencias tiene por objeto dar paso gradual a las avenidas cuando la presa está a su capacidad máxima. Es una obra de seguridad ya que impide que el agua vierta sobre la cortina (a menos que ésta se haya diseñado para verter) y descarga el agua de tal forma que no provoque inundaciones aguas abajo de la obra. En planta, los vertedores pueden ser rectos, curvos, semicirculares, en forma de U o redondos. De acuerdo a su zona de vertido pueden ser de pared delgada, con sección de cimacio, de pared gruesa o de sección irregular. Asimismo, pueden ser con control o sin control. Dependiendo de estas características, los tipos de vertedor más comunes son: de descarga libre (caída recta), de abanico, de cimacio (de derrame), de canal lateral, de canal abierto (de poca o de mucha pendiente), de conducto de túnel, de boca de caída - (de pozo o de embudo), de alcantarilla y de sifón. ⁽¹⁾

OBRA DE TOMA.- De acuerdo a un programa o régimen de de mandas definido con anterioridad, esta obra en conjunto permite las extracciones de agua del vaso. Sus elementos son: estructuras de entrada, conductos mecánicos de regulación y emergencia, con su equipo de operación y dispositivos para disipación de energía.

CORTINA.- Es la estructura que cierra el estrechamiento o boquilla de un valle natural, donde se formará el almacenamiento. Por su magnitud y su función puede decirse que es la estructura más importante en una presa de almacenamiento.

(1) Para más detalles ver referencia 19

1.2.2. Clasificación de las Presas.

Existen varias clasificaciones de las presas de almacenamiento. Atendiendo a las características de la cortina, éstas pueden clasificarse por su altura, por su propósito o funcionamiento hidráulico y por los materiales que constituyen.

De acuerdo a su altura y propósito pueden clasificarse como:

| A L T U R A (H) | | P R O P O S I T O |
|-----------------|--------|--------------------------------------|
| H < 30 m. | BAJAS | CORTINAS VERTEADORAS ¹ |
| 30 < H < 100 | MEDIAS | |
| H > 100 | ALTAS | CORTINAS NO VERTEADORAS ² |

- 1 Cortinas Vertedoras.- Son aquellas que se proyectan para descargar sobre sus coronas.
- 2 Cortinas No Vertedoras.-Las que se proyectan para que no rebase el agua por su corona.

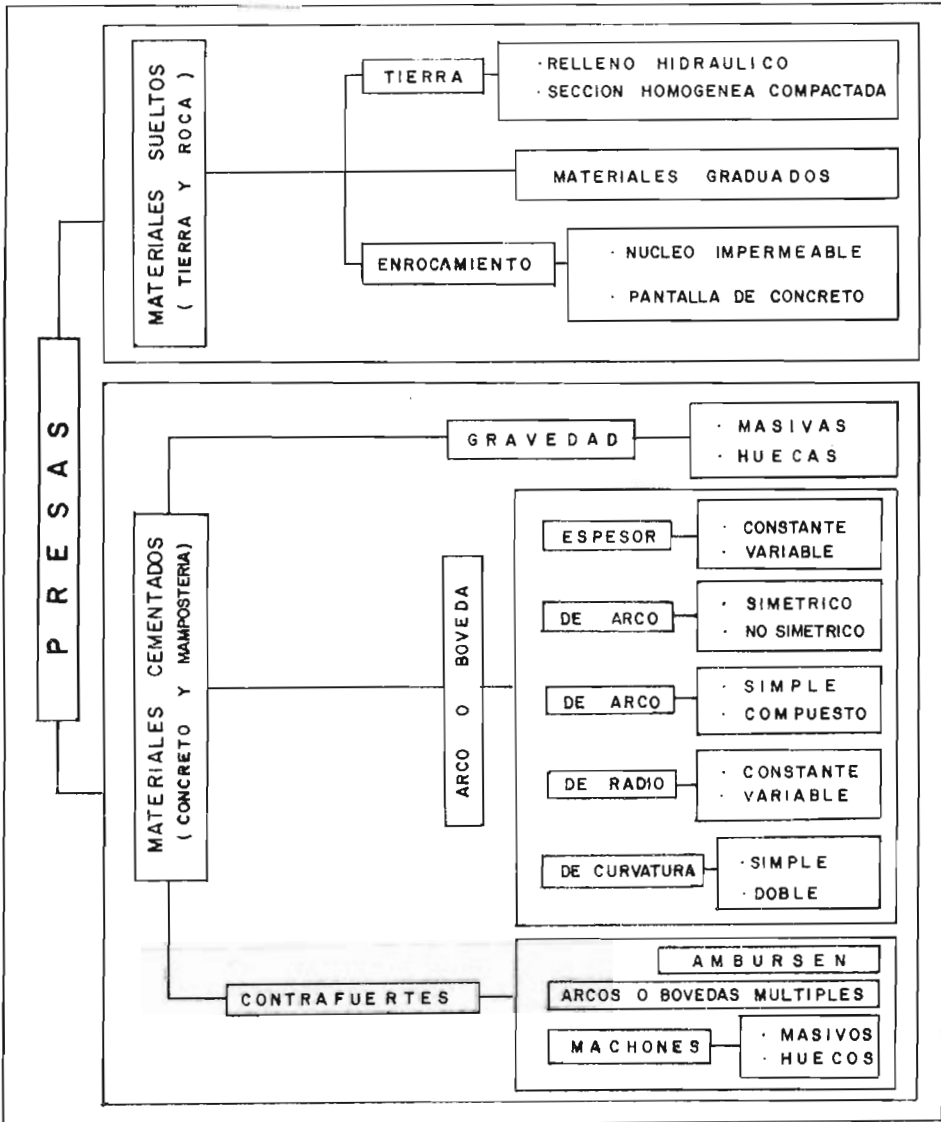
La clasificación más común es aquella que considera los materiales usados para su construcción y/o su comportamiento estructural. Dicha clasificación se muestra en la página siguiente.

A continuación se da una descripción de las presas antes citadas.

1.2.2.1. Tipos de Presas.

A. PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.

Estas presas son llamadas también de tierra y enrocamiento debido a los materiales usados en su construcción. En general, estas cortinas están formadas por roca suelta, grava, are-



na, limo o arcilla, en muy variadas combinaciones de colocación, con la característica de no usar ningún elemento cementante tratando de obtener un grado de impermeabilidad y compactación aceptables de acuerdo a los requerimientos de estabilidad de la cortina.

A.1.PRESAS DE TIERRA.

Es el tipo de presa más común en México, ya que, en su construcción intervienen materiales en su estado natural que requieren el mínimo de tratamiento. En estas presas los requisitos de cimentación no son tan estrictos como en las presas de materiales cementados.

- Presas de Relleno Hidráulico.

Presas que deben su nombre a los procesos de obtención, conducción y colocación de materiales por medios hidráulicos. Los materiales que formarán la cortina son explotados y conducidos a la boquilla, por medio de corrientes de agua con velocidades que dependen del tamaño del material. En la boquilla se practica previamente un estanque con canales de desahogo, en el que se irán asentando los materiales de acuerdo a su granulometría, quedando los más finos en el centro para formar el corazón impermeable. Estas obras requieren de un control estricto de la pendiente de los canales, pues un error implica una distribución de materiales distinta a la proyectada. Por la forma de colocación de los materiales se tiene una resistencia al esfuerzo cortante reducida, lo cual ocasiona que se presenten fallas por deslizamiento, licuación, etc. Para ayudar a la estabilidad se requiere que los taludes sean lo más tendido posible. Ver figura I.2.1.

- Presa Homogénea.

Son llamadas más ampliamente presas homogéneas compactadas, debido a que usualmente la cortina es construída en capas sucesivas compactadas mecánicamente.

La construcción de estas presas se hace con un sólo tipo de material, a excepción de las partes que necesitan protección como es el caso de los taludes y la corona. Se recomienda que el talud de aguas arriba sea lo más tendido posible para evitar el deslizamiento de la cortina cuando se presente un vaciado rápido. Generalmente, el talud de aguas arriba es conformado con una chapa de enrocamiento como protección contra la erosión producida por el oleaje en el embalse. El talud de aguas abajo, comúnmente, se protege de manera similar, aunque la protección contra la erosión general es variada. Para reducir la filtración y con ello efectos tales como la tubificación, es usual construir un filtro o dren en el talud de aguas abajo. Ver figura I.2.2.

A.2. PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS.

Presas que constan de un núcleo central impermeable y - de zonas de permeabilidad creciente hacia los taludes. La zonificación o composición de la cortina más comúnmente usada es: un núcleo central o corazón impermeable formado por materiales finos arcillosos; zonas de filtro, colocadas a ambos lados del corazón impermeable formadas de gravas y arenas bien graduadas; - zonas de transición colocadas a los lados de los filtros, construídas con materiales de alta resistencia al corte (rezaga de roca, gravas, boleos, etc.) para proporcionar la mayor parte de estabilidad a la cortina; zonas de enrocamiento en las que se - usa respaldos o capas de roca.

La zona permeable de aguas arriba proporciona estabilidad en los vaciados rápidos; mientras que, la zona permeable aguas abajo actúa como dren para abatir el límite superior de las filtraciones, además de actuar como respaldo estabilizador. Este tipo de presas son las que más se han construído en nuestro país. Ver figura I.2.3.

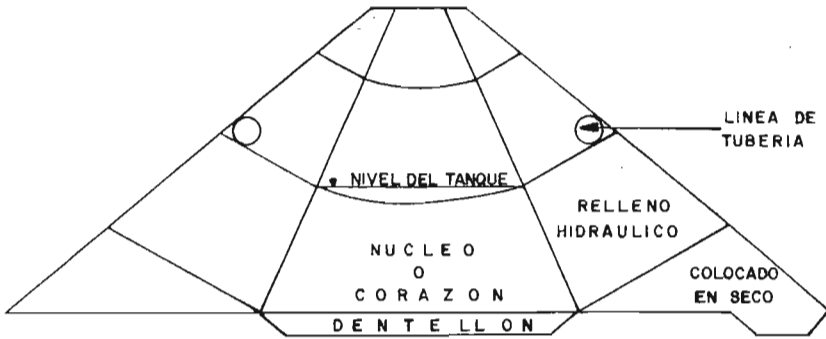


FIG.I.2.1 PRESA DE RELLENO HIDRAULICO

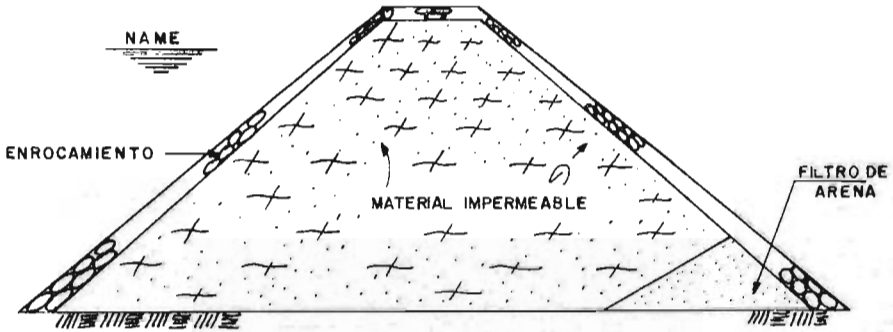


FIG.I.2.2 PRESA HOMOGENEA

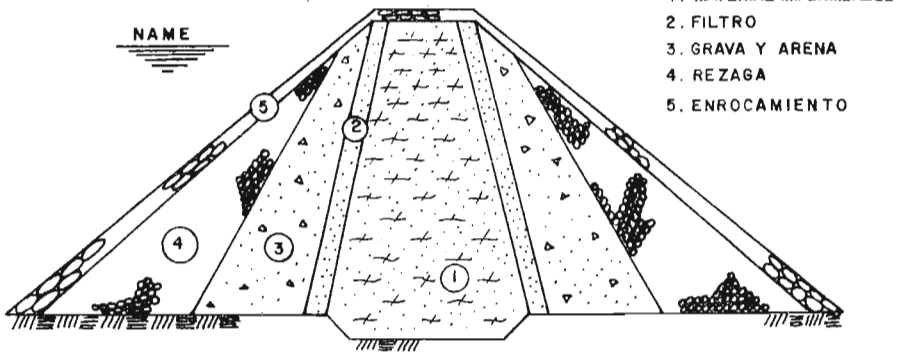


FIG.I.2.3 PRESA DE MATERIALES GRADUADOS

A.3. PRESAS DE ENROCAMIENTO.

Estas obras son llamadas así porque el terraplén o cuerpo de la presa es construido con material rocoso; comprendiendo desde gravas y arenas hasta rocas de mayor tamaño. En general, se puede decir que tiene dos componentes estructurales básicos: una membrana impermeable y un terraplén o cuerpo que soporta a la primera. Conforme a lo anterior las presas de enrocamiento se clasifican básicamente en dos tipos: de núcleo impermeable y de pantalla de concreto.

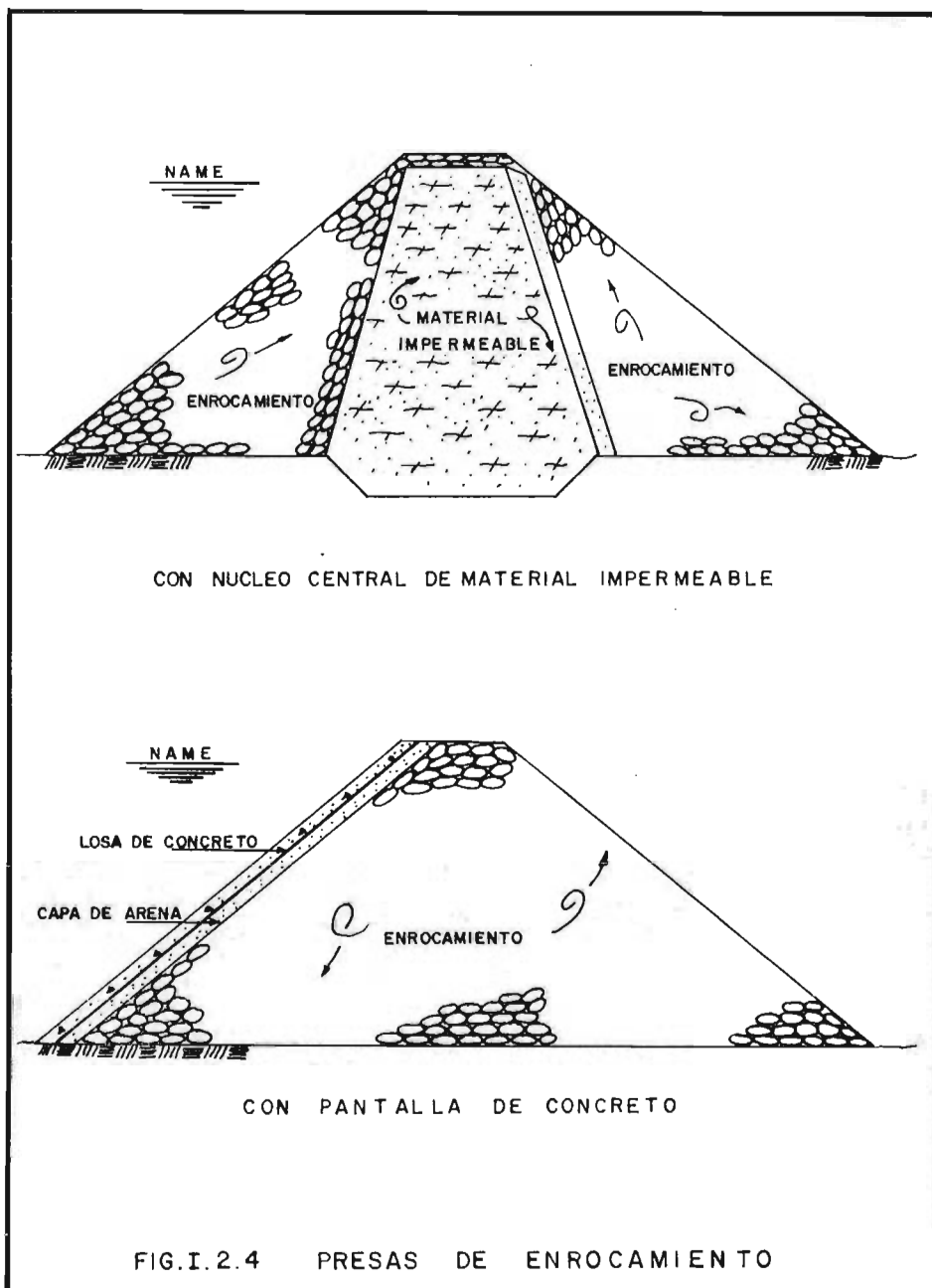
Las presas de enrocamiento con núcleo impermeable comprenden un terraplén rocoso y una membrana impermeable de suelos finos colocada en el centro del terraplén o en la zona del paramento de aguas arriba. La ventaja de colocarla cerca del talud de aguas arriba es la de dejar menor cantidad de material sumergido, disminuyendo así las fuerzas de subpresión.

Cuando la membrana impermeable se coloca en el talud de aguas arriba, ésta, usualmente, es una pantalla de concreto. La que es recomendable cuando se logran producir los máximos asentamientos durante la construcción, ya que si estos se desarrollan después de la misma, la pantalla se fractura y ocasiona problemas serios de estabilidad y filtración. Ambos tipos de presas desarrollan una alta resistencia al esfuerzo cortante.

Este tipo de presa, por lo general, se construye con taludes 1.3:1 en el paramento de aguas abajo tratando de aprovechar el ángulo de reposo natural de la roca, y de 2:1 en el paramento de aguas arriba por facilidad de construcción.

Los requerimientos de la cimentación son más estrictos que los demandados para una presa de tierra y menos estrictos que los solicitados para una presa de gravedad. Ver figura I.2.4.

La cimentación juega un papel primordial en la elección de este tipo de presas. Motivo por lo cual, en el Apéndice A se dan a conocer los tipos de cimentación más comunes y algunas medidas para ayudar a reducir el efecto de ciertos fenómenos que se presentan en éstas. Asimismo, se definen o dan a conocer algunos de los tipos de falla más frecuentes en este tipo de presas.



APENDICE A.

a) CIMENTACION EN PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.

Los estudios de cimentación son indispensables para determinar la factibilidad de construir una estructura estable en el sitio elegido. La viabilidad de una cimentación se determina primeramente por medio de una exploración subterránea (se conocerá la profundidad y tipo de la roca, así como las características del suelo).

Los requisitos esenciales de una cimentación para presas de materiales sueltos son:

- a) Proporcionar un apoyo estable para el terraplén en todas las condiciones de saturación y de carga.
- b) Tener al mismo tiempo, una resistencia elevada a la filtración para evitar una pérdida de agua excesiva.

Generalmente, las cimentaciones se agrupan en tres clases principales de acuerdo con sus características predominantes:

Cimentaciones de roca.

Cimentaciones de materiales de grano grueso (grava y arena).

Cimentaciones de grano fino (limo y arcilla).

- Cimentaciones de roca.

Por lo regular, no presentan problemas de resistencia. Sin embargo, deben considerarse los efectos de filtraciones y la excesiva pérdida de agua. La solución a estos problemas, si llegasen a presentarse, son las inyecciones de lechada a presión para tapar hendiduras, juntas, etc. También es aconsejable construir cabezales y dentellones.

- Cimentaciones de grava y arena.

Son llamadas de tipo permeable; en éstas son dos los --

problemas básicos que se presentan:

- 1.- La magnitud de las filtraciones subterráneas.
- 2.- Las presiones producidas por las filtraciones.

Como se observa, estos fenómenos están íntimamente relacionados con la tubificación. Este tipo de falla se trata más adelante en esta misma sección.

Los métodos de tratamiento para este tipo de cimentaciones son: Dentellones de zanja o trincheras, ataguías, tablaestacados, cortinas de pilotes, colchones de material impermeable - (colocadas aguas arriba), colchones de drenaje horizontal aguas abajo, drenes de talón (aguas abajo en combinación con los anteriores), pozos de drenaje; en cimentaciones estratificadas se recomienda el uso de pozos de alivio.

- Cimentaciones de limo y arcilla.

El problema principal de este tipo de cimentaciones es la estabilidad y el peligro obvio de falla por falta de resistencia. Los métodos de tratamiento se basan en el tipo de suelo, la compacidad del mismo, y la localización del nivel freático. La solución más práctica, es abatir los taludes de la sección de la cortina propuesta y verificar la resistencia del suelo en estado natural y bajo saturación.⁽¹⁾

Debido a que los métodos actuales de diseño y construcción de presas de materiales sueltos, están basados principalmente en el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales de construcción y en el estudio de fenómenos responsables de distintos tipos de falla, a continuación se describen los fenómenos de falla más frecuentes.

b) TIPOS DE FALLAS.

TUBIFICACION.

Este tipo de falla se origina por el flujo de agua a través de un medio poroso. La energía del flujo se disipa al vencer las fuerzas opuestas por las partículas del suelo, al mismo tiempo que el empuje dinámico de las fuerzas de filtración tienden a provocar el desplazamiento de éstas formando un

(1)Fuente : Referencia 19

tubo. La zona de mayor afectación es el paramento de aguas abajo. De acuerdo con esto, la erosión generada progresaría hacia atrás a lo largo de la línea de flujo hasta el vaso, permitiendo el escape del agua ahí almacenada; el fenómeno es lento y -- acumulativo, provoca el levantamiento repentino de la cortina o el desplazamiento de la masa del suelo en la cimentación. La magnitud de la tubificación depende del tipo de material, de la energía de compactación y del contenido de agua de colocación, y de las filtraciones desarrolladas por las variaciones de carga de agua en el vaso. Como se observa, la resistencia a la tubificación depende principalmente de la plasticidad de los finos y de la forma y tamaño de cada partícula de los suelos gruesos.

Aparte de la selección del material y del uso de los métodos de construcción más apropiados, la medida usual para prevenir el desarrollo de la tubificación consiste en la colocación de filtros aguas abajo de la zona que se pretende proteger. Estos filtros deben cumplir dos requisitos esenciales:

- 1.- Que sea más permeable que el material por proteger, para que le sirva como dren.
- 2.- Que el material usado en su construcción sea lo suficientemente fino para evitar que el material protegido pase a través de sus vacíos.

La magnitud y distribución de las fuerzas de filtración se pueden obtener gráficamente por medio de Redes de Flujo; representación formada por líneas ortogonales (líneas de flujo y líneas equipotenciales) trazadas respetando ciertas reglas.⁽¹⁾

AGRIETAMIENTO.

Este tipo de falla es causado por asentamientos diferenciales en el cuerpo del terraplén o en el terreno de cimentación cuando se producen deformaciones. La deformación se puede

(1) Para más detalles ver Referencia 8, Tomo III

presentar de muchas formas, y la orientación del plano de agrietamiento puede ser prácticamente cualquiera. No obstante se definen dos tipos de agrietamiento: transversal y longitudinal. El primer tipo de grieta es el más peligroso, ya que al escurrir - el agua por ellas erosiona sus paredes ampliándolas y destruyendo parcial o totalmente la presa; se presenta por asentamiento de la cortina en las zonas de contacto de las laderas y del cauce del río. Las grietas longitudinales, generalmente, se presentan cuando los taludes de la presa se asientan más en su corazón; falla típica en presas de enrocamiento.

En resumen, este tipo de falla comprende dos aspectos: 1) Desarrollo de asentamientos diferenciales en el terraplén; - efecto asociado a la compresibilidad del suelo y 2) La capacidad o resistencia de los materiales que forman la cortina para soportar el fenómeno sin agrietarse; ligado a la plasticidad -- del suelo.

Las medidas adecuadas para evitar este tipo de falla -- son: determinación adecuada de las propiedades físicas de los - materiales que constituirán la cortina y llevar un control estricto de los métodos de construcción del terraplén y del tratamiento de la cimentación.

FALLA POR FLUJO DE MATERIAL.

Esta falla se presenta en forma de deslizamiento, el material se comporta temporalmente como un líquido. Los materiales más susceptibles a este tipo de falla son las arenas finas uniformes y los suelos finos no plásticos.

Esta falla tiene su origen en el fenómeno de la Licuación: disminución rápida de la resistencia al esfuerzo cortante hasta valores prácticamente nulos, cuando el suelo sufre una sollicitación brusca de tipo dinámico (sismo, "impacto", etc.).

En otras palabras, con esta falla la masa de suelo sufre un derrumbe instantáneo, viéndose el agua obligada a tomar bruscamente presiones adicionales mayores que la hidrostática - reduciéndose así la presión intergranular o efectiva hasta un valor próximo a cero. La medida comúnmente usada para evitar -- que se presente este fenómeno es llevar a cabo un riguroso control en el proceso de colocación y compactación de los materiales que forman la cortina.

Además de estas fallas debe tenerse presente la problemática causada por insuficiencia del vertedor. Falla que ocurre generalmente por una mala estimación del gasto correspondiente a la avenida máxima de diseño de la obra de excedencias.

B. PRESAS DE MATERIALES CEMENTADOS.

Con este término se agrupa a los tipos de presa que para su construcción emplean materiales junteados con algún elemento cementante, por ejemplo: mampostería con mortero, concreto simple o reforzado, concreto ciclópeo, etc.

Los tipos de presa clasificados genéricamente así, son: de gravedad, de arco y de contrafuertes o machones.

B.1. PRESAS DE GRAVEDAD.

Usualmente, se asigna este término a las presas sólidas de concreto o mampostería, que no dependen de la acción de arco o de viga para su estabilidad estructural.

Se define como presa de gravedad a aquella estructura - que depende esencialmente de su peso propio, para resistir el sistema de fuerzas que le es impuesto, logrando así su estabili

dad. Estructura en la que los esfuerzos de compresión a que se ve sometido el concreto son generalmente muy inferiores a los esfuerzos que puede soportar.

Las presas de gravedad pueden ser en general: rectas o ligeramente curvas en planta; con paramento vertical, inclinado y ligeramente curvo aguas arriba; usualmente con talud aguas abajo entre 0.65:1 y 0.85:1; con o sin drenaje, dependiendo de las características de la fuerza de subpresión desarrollada.

Este tipo de cortina se elige cuando las condiciones de la cimentación son adecuadas y la disponibilidad y calidad de materiales es tal que no hace posible la construcción de una cortina de tierra; además, de comparar la factibilidad y economía constructiva de las obras complementarias como: desvío, toma y excedencias, en ambos tipos de presas. En la figura I.2.5. se muestra una sección típica de esta presa.

B.1.1. PRESAS HUECAS DE GRAVEDAD.

Presas que tienen como función primordial eliminar parcialmente las fuerzas de subpresión mediante la creación de una cavidad hueca. Además de lo anterior, se logra una importante disminución del volumen de concreto utilizado; aunque la economía así lograda se ve afectada por el refuerzo estructural y de más aspectos constructivos.

Aunque existe diferencia en la forma en que la estructura transmite las cargas a la cimentación, el comportamiento es adecuado y similar al de una presa maciza de gravedad ya que un $1/3$ ó $1/4$ del volumen de concreto utilizado en ésta, actúa transmitiendo las cargas de la estructura a la cimentación. Y los $2/3$ ó $3/4$ del volumen restante es requerido como contrapeso para vencer el volteamiento y las fuerzas de fricción cortante. Con respecto a este último punto en las presas huecas de gravedad, se trata de compensar el peso del concreto eliminado con el

peso de la carga de agua, aplicado en el paramento inclinado de aguas arriba. En ocasiones este tipo de presa es considerada - en la clasificación de las presas de contrafuertes debido a su semejanza. Ver figura I.2.6.

B.2. PRESAS DE ARCO (BOVEDA).

Una presa de arco es una estructura curva sólida y esbelta, presentando una convexidad hacia aguas arriba, que soporta la mayor parte de la carga horizontal de agua y otras cargas adicionales en las laderas de la boquilla, por acción de arco - en compresión directa. Este tipo de presas requiere de condiciones geológicas, topográficas y constructivas estrictas, tales como:

- a) La boquilla debe ser angosta para no aumentar su espesor.
- b) Las laderas y la zona de cimentación en el lecho del río deben ser de roca sana y bastante resistente para soportar los grandes esfuerzos producidos.
- c) Durante la construcción, se requiere de un control - muy estricto de la calidad del concreto.

La elección y diseño de una presa de arco, se ve afectada por la forma del cañón que la va a contener (en U, en V, o - una combinación de ambas) y por la relación longitud de cresta o ancho de la boquilla entre la altura máxima de la misma (generalmente $\frac{L}{H} < 5$ para que sea económicamente factible). También se clasifican en base a los siguientes parámetros: a su espesor, simetría con respecto a la sección transversal y a las características del extradós e intradós de las curvas. Así, pueden -- ser: de espesor constante o variable (arco-gravedad, arco delgado), de arco simétrico o no simétrico, de arco simple o compuesto, de radio constante o variable, de curvatura simple o de doble curvatura.

A continuación, se describen brevemente, las caracterís

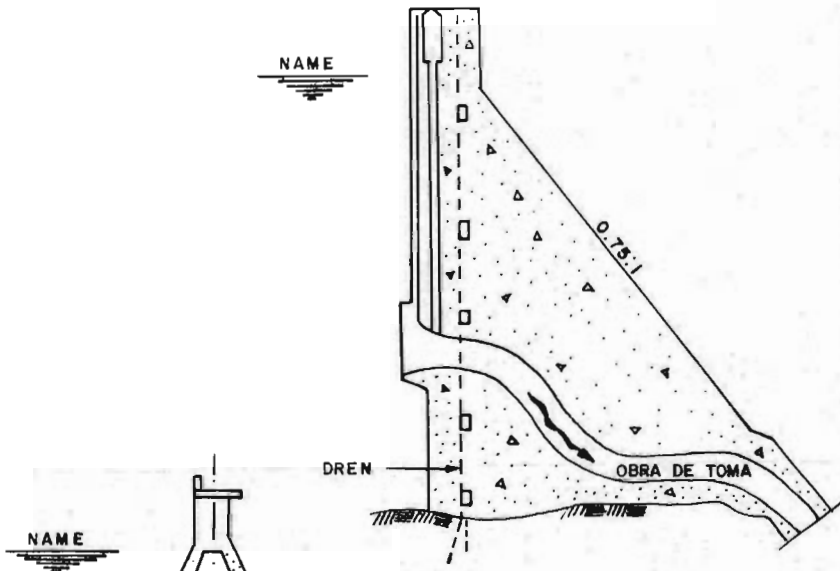


FIG. I.2.5 SECCION PRESA TIPO GRAVEDAD

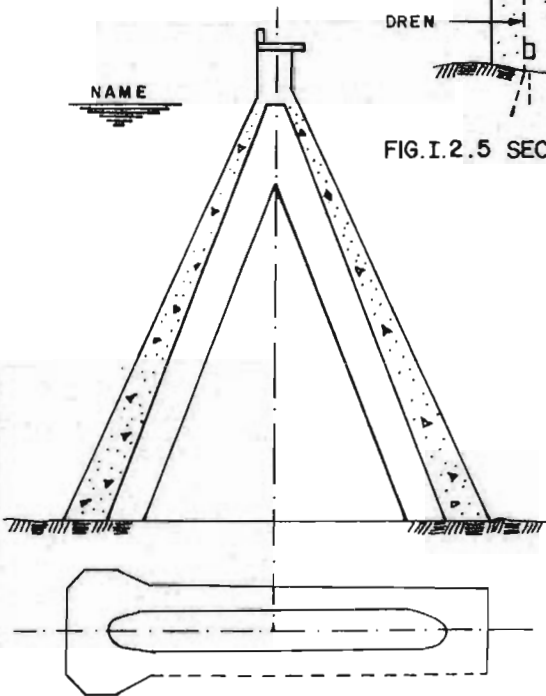


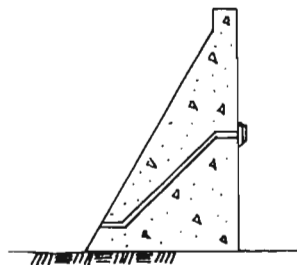
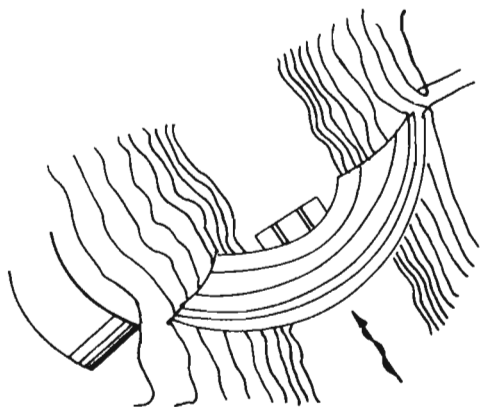
FIG. I.2.6 SECCION PRESA HUECA DE GRAVEDAD

ticas de algunos de los tipos de presa antes citados:

- a) Presa de Arco-Gravedad.- Consideran el peso de las mismas como una fuerza estabilizante.
- b) Presas de Arco Delgado.- Cortinas de espesor constante, en las que el peso propio tiene poca importancia. Es factible cuando se cumple: $3 < \frac{L}{H} < 6$
- c) Presas de Arco-Bóveda (o de doble curvatura).- Estructuras en las que se busca el efecto de cascarón en la cortina mediante la inclusión de doble curvatura. Se elige cuando se cumple $\frac{L}{H} > 3$
- d) Presas de Radio o Centro Constante.- Este tipo de presa, generalmente, tiene un paramento vertical aguas arriba, aunque se pueden construir con cierto talud cerca de la base cuando la presa es de altura considerable. Las curvas del extradós son, usualmente, concéntricas con las del intradós. Estructuras, particularmente, adaptadas a cañones en forma de U, en donde a elevaciones menores se soportan grandes porciones de la carga hidráulica por acción de cantiliver.
- e) Presas de Radio Variable o Angulo Constante.- Son las que tienen un radio del extradós decreciente, desde la corona hasta la base, tratando de conservar el ángulo central tan grande y cerca de lo constante como sea posible, así como para asegurar la máxima eficiencia de arco en todas las elevaciones. Son adaptadas, frecuentemente, a boquillas en forma de V.

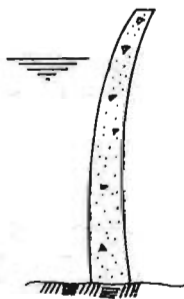
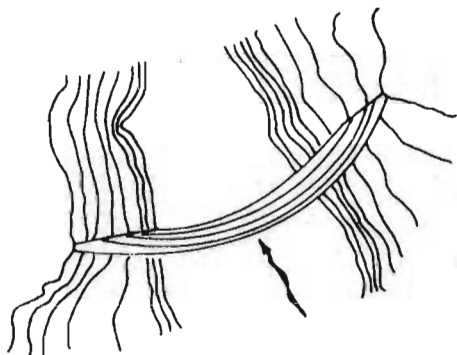
La figura I.2.7. muestra las secciones típicas de estas presas.

En general, las presas de arco se empotran a las laderas y en el fondo de la boquilla, por lo tanto en el diseño y proyec



SECCION

PRESA DE ARCO GRAVEDAD



PRESA DE ARCO DELGADO



FIG.I. 2.7 TIPOS DE PRESA DE ARCO

to se debe considerar simultáneamente el efecto de arco y de -- cantiliver. Para fines de esfuerzos, se utilizan factores de - seguridad mayores que en los tipos de gravedad y contrafuertes, siendo estos del orden de 9 a 14.

Como condiciones favorables de estas presas, con respecto a las del tipo gravedad, se puede mencionar que la cantidad de volumen de concreto utilizado es mucho menor y que los efectos de subpresión se desprecian debido a los reducidos espesores del arco.

Análogamente, las condiciones desfavorables son: uso de concreto más costoso y ser una estructura con alta sensibilidad a los cambios de temperatura.

B.3. PRESAS DE CONTRAFUERTES.

Una presa de Contrafuertes se basa en el mismo princi-- pio de trabajo que el de una presa de gravedad. Cortinas en las que se reduce la cantidad de concreto, produciendo que trabaje a mayores esfuerzos. Su estabilidad primero la logra disminu-- yendo las fuerzas de subpresión, al reducir el área de contacto entre presa y cimentación, y por otra parte, al inclinar su pa-- ramento aguas arriba, aprovechando así el peso del agua sobre - éste. Obras que se construyen en sitios con cimentaciones que son demasiado débiles para apoyar una presa de gravedad.

Una presa de contrafuertes, está formada, principalmen-- te, por dos elementos estructurales: una superficie inclinada - (paramento de aguas arriba) y una serie de machones o contrafuertes. La superficie inclinada transmite las cargas a los contrafuertes y estos, a su vez, a la cimentación; cada contrafuerte actúa como un cantiliver empotrado en la cimentación.

De acuerdo a las características geométricas de los elementos estructurales, estas presas se clasifican en:

- a) Presas tipo Ambursen.
- b) Presas de arcos o bóvedas múltiples.
- c) Presas de machones masivos.
- d) Presas de machones huecos o tipo Marcello.

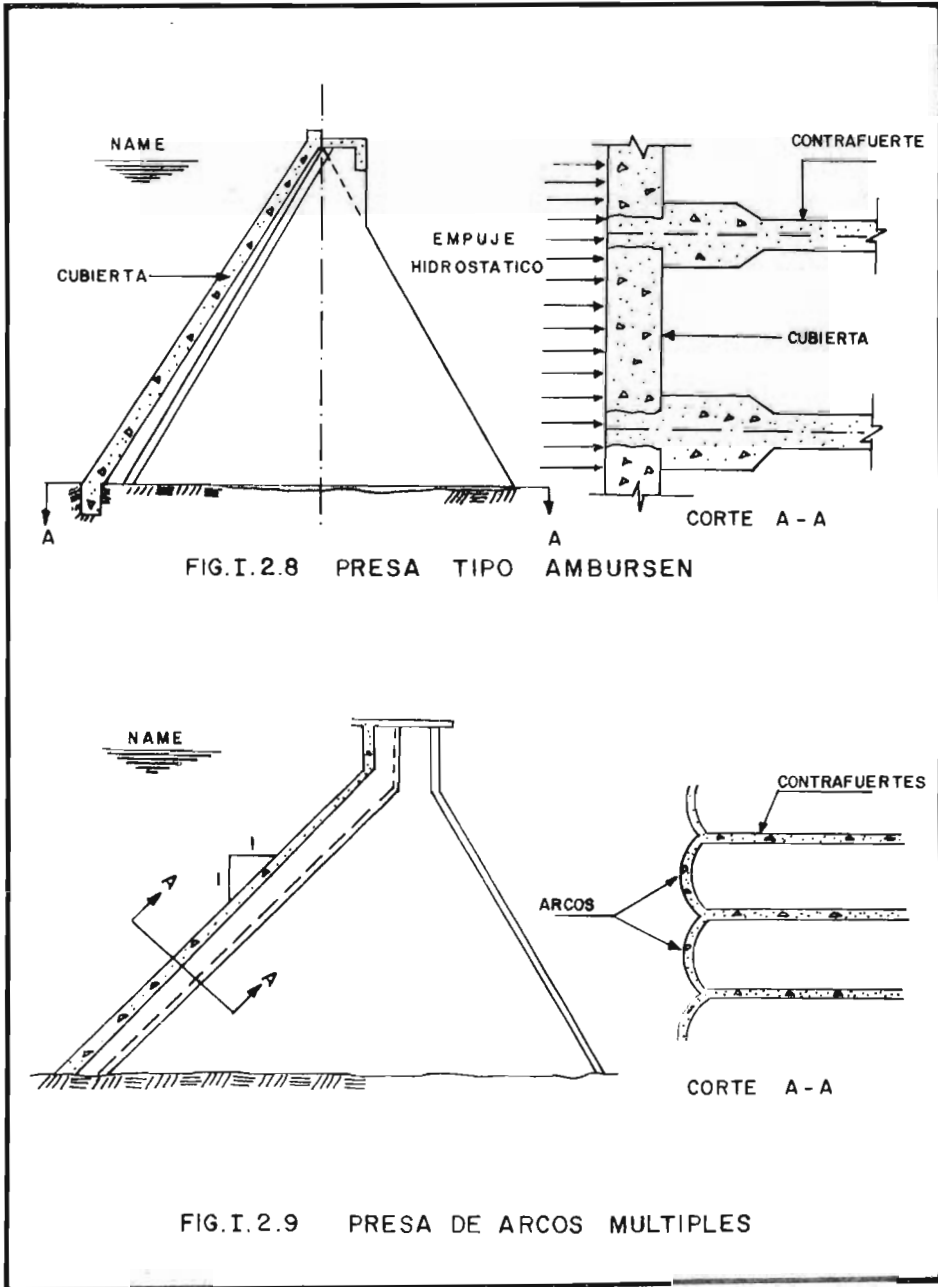
a) Presas tipo Ambursen. Son llamadas así, en honor de Nills Ambursen. La superficie inclinada está constituida a base de losas planas apoyadas sobre contrafuertes. Debido a la articulación formada por estos elementos, este tipo de cortina se puede adaptar a pequeños asentamientos diferenciales de la cimentación, sin provocar con ello, agrietamiento o fractura de los elementos de concreto.

Es considerada de alta flexibilidad, por lo cual, necesita de un diseño adecuado de las juntas colocadas entre los elementos estructurales. Usualmente, el espaciamiento entre contrafuertes es reducido, tanto que estos son relativamente delgados. Para su construcción se utiliza un apreciable volumen de concreto reforzado. Las presas de tipo Ambursen son, usualmente, construídas en valles amplios con cimentaciones poco factibles para una presa del tipo gravedad y en donde se contempla un futuro incremento en la capacidad del vaso. En la figura -- I.2.8. se muestra este tipo de presa.

b) Presas de Arcos Múltiples. La cubierta está formada por una serie de cascarones cilíndricos o arcos que se empotran o apoyan en los contrafuertes. Estructura considerada como rígida, ya que la pantalla está unida monolíticamente a los contrafuertes.

Aunque transmite cargas mayores, el efecto de resistencia de los arcos hace factible un mayor espaciamiento entre los contrafuertes. Menos aptas para resistir los asentamientos diferenciales en la cimentación debido a su rigidez. Su costo de construcción es mayor que la del tipo anterior. Ver figura -- I.2.9.

c) Presas de Machones Masivos. Las presas de machones masivos son aquellas que forman la cubierta inclinada mediante el ensanchamiento de los contrafuertes en el extremo de aguas arriba, comúnmente llamado cabeza. Una característica sobresaliente es la eliminación del acero de refuerzo. De acuerdo a las características geométricas de las cabezas de los contrafuer



tes, los tipos más comunes son:

- 1.- Redonda.
- 2.- De diamante
- 3.- En forma de "T"

d) Presas de Machones huecos o Tipo Marcello. Llamadas de Tipo Marcello en honor del Dr. Claudio Marcello, el cual las proyectó por vez primera en Italia. En general este tipo de presa es similar a los tipos antes mencionados, con la característica particular de lograr una mayor rigidez lateral; útil para resistir sismos y evitar pandeos.

En estas estructuras los contrafuertes se construyen con una cavidad media longitudinal. Característica por medio de la cual, se logra dar una mayor estabilidad a la estructura; además, reduce ampliamente la subpresión y crea una mayor resistencia -- transversal. La figura I.2.10. muestra los tipos de presas de machones (tanto masivos como huecos).

Las presas de contrafuertes y de gravedad, en general, tienen gran similitud aunque pueden destacarse algunas diferencias traducidas en ventajas y desventajas:

VENTAJAS

. El volumen de concreto requerido por una presa de contrafuertes, es menor que el volumen empleado en una presa de gravedad.

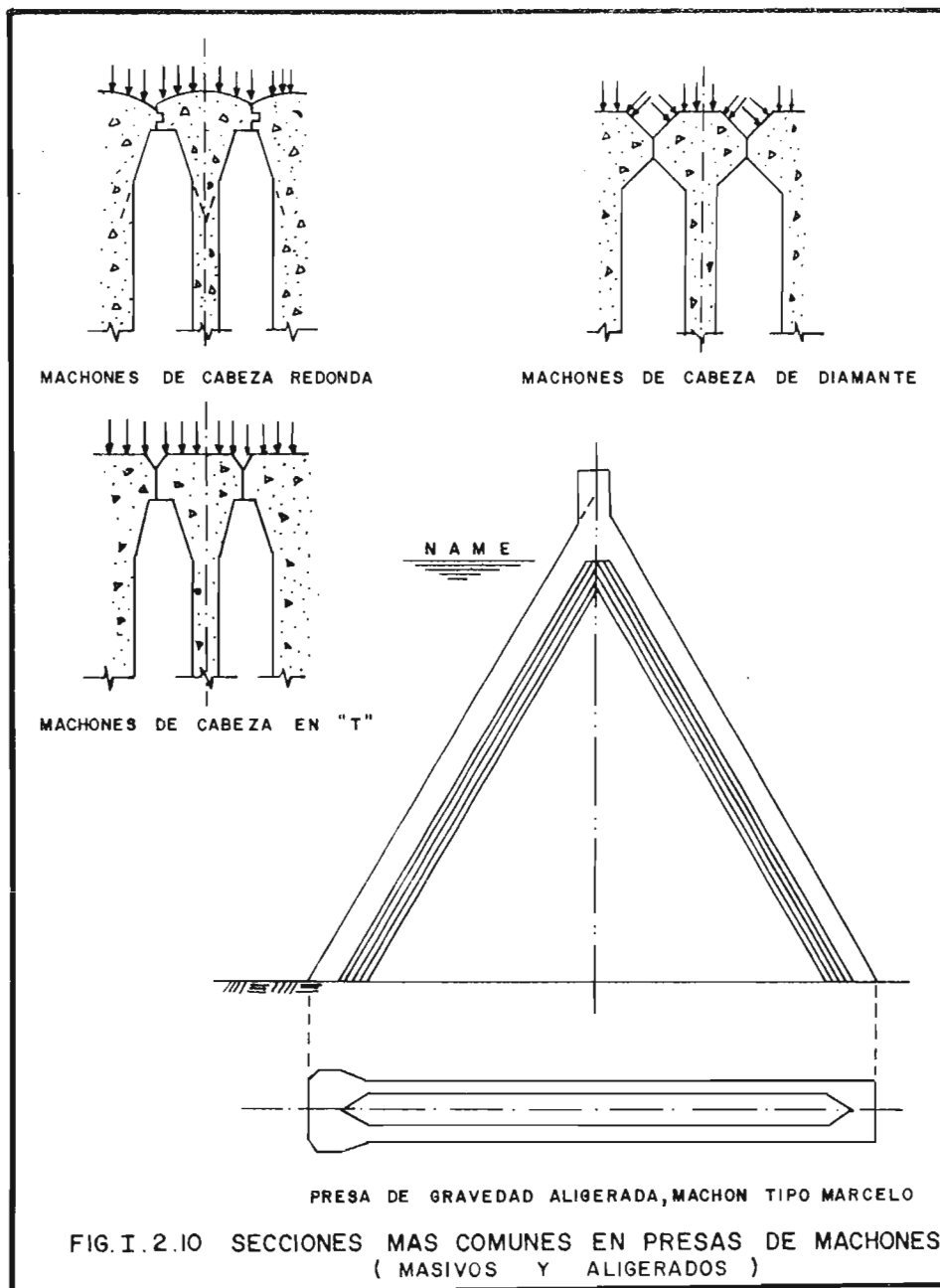
. La excavación para la cimentación de una presa de contrafuertes, es menor que para una presa de gravedad.

. En una presa de contrafuertes hay mayor facilidad de inspección. Permite además el inyectado y perforación de drenes -- después de la construcción.

. Se aprovecha más adecuadamente la resistencia del concreto en las presas de contrafuertes.

DESVENTAJAS

. Debido a la menor área de contacto entre estructura y -- cimentación, las presas de contrafuertes requieren de condicio--



nes más estrictas de su cimentación.

. Las presas de contrafuertes necesitan mayor cantidad de cimbra, lo que condiciona un incremento en el costo del concreto.

. En las presas de contrafuertes hay mayor disipación del calor de fraguado. En este tipo de cortina, en general, es necesario un riguroso control de la calidad del concreto.

PRESAS CON PROPOSITO DE USO MULTIPLE.

Por lo general, las obras así llamadas pueden ser implementadas en cualquier tipo de presa de almacenamiento; ya sea de un sólo tipo o, combinando características de operación de varias de ellas. Una presa con propósito de uso múltiple se crea cuando un almacenamiento debe satisfacer la demanda de distintos usuarios, produciendo un balance adecuado. Estas obras manejan los recursos hidráulicos incrementando el reuso del agua, con lo cual se crean sistemas organizativos que contemplan la participación responsable de los usuarios.

En regiones que tienen agua en abundancia, estas obras se proyectan para generar energía eléctrica, controlar inundaciones e irrigar en forma complementaria. Los principales problemas que enfrentan estas obras son: definición de criterios y mecanismos para distribuir los costos de las obras comunes; establecimiento de reglas de operación formuladas de acuerdo con las necesidades de los diferentes usuarios y con la probabilidad de ocurrencia de fenómenos extremos como sequía y avenidas.

Como se pudo apreciar en la introducción de este trabajo (TABLA No. 6), la implementación y proyecto de presas con propósito de uso múltiple será determinante, para lograr satisfacer los requerimientos usuarios en el futuro.

Al proyectar una presa de concreto o de mampostería, deben tenerse presentes las características de la cimentación y, dependiendo del tipo de ésta, algunas medidas para reducir o controlar la acción de algunos fenómenos que a la larga pueden provocar su falla. En el apéndice B se trata algo al respecto.

APENDICE B.

CIMENTACIONES EN PRESAS DE CONCRETO.

Cuando se proyectan presas de concreto sobre cimentaciones de roca, se deben suponer presiones intersticiales actuando en toda la superficie de contacto.

Generalmente, no se presentan problemas de resistencia o capacidad de carga. La mayor dificultad en este tipo de cimentaciones, es determinar la intensidad de las fuerzas de subpresión. Por tal motivo, se aconseja reducir su magnitud construyendo drenes a través del cuerpo de la cortina y perforar agujeros de drenaje en la roca de cimentación. Otros métodos que se emplean para reducir la subpresión son: construir dentellones - debajo del paramento de aguas arriba, realizar canales de drenaje (generalmente llamados tubos de drenaje) y practicar inyecciones a presión en la cimentación.

Cuando este tipo de presas es emplazado sobre cimentaciones permeables (formadas de grava, arena, roca fracturada, brechas blandas o suelos estratificados) se presentan comúnmente, problemas tales como: concentraciones de flujo de agua, socavación, tubificación y asentamientos o consolidación. Algunas medidas para controlar estos fenómenos son:

- 1) Colocación de zampeados aguas arriba de la cortina, con o sin dentellones en el extremo de aguas arriba.
- 2) Colocación de zampeados en el lado de aguas abajo, - con o sin dentellones en el extremo de aguas abajo, y con o sin filtros y drenes debajo del zampeado.
- 3) Construcción de dentellones en el lado de aguas arriba, o en el de aguas abajo, o en ambos extremos del vertedor, o sección de control, con o sin filtros o drenes debajo de la sección.⁽¹⁾

(1) Referencia 19

1.2.3. Estudios preliminares para la selección de una presa.

La definición del tipo de presa a construir es el resultado de una serie de estudios e investigaciones previas. La selección del tipo de presa apropiado, depende principalmente de las condiciones topográficas, geológicas, de mecánica de suelos, hidrológicas y climáticas imperantes en la región.

Una vez conocida la necesidad de construir una presa, - conforme a la demanda de los distintos sistemas usuarios. El punto de partida para su posible realización, es efectuar los estudios de las condiciones físicas existentes.

1.2.3.1. Topografía.

No es una regla general, pero usualmente los estudios topográficos son la base para la realización de los demás estudios. Su objeto es determinar la configuración general de la cuenca, dando a conocer especialmente las características particulares de los distintos sitios factibles de recibir una obra. Esta información se puede obtener con buena aproximación de las cartas topográficas editadas por DETENAL⁽¹⁾, las cuales cubren actualmente gran parte de la superficie nacional.

Una vez identificado el sitio o sitios apropiados para la construcción de una presa se efectúa el levantamiento topográfico directo. Con el cual se sabrá la relación de las características topográficas de la boquilla seleccionada y los requisitos solicitados por los diferentes tipos de presas. Del conocimiento de dicha relación se podrá decidir cual es el tipo de presa más conveniente, lográndose estimar un costo inicial.

(1) Dirección de Estudios del Territorio Nacional.

1.2.3.2. Geología.

Una vez conocido el sitio o sitios probables para la construcción de una presa, se procede al reconocimiento geológico. Su objeto es dar a conocer las características del suelo y subsuelo en la cuenca o área de captación de cada sitio, en la boquilla, y en las regiones de entorno o cercanas a cada sitio, con el fin de eliminar aquellos cuyas condiciones sean desfavorables para el posible emplazamiento de una presa.

Los estudios de mecánica de suelos se desarrollan paralelamente con los estudios geológicos, estos darán a conocer las propiedades de los materiales que formarán la cortina y la cimentación (granulometría, plasticidad, permeabilidad, etc.).

Un reconocimiento geológico por lo general comprende: obtención de secciones geológicas transversales, análisis de las formaciones geológicas (verificando su disposición con sondeos), localización de afloramientos rocosos (identificando fallas, fracturas, contactos, echado, etc.), localización del nivel freático además de identificar acuíferos o manantiales y localización de bancos de materiales.

De acuerdo con lo anterior, se observa que los estudios geológicos y de mecánica de suelos son de vital importancia para la realización de una presa. Por ejemplo, estos dan a conocer las características de la cimentación y la disponibilidad y calidad de los materiales en la región; elementos que ayudan a determinar la factibilidad de un tipo de presa con respecto a otro.

1.2.3.3. Hidrología.

La información obtenida en los estudios hidrológicos es tan importante o crítica como la obtenida en los estudios topográficos y geológicos. Mediante los estudios hidrológicos se determina la disponibilidad de los recursos hidráulicos y su posible balance una vez concebida la obra. La magnitud de la obra usualmente se determina por medio de estos datos; ayuda a determinar tanto la capacidad del vaso de almacenamiento como la altura estructural probable de la cortina y la capacidad de las o

bras auxiliares.

Los datos obtenidos mediante un análisis hidrológico, - para el proyecto de una presa son: capacidades (de azolve, muerta, útil, de control de avenidas, de superalmacenamiento), niveles (muerto, mínimo y máximo de operación), gasto de diseño (para la obra de toma, de desvío y de excedencias), estimación de pérdidas (por evaporación e infiltración).

En forma resumida, se puede decir que un estudio hidrológico da a conocer el régimen del escurrimiento; determina la magnitud y frecuencia de las avenidas; determina la cantidad - de agua a aprovechar; estima el almacenamiento y las pérdidas no controlables; involucra métodos para el cálculo de la avenida máxima probable.

1.2.3.4. Clima.

El objeto de estos estudios es conocer las condiciones climáticas en la zona elegida. Es importante para programar la construcción de la obra y considerar el diseño correcto de la misma. Por ejemplo, el conocimiento y control de factores como lluvia y temperatura es determinante; el primero para el diseño y proceso constructivo de la obra, y el segundo esencialmente - por las variaciones que causa en el comportamiento estructural de la cortina (por ejemplo en las presas de arco).

1.2.3.5. Disponibilidad de los materiales.

Como se mencionó anteriormente, la localización de los bancos de préstamo se realiza en el reconocimiento geológico. - Se deben localizar y describir con detalle las características de los materiales que se propone utilizar. Una vez identificados los bancos de materiales, debe realizarse un estudio económico comparativo, considerando el costo de obtención y las distancias de acarreo al sitio de la obra. Se seleccionará aquella relación que manifieste el costo mínimo. Otros aspectos importantes que están relacionados con el anterior son: la posibili-

dad de obtener mano de obra en la región en donde se construirá la obra y localización cuidadosa del acceso o accesos al sitio.

En la relación de una obra de este tipo, se consideran sumamente importantes los aspectos económicos (beneficio-costos esperados) y los aspectos legales (en el uso y manejo del agua).

Cuando se observe la factibilidad de proyectar una presa, se debe tener presente la conveniencia de mantener, en lo posible, el equilibrio de los sistemas ecológicos existentes.

Capítulo II

II. PROYECTO Y DISEÑO DE PRESAS.

Como se puede observar en el capítulo anterior de este trabajo, el diseño de la cortina de una presa se fundamenta en condiciones tales como: proposición y cálculo de sus dimensiones, establecimiento de los niveles de agua en el vaso, conocimiento de las características físicas y mecánicas de los materiales de la cimentación y del material que vaya a conformar la cortina, conocimiento de las características climáticas del sitio, y características del posible sismo más desfavorable que se pueda presentar en la zona.

Considerando estos antecedentes en el presente capítulo se dan a conocer, de las distintas investigaciones para el diseño de presas, algunos métodos y criterios para el análisis de su estabilidad y diseño preliminar. Primeramente se exponen aquellos que son utilizados en presas de materiales sueltos y posteriormente los empleados para el diseño y proyecto de presas de materiales cementados.

2.1. PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.

Conocido el almacenamiento de agua para un cierto nivel de operación, cierto requerimiento de filtraciones permisibles y ciertas condiciones de cimentación y disponibilidad de materiales, el problema es diseñar la sección transversal de la presa.

Al someter a una masa de suelo a esfuerzo cortante, se producen desplazamientos relativos entre sus partículas; la opo

sición desarrollada se define como resistencia al esfuerzo cortante. De acuerdo al tipo de suelo la resistencia está dada por fuerzas de fricción, de cohesión o una combinación de ambas.

La resistencia al esfuerzo cortante de los materiales de la cimentación y la cortina se determinan directamente en el laboratorio. Existen varios tipos de pruebas, debiéndose emplear aquellas que reproduzcan mejor la condición a que quedarán sometidos los materiales una vez construída la cortina.

Una vez que el esfuerzo cortante, excede la resistencia opuesta por el suelo, ocurre una falla de estabilidad. Usualmente, la superficie de deslizamiento generada se aproxima a un arco de círculo o a una porción de espiral logarítmica.

Para investigar la falla así producida, se cuenta con diversos métodos de análisis, entre los cuales se nombran: El Método Log-espiral, el Método del Círculo ϕ , el Método de las Dovelas y el Método de la Cuña o masa deslizante. Cuando las suposiciones usadas y las superficies de deslizamiento elegidas son aproximadas, los métodos antes descritos dan resultados similares.

De los métodos anteriores, los más comúnmente usados son el método de las Dovelas y el método de la Cuña que a continuación se describen.

2.1.1. Método Sueco o de Fellenius.

Este método de análisis fue establecido en 1926 por Fellenius y es comúnmente conocido como Método Sueco o de las Dovelas. En general, el método supone que el deslizamiento ocurre según una superficie cilíndrica de falla y la masa deslizante se comporta como un cuerpo rígido. Por lo cual, en el desarrollo del método se deben considerar las siguientes hipótesis simplificadoras:

- a) Se supone un deslizamiento o falla cilíndrica.
- b) Por corresponder a un estado de deformación plana, se considera un análisis bidimensional.
- c) La masa deslizante se desplaza como un cuerpo rígido

- girando sobre el eje del cilindro supuesto.
- d) Usualmente, se acepta la ley de resistencia de Mohr-Coulomb.
 - e) La resistencia al esfuerzo cortante actúa por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de falla.
 - f) Se considera una acción independiente entre dovelas.
 - g) La sección a analizar se considera de ancho unitario.

Esencialmente, el Método Sueco consiste en hacer pasar un círculo a través de la cortina o de la cortina y la cimentación; poniendo especial interés en que tal círculo abarque la(s) zona(s) del talud. Definida la probable zona de falla, se divide ésta en secciones verticales o dovelas. El número de dovelas elegido es arbitrario. El ancho de las dovelas trazadas no necesariamente debe ser el mismo; aunque es aconsejable que éste quede comprendido en la zona de un sólo material en la cortina. Hecho lo anterior, se procede a obtener el factor de seguridad a lo largo del arco considerado por medio de la relación de momento resistente a momento motor. Por lo cual, se observa que se deben probar todos los arcos posibles de falla para encontrar aquel que proporcione el factor de seguridad adecuado - que dé estabilidad a la estructura.

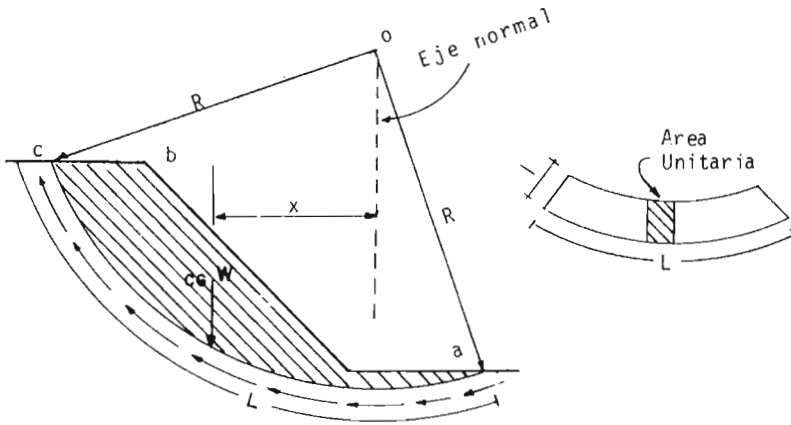
Puesto que la resistencia al esfuerzo cortante depende del tipo de suelo, a continuación se da a conocer el Método Sueco aplicado a distintas condiciones de material.

A. Suelos puramente Cohesivos.

Se acepta que la ley de resistencia al esfuerzo cortante S está dada únicamente por la cohesión del material c , - es decir:

$$S = c \quad (2.1.1)$$

Si se supone que la masa deslizante se comporta como se muestra en la figura II.1.1.



donde:

L - longitud del arco de círculo

R - radio

FIG. II.1.1. SUPERFICIE DE FALLA EN UN SUELO PURAMENTE COHESIVO

En ésta se observa, que las fuerzas que producen el deslizamiento son las producidas por el peso del área $abca$ definida por el arco de falla supuesto. Por lo tanto, el momento motor que tiende a producir el deslizamiento de la masa de suelo está dado por:

$$M_m = Wx \quad (2.1.2)$$

donde:

M_m - momento motor

W - peso de la masa de suelo considerada

x - distancia del eje normal al centro de gravedad de la sección analizada.

Como se dijo anteriormente, la resistencia al deslizamiento de la masa de suelo está definida por la fuerza de cohesión. Esta fuerza es igual al producto del área cilíndrica de

deslizamiento por la cohesión del material, determinada mediante pruebas de laboratorio. Así, el momento resistente al deslizamiento estará expresado por:

$$M_r = c L R \quad (2.1.3)$$

donde:

- M_r - momento resistente al deslizamiento
- R - radio del círculo de falla propuesto
- c - cohesión del material.
- L - longitud del arco de círculo de falla propuesto.

En el momento de falla incipiente se tiene:

$$M_m = M_r \quad (2.1.4)$$

Conocidos los momentos resistente y motor, podemos estimar el factor de seguridad contra el deslizamiento F.S. con la relación:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{cLR}{Wx} \quad (2.1.5)$$

De acuerdo a lo anterior se calculan los F.S. para varias superficies de falla, y se comparan con un valor de 1.5 -- que se considera como suficiente para asegurar la estabilidad del talud.⁽¹⁾

B. Suelos intermedios (con fricción y cohesión).

Para este tipo de suelo se considera que la ley de resistencia al esfuerzo cortante está dada por:

$$S = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1.6)$$

donde:

- σ - esfuerzo normal total sobre el plano considerado.
- ϕ - ángulo de fricción interna del material

Para este caso, se propone un círculo de falla y la masa deslizante así definida, se divide en un número arbitrario de dovelas o secciones verticales como se muestra en la figura II.1.2.

(1) Referencia 21

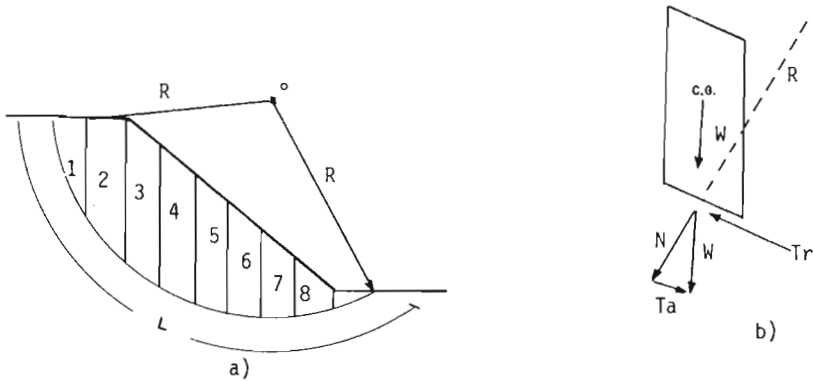


FIG. II.1.2 SUELO COHESIVO-FRICCIONANTE, MASA DESLIZANTE DIVIDIDA EN DOVELAS

Si se analiza una sección vertical como la mostrada en la figura II.1.2. b, se aprecia que el peso W aplicado en el centro de gravedad $c.g.$ se puede descomponer en una fuerza normal N y una fuerza tangencial Ta , que tiende a producir el deslizamiento. Al mismo tiempo por las características del suelo se produce una fuerza resistente tangencial Tr que se opone al movimiento; la cual en base a la ecuación (2.1.6) se puede conocer por medio de la expresión:

$$Tr = c'L + N \tan \phi \quad (2.1.7)$$

De acuerdo a lo anterior se pueden definir los momentos resistente y motor por medio de las relaciones:

$$Mr = Tr R \quad (2.1.8)$$

$$y \quad Mm = Ta R \quad (2.1.8.1)$$

Si se consideran las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes en las dovelas, el factor de seguridad $F.S.$ quedará expresado en función de la suma de todas las fuerzas normales y tangenciales resultantes en cada una de éstas.

La ecuación que representa lo anterior es:

$$F.S. = \frac{\sum cL + N \tan \phi}{\sum Ta} > 1.5 \quad (2.1.9)$$

Por lo tanto, se concluye que para cada círculo de falla propuesto se comparará el factor de seguridad calculado con el valor empírico de 1.5⁽¹⁾.

C. Suelos Estratificados.

Cuando una cortina está formada por estratos de distintos materiales, como se muestra en la figura II.1.3. Los estratos de suelo A, B, y C siguen la ley de resistencia al esfuerzo cortante siguiente, ecuación (2.1.6):

$$S = c + \sigma \tan \phi$$

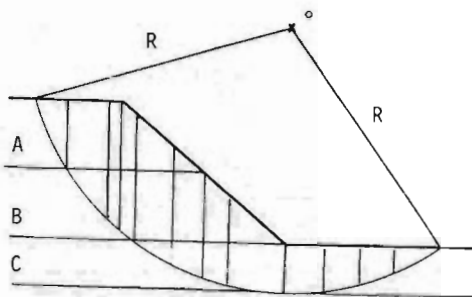


FIG.II.1.3. SUELO ESTRATIFICADO, DIVISION DE DOVELAS.

Cuando sea este el caso, se procederá de manera similar que en el análisis anterior. El peso de cada dovela se obtiene con la suma de los pesos parciales generados. Los pesos parciales se obtienen multiplicando la parte del área de la dovela -- que caiga en el estrato por el peso específico del material correspondiente.

Cuando en el análisis de estabilidad de taludes se incluyen análisis por fuerza de subpresión y sismo, los factores

(1) Referencia 21

de seguridad para las combinaciones más frecuentes serán:

Presa con flujo de agua:

$$F.S. = \frac{\sum cL + (N - \mathcal{U}) \tan \varnothing + N_H \tan \varnothing}{\sum T_a + T_H} \quad (2.1.10)$$

en donde:

$$\mathcal{U} = U \lambda$$

siendo:

\mathcal{U} - fuerza de subpresión en la dovela

U - presión de poro (calculada por medio de la red de flujo)

λ - longitud en la base de la dovela

N_H, T_H - componente normal y tangencial del empuje hidrostático.

Presa con flujo de agua y sismo:

$$F.S. = \frac{\sum cL + (N - \mathcal{U} - \Delta N) \tan \varnothing + N_H \tan \varnothing}{\sum (T_a + \Delta T_a) + T_H} \quad (2.1.11)$$

en donde:

$$\Delta N = \alpha W$$

siendo:

ΔN - componente normal de una fuerza horizontal actuando en la base de la dovela

α - celeridad sísmica $\alpha = \frac{\text{aceleración max. del sismo}}{\text{aceleración gravitacional}}$

ΔT_a - componente tangencial de una fuerza horizontal actuando en la base de la dovela (calculada en forma similar que ΔN).

Como se observa, la aplicación del Método Sueco en forma analítica es sumamente laborioso, por lo tanto a continuación se presenta una solución gráfica del mismo.

2.1.1.1. Solución Gráfica del Método Sueco.

En este tipo de análisis el círculo que resulte con el mínimo factor de seguridad, denominado círculo crítico, es el que determinará si se acepta o no la sección de cortina propues

ta.

Secuela de la solución gráfica.

1.- Elijase un número arbitrario de puntos a lo largo - del probable círculo de falla, procurando escoger entre estos, aquellos cuya vertical pase por los puntos de cambio de pendiente en el talud o los puntos en donde el círculo intercepte cambios de material o la línea de saturación. Se considera conveniente trazar una vertical que pase por el centro del círculo - en análisis.

2.- Por cada uno de los puntos elegidos trácese una vertical que intercepte al talud y al círculo, prolongándola hasta interceptar la línea horizontal AB.

3.- De acuerdo a la escala utilizada, determínese la altura h de cada vertical comprendida entre el talud y el círculo de falla, y multiplíquese la h obtenida por el peso volumétrico del material γ para obtener así el peso W . Cuando la sección analizada esté formada por varios materiales, el peso final será la suma de los valores individuales de cada uno de los materiales interceptados por la línea vertical en cuestión (ver figura II.1.4).

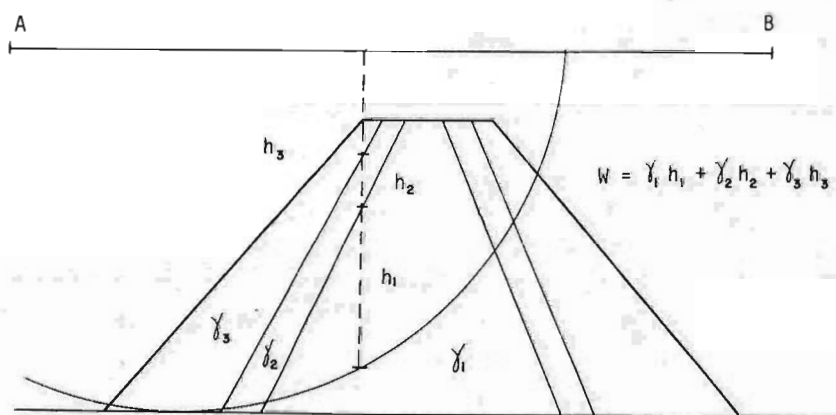


FIG. II.1.4. DETERMINACION DEL PESO W , SOLUCION GRAFICA.

Conocido el valor de W , llévese este valor en cada punto del círculo del que se obtuvo y descompóngase cada uno de estos vectores en una componente normal y otra tangencial al círculo, para ello utilícese como guía el radio del círculo propuesto.

4.- Teniendo a escala los valores de $N = \gamma h \cos \alpha$ ($\alpha =$ ángulo entre la normal y el peso) y $T = \gamma h \sin \alpha$, represéntense -- gráficamente y a la misma escala que W sobre la línea horizontal AB , en la proyección del punto correspondiente. Uniendo todos los puntos se obtiene una curva para las fuerzas normales y otra curva para las fuerzas tangenciales. De una forma similar puede hacerse un diagrama de las presiones de poro, calculadas para cada punto a partir de la línea de saturación, previo trazo de la red de flujo.

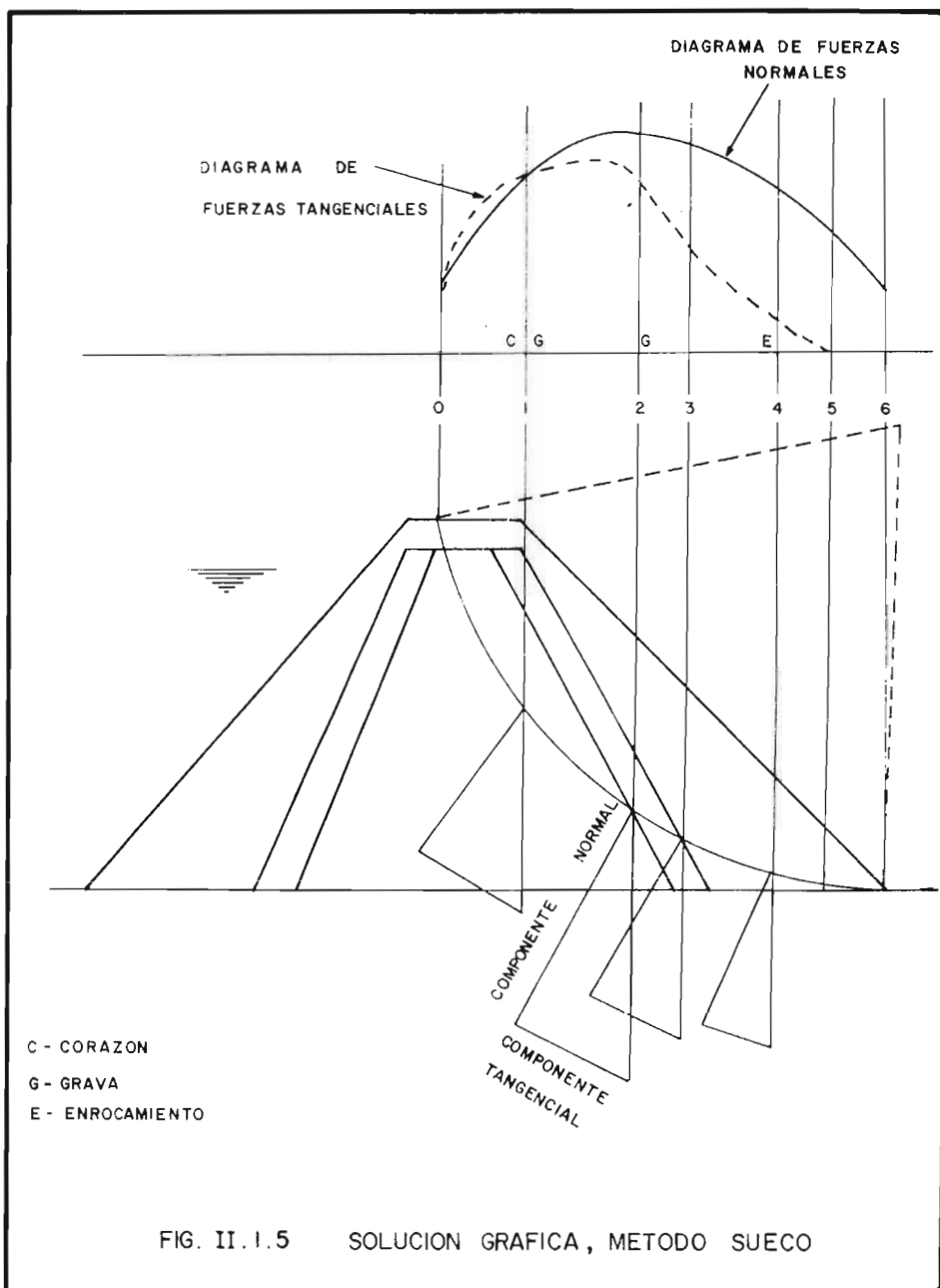
5.- Una vez trazadas las curvas de fuerzas se miden con planímetro, u otro procedimiento, las áreas comprendidas entre éstas y la línea AB . Las áreas así obtenidas se afectan por el factor de escala correspondiente. Estos valores se podrán sustituir por las fuerzas normales y tangenciales en la ecuación -- que nos define el Factor de Seguridad.

En la figura II.1.5. se muestra, en general, la solución gráfica del Método Sueco.

Al efectuar el análisis de estabilidad de la cortina, -- en ambos taludes deben tomarse en cuenta las condiciones más -- desfavorables, como por ejemplo:

- a) Talud de Aguas Arriba.- Análisis a presa llena, considerando para el cálculo el peso del material sumergido.
- b) Talud de Aguas Abajo.- El material impermeable se -- considera saturado. Si existe vaciado rápido de la presa el agua en el interior de la cortina tiende a fluir hacia el exterior.
- c) Presa llena con efecto de sismo.

2.1.1.2. Centro aproximado del círculo de falla.



2.1.1.2. Centro aproximado del círculo de falla.

Para localizar el centro aproximado del círculo de falla se puede utilizar la gráfica de la figura II.1.6a; una vez conocido el ángulo formado por el talud exterior con la horizontal (ángulo i) o bien su cotangente, con este parámetro se entra a la gráfica y en las intersecciones con las curvas α y β se leen los valores angulares con los cuales se determina el punto de intersección "0" que será el centro aproximado del círculo de falla (ver figura II.1.6b).

De acuerdo al centro fijado, el radio del círculo de falla corresponderá aproximadamente a esa ubicación. Sin embargo, puede variar el radio y más aún desplazarse el centro horizontalmente.

Hay posiciones del círculo de falla que particularmente deben considerarse para el análisis de estabilidad; la figura II.1.7 muestra algunas de estas posiciones.

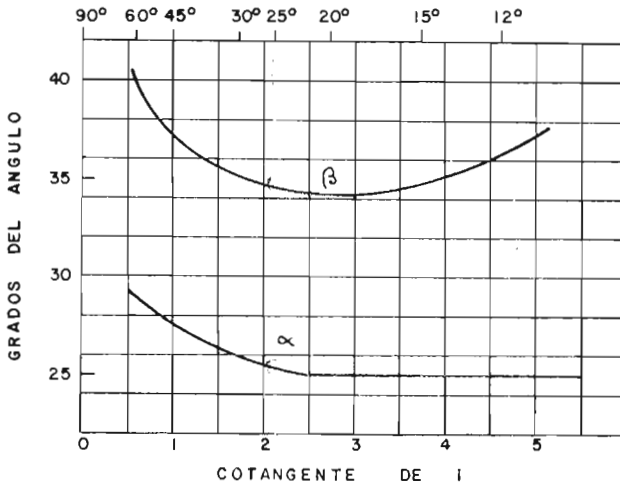
En la figura II.1.7a se muestra una posición del círculo de falla en el que éste es tangente tanto a la cimentación como a la parte superior del talud del material impermeable; en este caso el círculo intercepta sólo material permeable -- por lo cual no habrá que considerar presión de poro.

El círculo de falla de la figura II.1.7b es tangente únicamente al pie del talud.

Otra posición del círculo de falla que se debe considerar es la mostrada en la figura II.1.7c la cual comprende la corona.

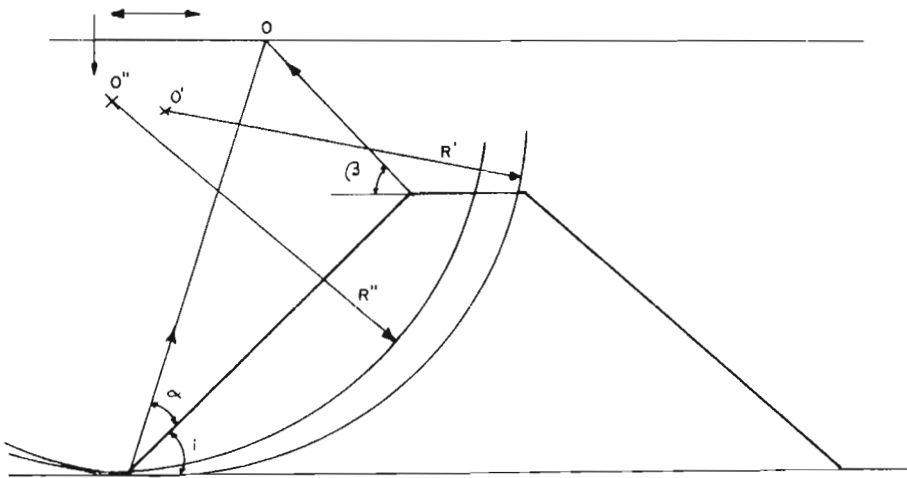
Cuando la sección considerada comprenda material de acarreo, el círculo de falla además de comprender la cortina también abarcará la zona de dicho material como se muestra en la figura II.1.7d.

Puesto que el mínimo factor de seguridad definirá la aceptación o rechazo de la sección analizada, a continuación se presentan algunos valores recomendados para este parámetro en la Tabla II.1.1. Estos valores se podrán comparar con los recomendados por la SARH que se presentan en el inciso 2.1.3.



a)

Fuente: Engineering For Dams.



b)

FIG. II.1.6 DETERMINACION DEL CENTRO APROXIMADO DEL CIRCULO DE FALLA

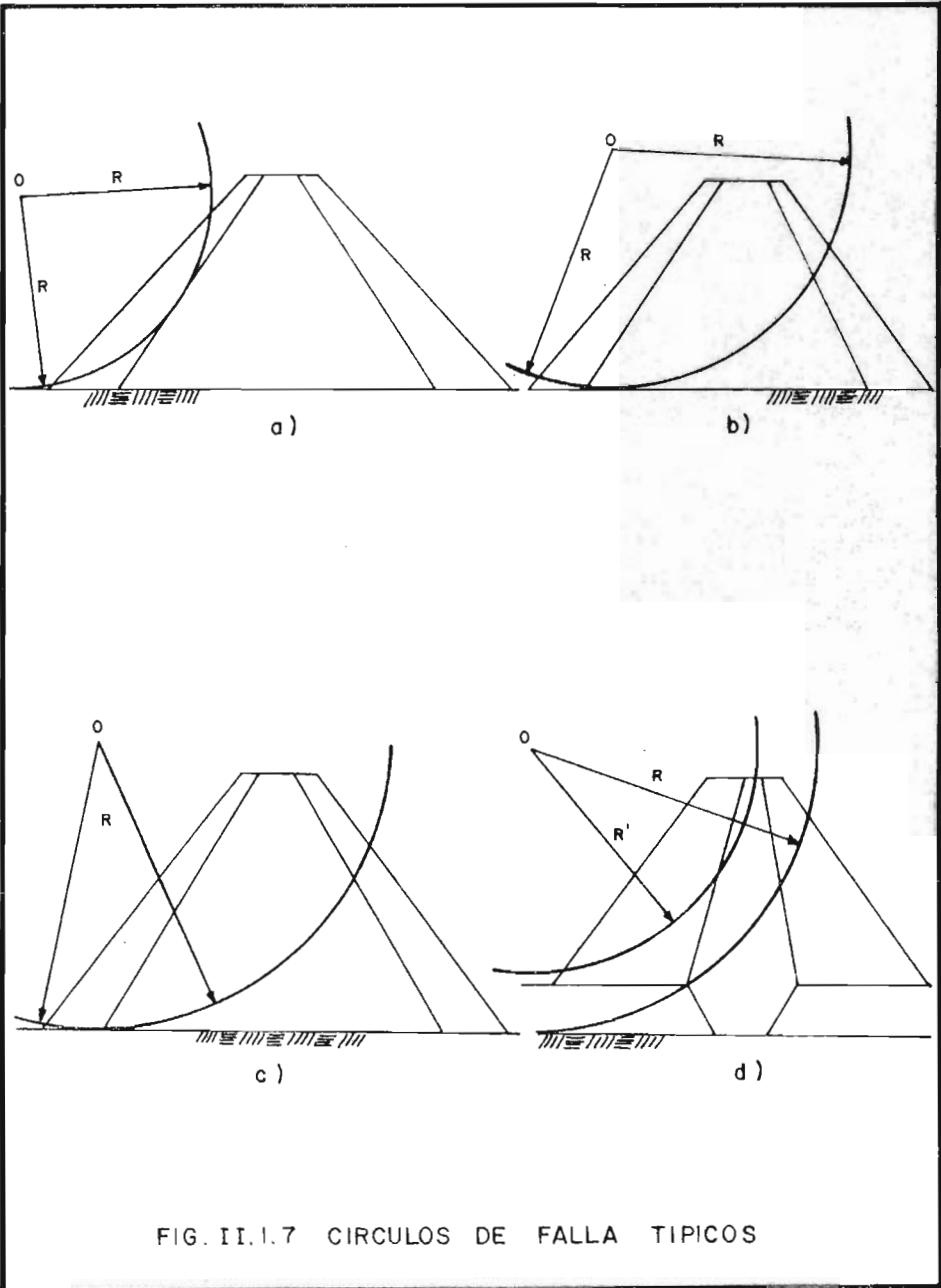


FIG. II.1.7 CIRCULOS DE FALLA TÍPICOS

| C O N D I C I O N | FACTOR DE SEGU RIDAD MINIMO |
|---|--------------------------------|
| Caso al final de la construcción, ambos taludes | 1.25 |
| Con adición de cargas por sismo | 1.00 |
| Filtración constante a embalse parcial, talud de aguas arriba | 1.50 |
| Con adición de carga por sismo | 1.25 |
| Filtración constante, talud de aguas abajo | 1.50 |
| Con adición de carga por sismo | 1.25 |
| Extracción o vaciado rápido, talud de aguas arriba | 1.25 |
| Con adición de carga por sismo | 1.00 |

TABLA II.1.1 FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS RECOMENDADOS*

* Fuente: Referencia 4.

2.1.2. Método de la Cuña.

Este método de análisis para el cálculo de la estabilidad de una cortina, supone una falla ocasionada por esfuerzo -- cortante, que puede ocurrir a lo largo de una superficie quebrada que se aproxima a una serie de planos. Por lo que, se considera a la parte deslizando del talud dividida en cuñas. Dependiendo del tipo de cimentación el método puede ser utilizado en dos casos específicos:

1) Cimentación de Roca (tipo rígido).

La falla no se contempla hasta la cimentación. Por esta razón la envolvente de falla se divide en dos cuñas: una superior llamada activa y la otra inferior llamada pasiva o resistente (ver figura II.1.8).

2) Cimentación tipo flexible.

Cuando existe un estrato débil en la cimentación, en contacto con la base de la presa, es usual dividir la envolvente de falla en tres cuñas: las dos anteriores y una intermedia entre éstas denominada bloque neutro o deslizando (ver figura II.1.9).

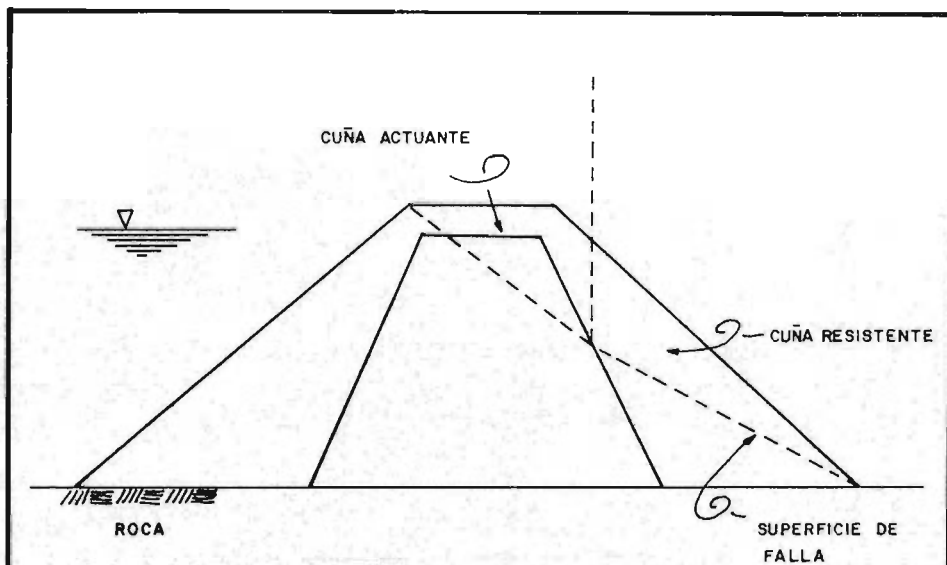


FIG. II. 1.8 METODO DE LA CUÑA APLICADO A CIMENTACION DE ROCA

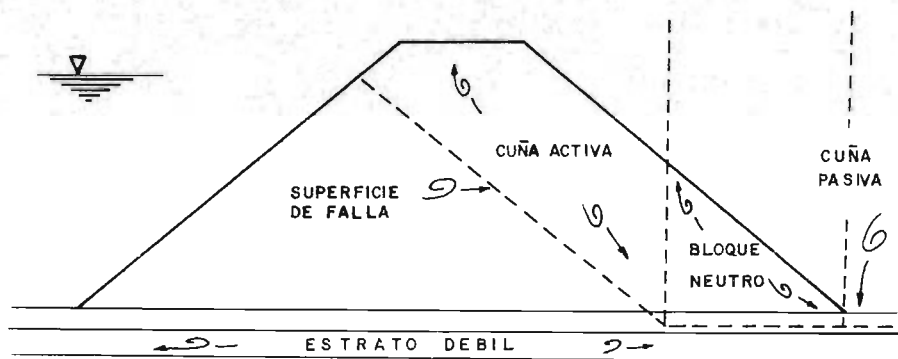


FIG. II. 1.9 METODO DE LA CUÑA APLICADO A CIMENTACION DE TIPO FLEXIBLE

En ambos casos el análisis considera una interacción en tre cuñas. Al tener en cuenta las fuerzas actuantes se incluye la producida por la acción del agua. La superficie de falla usualmente se define por las zonas de material menos resistente, tal como, una capa particular de la cimentación o el núcleo impermeable inclinado en la cortina.

El factor de seguridad F.S. se calcula con la expresión:

$$F.S. = \frac{\sum R}{\sum Ac} \quad (2.1.12)$$

en donde:

$\sum R$ - suma de fuerzas resistentes

$\sum Ac$ - suma de fuerzas actuantes

Debido a que el método es más ampliamente utilizado para el análisis de presas de materiales graduados y recordando que este tipo de presas es el de mayor uso en el país, a continuación se presenta el método de análisis para la envolvente de falla dividida en tres cuñas.

La masa deslizante se puede representar con las fuerzas a analizar según se muestra en la figura II.1.10. A la vez, las fuerzas que actúan en cada uno de los tres segmentos de falla - se pueden considerar separadamente como se indica en la figura II.1.11.

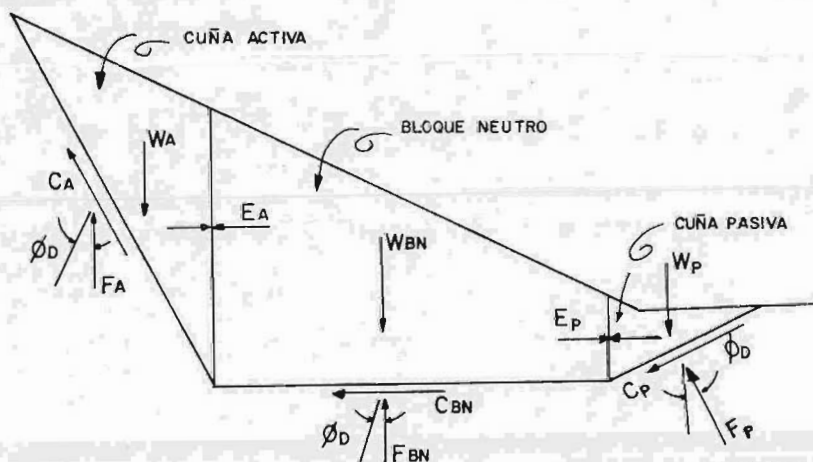


FIG.II.1.10 FUERZAS ACTUANTES EN LA MASA DESLIZANTE DIVIDIDA EN CUÑAS

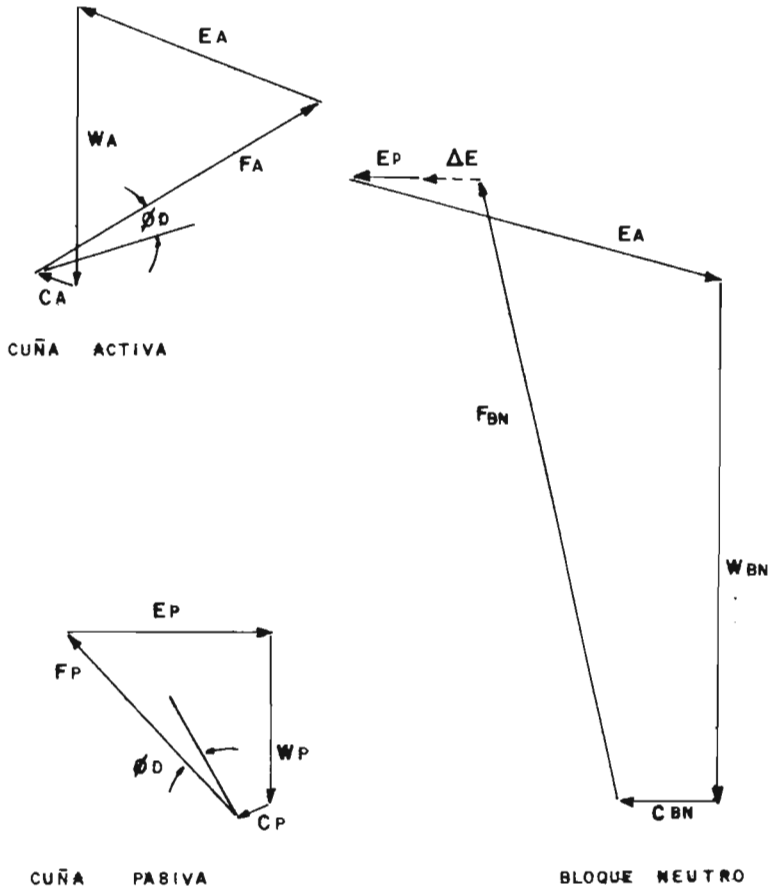


FIG.II.1.II DIAGRAMAS VECTORIALES DEL BLOQUE NEUTRO Y DE LAS CUÑAS ACTIVA Y PASIVA

Por regla general, la dirección de las fuerzas actuan--tes sobre las fronteras verticales tienen que suponerse. Para lo cual, se da el siguiente criterio: si la frontera vertical - entre la cuña activa y el bloque neutro o cuña pasiva se localiza en el centro o abajo del centro del talud de la cortina, la dirección de la fuerza E_A , se supone paralela al talud. Si es ta frontera vertical se localiza cerca de la parte superior de la cortina se debe considerar la fuerza E_A con una dirección - horizontal. Para una frontera vertical que se localice entre - la parte central y superior del talud, puede seleccionarse un - ángulo intermedio. La dirección del empuje de tierra E_P , sobre la frontera vertical entre la cuña pasiva y el bloque neutro, - se considera paralela al talud de la cortina si dicha frontera se encuentra localizada cerca del centro del talud. Si se loca liza cerca o en el pie del talud, la dirección del empuje E_P se considera horizontal⁽¹⁾.

La magnitud de los valores desarrollados para la cohe--sión y fricción interna que se usarán a lo largo de las superfi--cies de falla se controlan por el factor de seguridad supuesto F.S. Para lo cual se utilizan las ecuaciones:

$$C_D = \frac{c}{F.S.} \quad (2.1.13)$$

$$y \quad \tan \phi_D = \frac{\tan \phi}{F.S.} \quad (2.1.14)$$

donde:

- c - cohesión por unidad superficial
- C_D - cohesión desarrollada por unidad superficial
- ϕ - ángulo de fricción interna
- ϕ_D - ángulo de fricción interna desarrollada

La resistencia al esfuerzo cortante desarrollada, varia--rá no sólomente con el F.S. supuesto sino también con el tipo - de material a través del cual se extiende la superficie de falla supuesta.

(1) Ver Referencia 18

Debido a la complejidad de este método se ha desarrollado un procedimiento gráfico de solución. El cual, dado el alcance de este trabajo teóricamente se resume a los siguientes pasos:

- a) Determinación de los empujes E_A y E_P para las cuñas activa y pasiva respectivamente.
- b) Cálculo del peso del bloque deslizando W_{BN}
- c) Obtención del valor de la fuerza de cohesión en la base del bloque deslizando C_{BN}
- d) Determinación de la fuerza normal de reacción del estrato inferior del bloque deslizando F_{BN}
- e) Construcción del diagrama vectorial del bloque neutro (ver figura II.1.11)⁽¹⁾.

La magnitud de las fuerzas E_A y E_P depende del valor del factor de seguridad supuesto. El esfuerzo mínimo y máximo sobre un plano vertical corresponden, respectivamente, a la condición activa y pasiva de esfuerzos de Rankine, por lo cual, los empujes E_A y E_P se pueden determinar con las ecuaciones:

$$E_A = \frac{\gamma_m h^2}{2} k_a \quad (2.1.15)$$

$$E_P = \frac{\gamma_m h^2}{2} k_p \quad (2.1.16)$$

siendo:

- E_A - empuje activo
- E_P - empuje pasivo
- γ_m - peso volumétrico del suelo
- h - profundidad medida en el plano vertical
- k_a - coeficiente activo del empuje de tierras de Rankine
- k_p - coeficiente pasivo del empuje de tierras de Rankine

Estas fuerzas primeramente se determinan para las cuñas activa y pasiva, ya que si estas se incluyen en el bloque neutro, la condición lograda será de desequilibrio.

La cantidad de E_P faltante para cerrar el diagrama de vectores se ha definido como ΔE (ver figura II.1.11), cuya mag-

(1) Ver Referencia 18 para más detalles.

nitud y sentido varían con el factor de seguridad tentativo. - Por lo cual, se concluye que existirá el equilibrio de las dos cuñas y el bloque neutro para un factor de seguridad tentativo en el cual $\Delta E=0$. El factor así obtenido se considera entonces ser el factor de seguridad buscado para toda la masa deslizante.

El proceso del Método de la Cuña consiste en suponer varios factores de seguridad hasta encontrar la situación de equilibro. Una forma analítica de solución es utilizando la ecuación:

$$F.S. = \frac{R}{E_A - E_P} \quad (2.1.17)$$

en donde:

$$R = C_{BN} + (W_{BN} - U_{BN}) \tan \phi_D \quad (2.1.17.1)$$

siendo:

R - fuerza de resistencia al deslizamiento desarrollada en la base del bloque deslizante

U_{BN} - fuerza de subpresión en el bloque deslizante.

2.1.3. Método de análisis de estabilidad de una cortina de materiales graduados por computadora.^(1,2)

Para el proyecto de una presa es necesario cubrir las - alternativas suficientes que garanticen el análisis para las condiciones críticas del problema. Tal análisis es sumamente laborioso (dependiendo del método empleado), sin embargo, hoy en día esto se puede lograr en un tiempo relativamente corto mediante el uso de una computadora.

Para el caso particular del análisis de estabilidad de una cortina de materiales graduados, se puede utilizar el siguiente método sistematizado que se fundamenta en el uso del progra-

(1) Este método y su uso se dio a conocer en el curso de "Planeación, diseño y construcción de presas" en marzo de 1980 en el Centro de Educación Continua, División de Estudios de Posgrado de la F.I. UNAM, bajo el título "Análisis de Estabilidad de una Cortina de Materiales Graduados por Computadora". Ings. Jorge Gamba Flores y Arturo Aguilar Solorio.

(2) La exposición, desarrollo y aplicación de este método de análisis queda a responsabilidad del autor de este trabajo.

ma para computadora electrónica en lenguaje FORTRAN denominado "ESTABIL 1" (con clave de corrida GI8BC) elaborado por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH).

Este programa sigue los lineamientos generales establecidos en el Método Sueco. Para su uso primeramente se determina y propone la sección de la cortina a analizar bajo distintas condiciones de trabajo. Una vez hecho esto, se ubican las zonas de centros de los círculos de falla que habrá de procesar el programa, tanto para el talud de aguas arriba como para el de aguas abajo; para cada vértice de esta zona analiza círculos de distintos radios. En resumen, el programa analiza n círculos de falla obteniendo para cada uno de ellos el factor de seguridad buscado. Como en cualquier programa, se logra una rapidez de operaciones mediante el cálculo establecido principalmente por un proceso iterativo de ajuste.

Debido a que este método de análisis ha sido utilizado ampliamente en la SARH y el programa que fundamenta al mismo es de fácil acceso. En el presente trabajo se tratará únicamente lo concerniente a los datos requeridos por el programa y la metodología a seguir para su codificación y uso en el mismo. De acuerdo con la idea original de este método de análisis, su desarrollo se hará en una forma sistematizada.

I DATOS QUE REQUIERE EL PROGRAMA.

- 1.- Sección máxima de la cortina (propuesta).
- 2.- Conocimiento de los niveles del agua en el vaso (nivel de aguas máximas extraordinarias NAME; nivel a la obra de toma NOT; nivel del agua a la cresta del vertedor; nivel del agua, aguas abajo de la cortina) (Conocidos del análisis hidrológico).
- 3.- Propiedades de los materiales que van a constituir la cortina: peso volumétrico seco γ_d ; peso volumétrico saturado γ_{sat} ; ángulo de fricción interna ϕ y cohesión c . (Obtenidos por pruebas de labora

torio).

- 4.- Coeficiente sísmico de la zona en donde se vaya a construir la cortina (Se puede obtener con buena aproximación de la Carta Sísmica de la República Mexicana).

II. METODOLOGIA A SEGUIR PARA LA CODIFICACION DE LOS DATOS REQUERIDOS POR EL PROGRAMA.

Conocidos los datos anteriores se realizan los siguientes pasos:

- 1.- Se dibuja la sección máxima de la cortina propuesta en papel milimétrico a una escala conveniente y se refiere a un sistema de coordenadas arbitrario. Ver figura II.1.12.

- 2.- En base a la condición de trabajo que se esté analizando (presa vacía o presa llena) se definen las líneas que limitan las zonas de los materiales de la cortina; obteniendo las abscisas y ordenadas de los puntos que definen dichas líneas. Usualmente las líneas a considerar son las siguientes:

Línea 1 o línea superior.

Línea 2 o de enrocamiento seco.

Línea 3 o de rezaga de roca seca.

Línea 4 o de grava y arena seca.

Línea 5 o de enrocamiento sumergido.

Línea 6 o de rezaga de roca sumergida.

Línea 7 o de grava y arena sumergida.

Línea 8 o de corazón impermeable saturado.

Línea 9 o línea inferior.

(acarreo de grava y arena sumergida).

En esta parte se debe cumplir:

- a) Que las abscisas siempre vayan en orden creciente (no es válido regresarse conforme al sentido considerado).

b) Todas las líneas de materiales definidas deben tener el mismo número de vértices; por lo que, el vértice final se puede repetir las veces que sea necesario para satisfacer el máximo número de vértices.

3.- Obtención de la matriz de datos físicos.

Conocidas las propiedades físicas de los materiales, éstas se deben dar al programa en el mismo orden en que se dieron las líneas de materiales. Se aconseja utilizar una tabla como la mostrada a continuación:

| M A T E R I A L | PESO | | | | |
|------------------------------|----------------|---------|-----------------|--------|-----------------|
| | VOLUMETRICO | C inic. | $\tan\phi$ inic | C fin. | $\tan\phi$ fin. |
| Enrocamiento seco | γ_d | - | - | - | - |
| Rezaga de roca seca | γ_d | - | - | - | - |
| Grava y arena seca | γ_d | - | - | - | - |
| Enrocamiento sumergido | γ_{sum} | - | - | - | - |
| Rezaga de roca sumergida | γ_{sum} | - | - | - | - |
| Grava y arena sumergida | γ_{sum} | - | - | - | - |
| Corazón impermeable saturado | γ_{SAT} | - | - | - | - |
| Acarreo sumergido | γ_{sum} | - | - | - | - |

TABLA II.1.2 MATRIZ DE DATOS FISICOS

donde:

γ_d - peso volumétrico seco

γ_{sum} - peso volumétrico sumergido

$$\gamma_{sum} = \gamma_{SAT} - 1$$

γ_{SAT} - peso volumétrico saturado

Cinic - cohesión inicial

c - cohesión final

$\tan \emptyset$ inic - tangente del ángulo de fricción interna inicial.

$\tan \emptyset$ fin - tangente del ángulo de fricción interna final.

- 4.- Construcción de la matriz de valores equipotenciales. Esta matriz se forma con la red de flujo del corazón impermeable referido al sistema de coordenadas de la cortina.

En la zona del corazón impermeable se traza una cuadrícula, comprendiendo la parte que quede arriba -- del nivel del agua de la condición que se esté analizando. Una vez trazada la cuadrícula se hacen resaltar los vértices en cada intersección de la misma (ver figura II.1.13).

Para la codificación de los datos requeridos por el programa debe cuidarse que los vértices de la cuadrícula que conformarán la matriz buscada, estén referidos a los valores equipotenciales de la red de flujo. La matriz se formará con datos obtenidos de abajo hacia arriba y de izquierda a derecha. Para su manejo ésta puede escribirse como se indica en la Tabla II.1.3, en donde a manera de ejemplo se han llenado los primeros renglones en base a los valores presentados en la figura II.1.13.

Los vértices que se encuentran fuera de la línea superior de flujo o de la zona del corazón impermeable se deben llenar con ceros.

- 5.- Zona de centros de los círculos de falla.

Finalmente se dará la zona de centros de los círculos de falla que se quiere analizar en el programa, tanto para aguas arriba como para aguas abajo de la cortina.

Para esto se deben proporcionar los siguientes datos:

a) Abscisa inicial y final de la zona de centros re

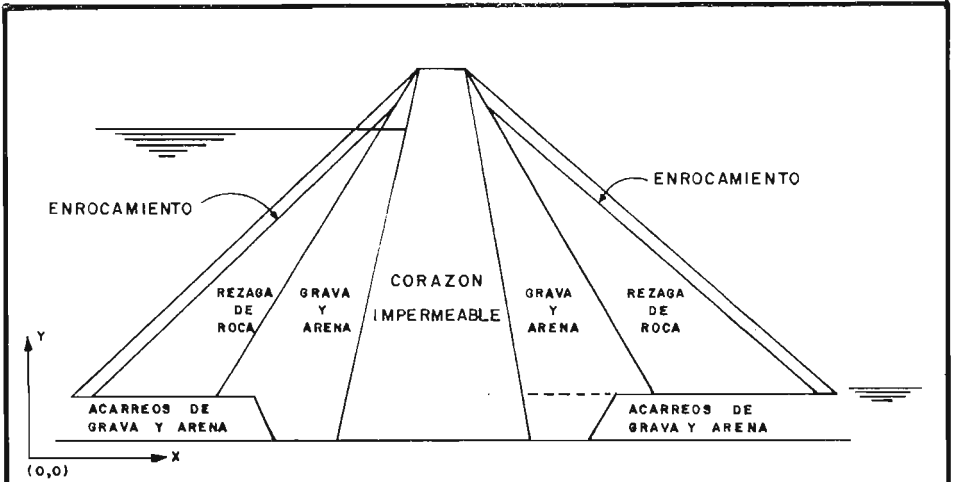


FIG. II. I.12 SECCION MAXIMA DE LA CORTINA PROPUESTA

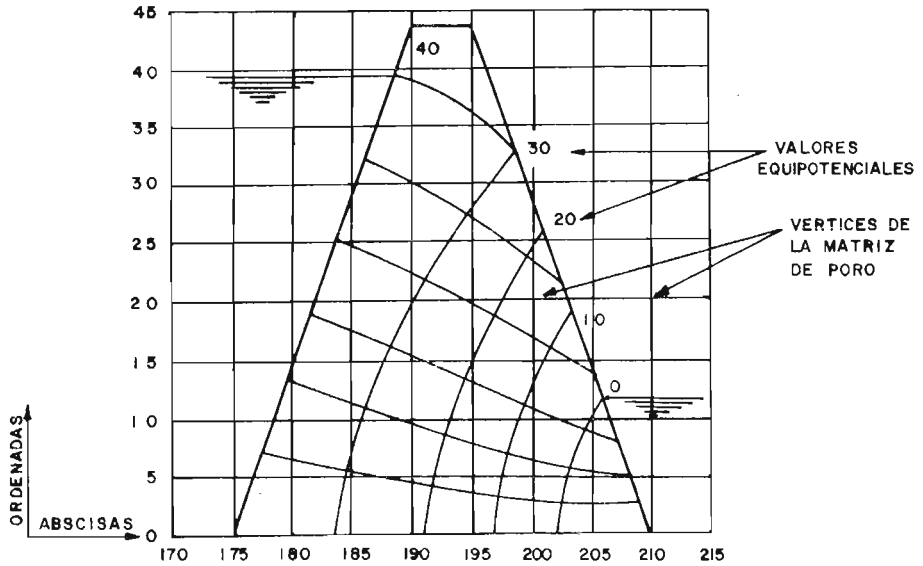


FIG. II. I.13 RED DE FLUJO EN EL CORAZON IMPERMEABLE

- ferida al sistema de coordenadas de la cortina.
- b) Ordenada inicial y final de la zona de centros - referida al sistema de coordenadas de la cortina.
 - c) Espaciamiento horizontal y vertical de la zona - de centros (normalmente éste será de 10 m.).
 - d) Incremento del radio en cada punto de la zona de centros desde la cimentación del corazón hasta - la parte superior de la corona de la cortina (- normalmente éste será de 5 m.).
 - e) Tangente del ángulo de la zona de centros con la vertical (siempre se utiliza un ángulo $\beta = 45^\circ$, lo que implica: $\tan 45^\circ = 1.0$).

En la figura II.1.14 se muestran las condiciones aquí señaladas.

- 6.- Resultados obtenidos con el programa de estabilidad. El programa proporciona los valores del factor de - seguridad de todos los círculos de falla analizados y un resumen de los círculos críticos con sus res- - pectivos factores de seguridad mínimos. Asimismo, proporciona los resultados de las condiciones anali - zadas ya sea para presa llena o vacía y los valores para el talud de aguas arriba y aguas abajo para -- las condiciones iniciales y finales con o sin sismo.

El programa enlista resultados como se indica a conti- - nuación:

| Xc | Yc | R | F.S. |
|---------------------------------------|------------------------------|---------------------|-----------------------|
| (Abscisa zona de centros del círculo) | (Ordenada zonas del círculo) | (Radio del Círculo) | (Factor de Seguridad) |

Los valores de los factores de seguridad mínimos para - todas las condiciones analizadas deben compararse con los valo- - res mínimos aceptables por la SARH, los cuales se presentan en la Tabla II.1.4. Esta misma tabla se puede usar para presentar los valores de Xc, Yc, R y F.S. obtenidos.

| | | A B S C I S A S | | | | | | | | | |
|-------------------|----|-----------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | 170 | 175 | 180 | 185 | 190 | 195 | 200 | 205 | 210 | 215 |
| O R D E N A D A S | 0 | 0 | 40 | 34 | 28 | 22 | 13 | 4 | 0 | 0 | 0 |
| | 5 | 0 | 0 | 36 | 30 | 23 | 14 | 6 | 0 | 0 | 0 |
| | 10 | 0 | 0 | 38 | 32 | 25 | 18 | 8 | 0 | 0 | 0 |
| | 15 | 0 | 0 | 40 | 34 | 28 | 20 | 12 | 5 | 0 | 0 |
| | 20 | 0 | 0 | 0 | 36 | 31 | 24 | 16 | 0 | 0 | 0 |
| | 25 | 0 | 0 | 0 | 38 | 34 | 28 | 21 | 0 | 0 | 0 |
| | 30 | 0 | 0 | 0 | 0 | 36 | 32 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 35 | | | | | | | | | | |
| | 40 | | | | | | | | | | |
| | 45 | | | | | | | | | | |

TABLA II.1.3 ARREGLO DE LA MATRIZ DE VALORES EQUIPOTENCIALES

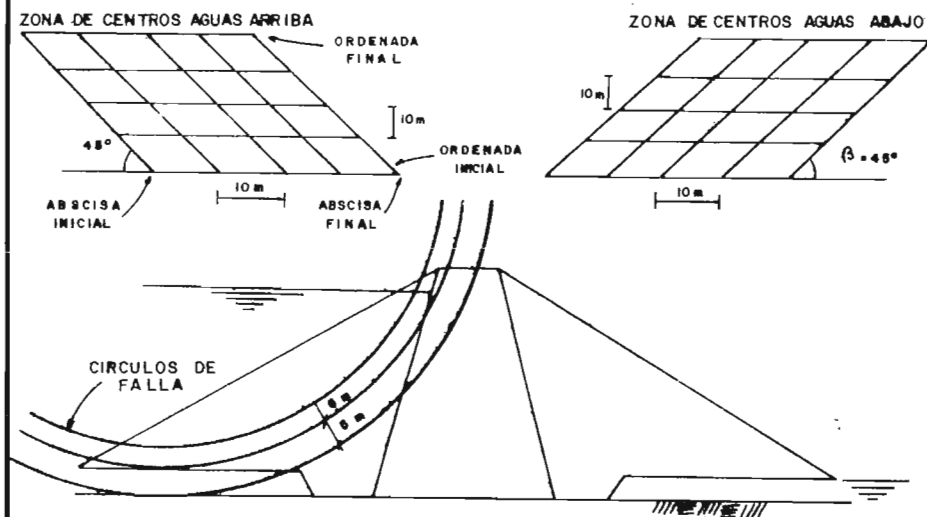


FIG. II.1.14 CONDICIONES PARA LAS ZONAS DE CENTROS DE LOS CIRCULOS

| TALUD AGUAS ARRIBA | | | | | | | | |
|--------------------------------|-----------|----------------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|------|
| PRESA VACIA | | | | | PRESA LLENA * | | | |
| CONDICIONES | | | | | CONDICIONES | | | |
| INICIALES | | | FINALES | | INICIALES * | | FINALES * | |
| SIN SISMO | CON SISMO | VACIADO RAPIDO | CON SISMO | SIN SISMO | CON SISMO | SIN SISMO | CON SISMO | |
| F.S. MINIMO ACEPTABLE POR SARH | 1.10 | 1.00 | 1.50 | 1.25 | 1.50 | 1.30 | 1.45 | 1.10 |
| F.S. MINIMO OBTENIDO | | | | | | | | |
| X _c | | | | | | | | |
| Y _c | | | | | | | | |
| R | | | | | | | | |

| TALUD AGUAS ABAJO | | | | | | | | |
|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------------|-----------|-----------|------|
| PRESA VACIA * | | | | | PRESA LLENA | | | |
| CONDICIONES | | | | | CONDICIONES | | | |
| INICIALES* | | | FINALES * | | INICIALES | | FINALES | |
| SIN SISMO | CON SISMO | SIN SISMO | CON SISMO | SIN SISMO | CON SISMO | SIN SISMO | CON SISMO | |
| F.S. MINIMO ACEPTABLE POR SARH | 1.35 | 1.15 | 1.50 | 1.30 | 1.50 | 1.20 | 1.45 | 1.30 |
| F.S. MINIMO OBTENIDO | | | | | | | | |
| X _c | | | | | | | | |
| Y _c | | | | | | | | |
| R | | | | | | | | |

TABLA II.1.4 FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS ACEPTABLES POR LA SARH

* En la SARH generalmente no se incluyen estas condiciones en el análisis de estabilidad. Sin embargo, el programa de computadora proporciona estos datos.

Como se observa, la condición buscada es la obtención de círculos con factores de seguridad mínimos que garanticen la estabilidad de la estructura. Por lo que, estos se verifican en forma manual por el Método Gráfico Modificado de May que se da a conocer más adelante.

De acuerdo con el análisis desarrollado se debe hacer un plano en donde se muestre la sección de la cortina, los círculos con los factores de seguridad mínimos para todas las condiciones analizadas, una tabla de las propiedades físicas de los materiales y una tabla resumen con las coordenadas, radio y factor de seguridad de los círculos.

Las hojas de codificación requeridas para escribir y ordenar la información así obtenida se pueden ver en el siguiente capítulo.

2.1.4. Método Gráfico Modificado de May. ⁽¹⁾

Los resultados y condiciones de estabilidad de una presa de materiales graduados obtenidos mediante el uso del método de Análisis por Computadora se deben verificar manualmente por algún método ya establecido. Un método confiable es el Método Gráfico Modificado de May que a continuación se presenta en una forma sistematizada.

I. DATOS QUE SE REQUIEREN.

Los datos necesarios son exactamente los mismos que se requieren para el método de Análisis de Estabilidad por Computadora (ver inciso 2.1.3.).

II. METODOLOGIA A SEGUIR PARA DESARROLLAR EL ANALISIS.

- 1.- Se dibuja la sección máxima de la cortina a una escala conveniente (ver figura II.1.15).

(1) Este método, conforme a esta metodología, se dio en el mismo curso en el que se expuso el método anterior, como una verificación a los resultados obtenidos por computadora.

SIMBOLOGIA

- ① ENROCAMIENTO
- ② REZAGA DE ROCA
- ③ GRAVA Y ARENA
- ④ MATERIAL IMPERMEABLE
- ⑤ ACARREOS DE GRAVA Y ARENA

h_{33} - ALTURA DOVELA 3 DE MATERIAL TIPO ③

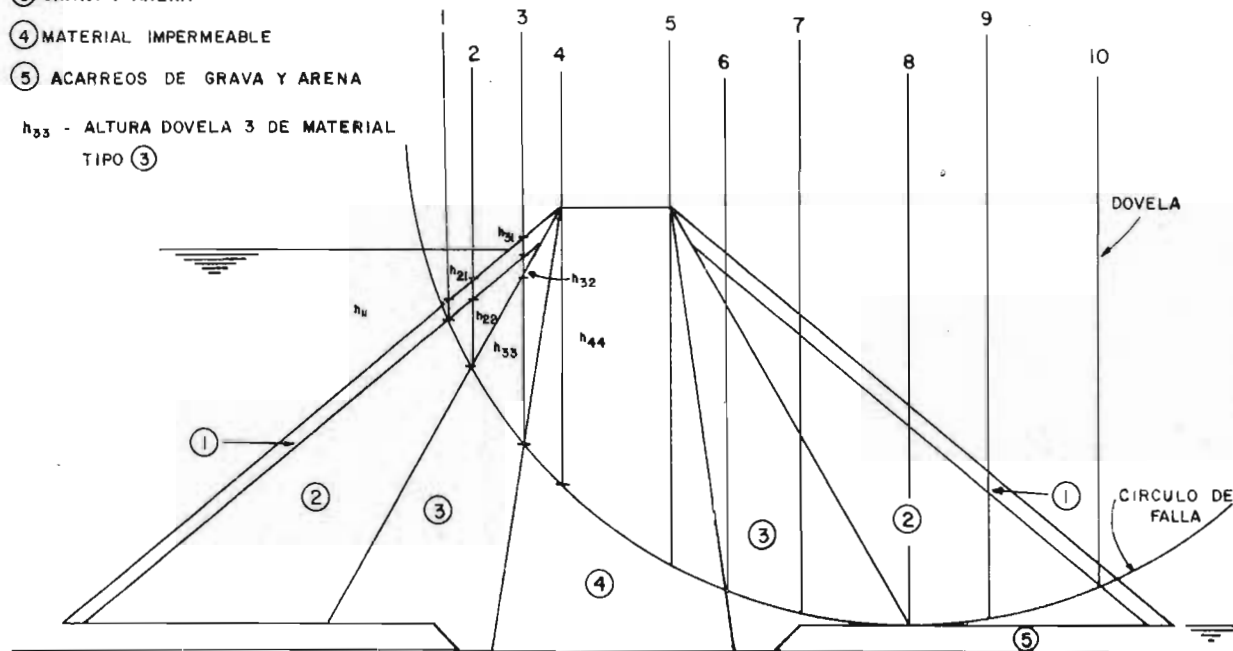


FIG.II.1.15 SECCION MAXIMA DE LA CORTINA , ZONAS Y DIVISION EN DOVELAS

2.- Condiciones de análisis a considerarse.

Las condiciones de análisis para la estabilidad de una cortina de materiales graduados que se deben tener en cuenta son:

a) Determinación del círculo de falla en el talud - de aguas arriba o en el de aguas abajo.

b) Análisis con condiciones iniciales o finales.

Cuando por el corazón impermeable se presenta flujo de agua no establecido la condición de análisis será inicial; en cambio si este flujo es estable la condición será final.

c) Análisis a presa llena o a presa vacía.

Cuando el nivel del agua considerado es al NAME o - al nivel de la cresta del vertedor el análisis será a presa llena. En cambio, cuando el vaso este completamente vacío o al menos el agua alcanza el nivel de la obra de toma, el análisis corresponderá a presa vacía.

d) Análisis con o sin sismo.

3.- La estabilidad de la estructura la determina el valor del factor de seguridad. Este parámetro se calcula por medio de la ecuación:

$$F.S. = \frac{\sum c L_0 + \sum A \tan \phi}{\sum T + E_{Ht} \text{ (condiciones iniciales)} - FF' \text{ (condiciones finales)}} \quad (2.1.18)$$

donde:

$\sum c L_0$ - cohesión por longitud

$\sum A \tan \phi$ - suma de fuerzas normales

$\sum T$ - suma de fuerzas tangenciales

E_{Ht} - presión hidrostática tangencial

FF' - fuerza de filtración.

4.- Se numeran las zonas de la cortina en base a los materiales que la forman (ver figura II.1.15).

- 5.- Se traza el círculo de falla y se establecen las -- condiciones de análisis.
- 6.- La sección de la cortina delimitada por el círculo de falla se divide en dovelas. Se pueden definir -- como fronteras de las dovelas las zonas de cambio -- de material, los cambios de talud en la sección y -- las zonas en la corona de la cortina y en la cimen-- tación. Por facilidad de cálculo se recomienda nu-- merar las fronteras de las dovelas de izquierda a -- derecha según se muestra en la figura II.1.15.
- 7.- En base a los resultados de las pruebas de laborato-- rio se debe formar una tabla de las propiedades fí-- sicas de los materiales. Esta tabla puede ser como -- la que se muestra a continuación.

| PROPIEDADES DE LOS MATERIALES | ZONA DE LA CORTINA * | | | | | |
|-------------------------------------|----------------------|---|-----------|-------------|--|---|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | | 5 |
| | | | | CONDICIONES | | |
| | | | INICIALES | FINALES | | |
| γ_d | | | | | | |
| γ_{SAT} | | | | | | |
| γ_{sum} | | | | | | |
| ϕ | | | | | | |
| $\tan \phi$ | | | | | | |
| c | | | | | | |

TABLA II.1.5 PROPIEDADES FISICAS DE LOS MATERIALES.

en donde:

γ_d - peso volumétrico seco

γ_{SAT} - peso volumétrico saturado

γ_{sum} - peso volumétrico sumergido

ϕ - ángulo de fricción interna

$\tan \phi$ - tangente del ángulo de fricción interna

c - cohesión

* zona de la cortina conforme a la figura II.1.15

8.- Cálculo de los pesos de las dovelas trazadas.

El cálculo de las dovelas se obtiene de acuerdo con la siguiente metodología:

a) Dependiendo de la escala utilizada, se mide la altura h de las dovelas, identificando los materiales de la sección de la cortina que queden comprendidos entre las fronteras de la sección y el círculo de falla. En la figura II.1.15 se muestra esta condición, en tanto que en la tabla II.1.6 se muestra una forma simplificada para el desarrollo del análisis.

| DOVELA | h | γ_d | γ_{SAT} | γ_{sum} | $W = h\gamma$ | $W_T = \sum W$ | $\Delta S = \alpha W_T$ |
|--------|------------|------------|----------------|----------------|---------------|----------------|-------------------------|
| 1 - 2 | h_{1m}^* | | | | | | |
| 2 - 3 | h_{2m} | | | | | | |
| 3 - 4 | h_{3m} | | | | | | |
| 4 - 5 | h_{4m} | | | | | | |
| ⋮ | ⋮ | | | | | | |
| | h_{nm} | | | | | | |

* h_{1m} = altura de la dovela 1 compuesta de alturas de m materiales.

TABLA II.1.6. CALCULO DEL PESO DE LAS DOVELAS.

b) Tomando en cuenta la condición física en la que se encuentra el material se anota el peso volumétrico correspondiente ($\gamma_d, \gamma_{SAT}, \gamma_{sum}$).

c) Se obtiene el peso parcial W multiplicando la altura (h) por el peso volumétrico del material (γ) correspondiente a esa altura.

- d) El peso total de la dovela (W_T) se obtiene sumando los pesos parciales antes obtenidos.
- e) La condición más crítica se presentará por la acción de sismo. Por lo tanto, el peso total de la dovela se afecta por el coeficiente sísmico α . El producto obtenido se define como incremento del peso por sismo Δs .

9.- Descomposición Gráfica del peso.

Conocido el peso de cada dovela, éste se puede representar gráficamente de acuerdo a la siguiente metodología:

- a) En cada dovela se dibuja el peso total (W_T) a escala, a partir del círculo en cada uno de sus vértices. La escala utilizada puede ser diferente a la empleada en el trazo de la sección de la cortina.
- b) A partir del centro del círculo de falla se trazan radios a cada uno de los vértices.
- c) Tomando como base la magnitud del peso se traza una perpendicular a la línea del radio hasta intersectar el extremo de la línea del peso.
- d) Con este polígono de fuerzas, gráficamente se obtienen los valores de las fuerzas normales (N) y tangenciales (T).
- e) Todas las fuerzas normales tendrán la misma dirección (implica el mismo signo), pero en cambio las tangenciales tendrán diferente dirección a partir del radio central del círculo.

Cuando se esté analizando la condición con sismo se deberá tomar en cuenta el trazo del incremento del peso Δs . Para esto se traza una línea horizontal, a partir del extremo de la línea del peso W_T , de magnitud igual a Δs . A partir de este punto se tra

za una línea paralela a la fuerza tangencial con -- condición sin sismo para obtener los nuevos valores de las fuerzas normal y tangencial. De acuerdo con esto, la fuerza normal reduce su magnitud y en cambio la fuerza tangencial la aumenta. En la figura II.1.16 se muestra gráficamente la metodología anterior.

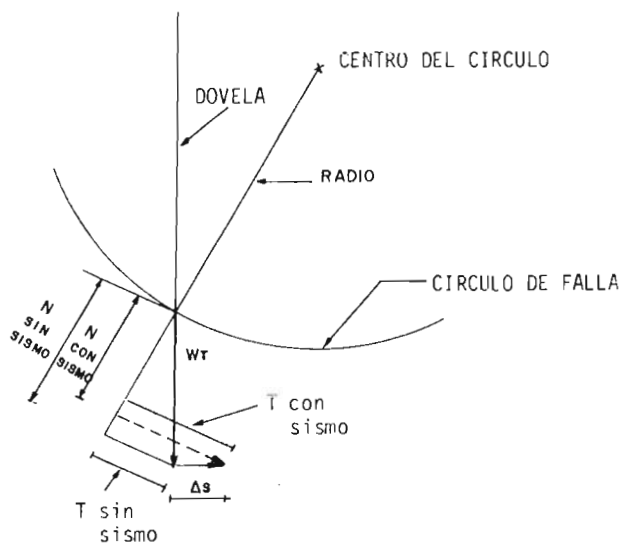


FIG.II.1.16. DESCOMPOSICION GRAFICA DEL PESO W_T

10.- Construcción de las gráficas de las fuerzas normales y tangenciales.

Estas gráficas se realizan con los valores de las fuerzas normales y tangenciales, obtenidos gráficamente del polígono de fuerzas. Ver figura II.1.17.

a) Para construir la gráfica de las fuerzas normales se deben considerar las zonas de los diferentes materiales que integran la sección de la cortina comprendidas en el círculo de falla.

Las áreas identificadas se planimetrean, y los valores así obtenidos se multiplican por la $\tan \phi$ correspondiente. La suma de estos productos representa la integración a lo largo del círculo de falla:

$$\Sigma A \tan \phi \quad (2.1.19)$$

b) La gráfica de las fuerzas tangenciales se construye identificando las áreas totales correspondientes a cada signo (T (+) y T (-)).

Una vez conocidas estas superficies se planimetrean y se obtiene la suma algebraica de los dos valores T (+) y T (-) , es decir:

$$\Sigma T \quad (2.1.20)$$

Cuando se toma en cuenta la acción de sismo se realiza un análisis similar con los nuevos valores de las fuerzas normal y tangencial.

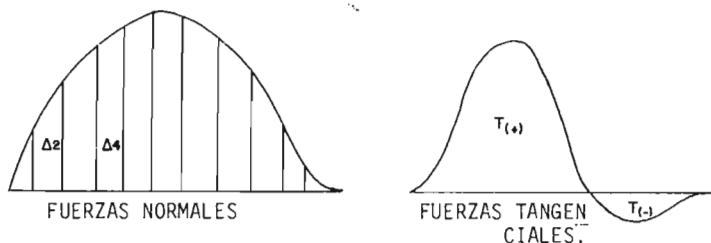
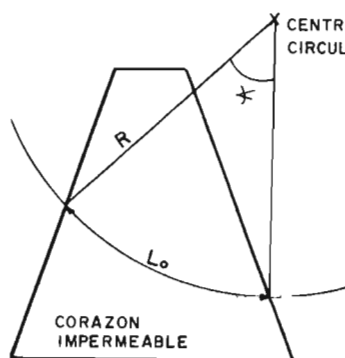


FIG.II.1.17. GRAFICAS DE FUERZAS NORMALES Y TANGENCIALES.

11.- Cálculo del término ($\sum c L_o$)

Para obtener la longitud del círculo de falla a lo largo del material cohesivo se puede utilizar la siguiente expresión:

$$L_o = \frac{\alpha R}{1 \text{ Rad}} \quad (2.1.21)$$



donde:

L_o - Longitud del arco. (Ver figura II.1.18).

α - ángulo generador de L_o .

R - radio del círculo de falla

Rad - radián ($1 \text{ Rad} \approx 57.3^\circ$)

FIG.II.1.18. LONGITUD DEL CIRCULO DE FALLA A TRAVES DEL CORAZON IMPERMEABLE.

La longitud del arco L_o se multiplica por la cohesión del material c ya sea para condiciones iniciales o finales.

12.- Obtención del valor de la presión hidrostática para condiciones iniciales.

La presión hidrostática se calcula en base al triángulo de presiones que se forma desde el círculo de falla hasta el nivel del agua en contacto con el corazón impermeable, su valor se obtiene con la expresión:

$$E = \frac{\gamma H^2}{2} \quad (\text{Ver figura II.1.19}).$$

Esta resultante actúa a $2/3$ de la altura H del triángulo de distribución considerado.

Localizada la resultante, se prolonga su trazo hacia aguas abajo hasta cruzar el círculo de falla. - El punto localizado en este cruce se denomina punto de aplicación. Se traza un radio que una el centro del círculo de falla con el punto de aplicación y - finalmente se traza una línea perpendicular a este radio intersectando el extremo del vector de la presión hidrostática.

La dimensión obtenida con esta perpendicular es igual al valor de la presión hidrostática tangencial E_{HT} que se requiere utilizar en la ecuación 2.1.18 para condiciones iniciales.

Si se tiene un tirante de agua, aguas abajo de la cortina, el valor de la presión hidrostática se obtiene de la misma forma que el E_{HT} para aguas arriba, y el valor a utilizar en la ecuación 2.1.18 - será el obtenido de la diferencia de estos, es decir:

$$E_{HT} = E_{HT} \text{ aguas arriba} - E_{HT} \text{ aguas abajo} \quad (2.1.22)$$

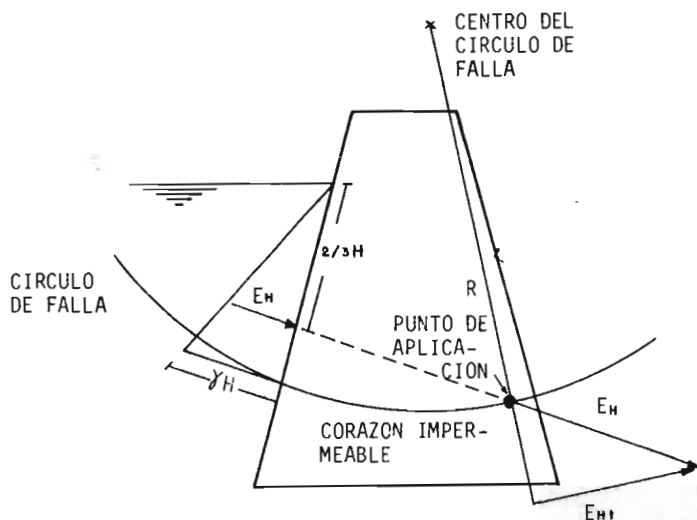


FIG.II.1.19 OBTENCIÓN DE LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA PARA CONDICIONES INICIALES.

13.- Obtención de las fuerzas de filtración FF' para condiciones finales.

Primeramente se elabora la red de flujo para las condiciones de presa llena, presa vacía y vaciado rápido.

Con respecto a los resultados obtenidos de la red de flujo, la fuerza de filtración FF' se puede calcular con la fórmula:

$$FF' = \Delta H \cdot FF_t \quad (2.1.23)$$

siendo :

$$\Delta H = \frac{H_N}{n} \quad (2.1.23.1)$$

FF_t - fuerza de filtración tangencial

H_N - carga hidráulica neta

(diferencia de los niveles de agua, aguas arriba y aguas abajo).

n - número de caídas (ver figura II.1.20)

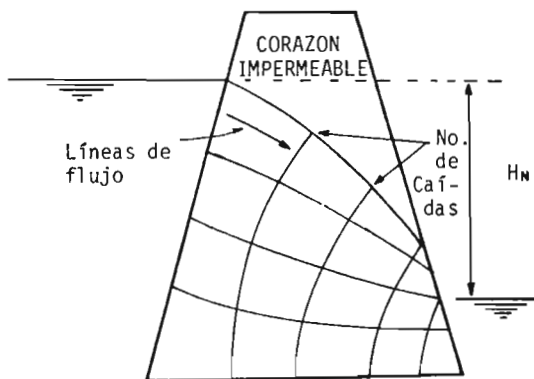


FIG.II.1.20. RED DE FLUJO PARA CONDICIONES FINALES.

La magnitud de la fuerza de filtración tangencial FF_t , su dirección y punto de aplicación se pueden obtener gráficamente.

En la red de flujo practicada en el corazón impermeable se trazan líneas de flujo en las partes medias de los tubos de flujo, como se muestra en la figura II.1.21.

Se forma un polígono de fuerzas con líneas paralelas a las líneas medias de flujo 1, 2 y 3 respetando la longitud que tienen en base al círculo de falla.

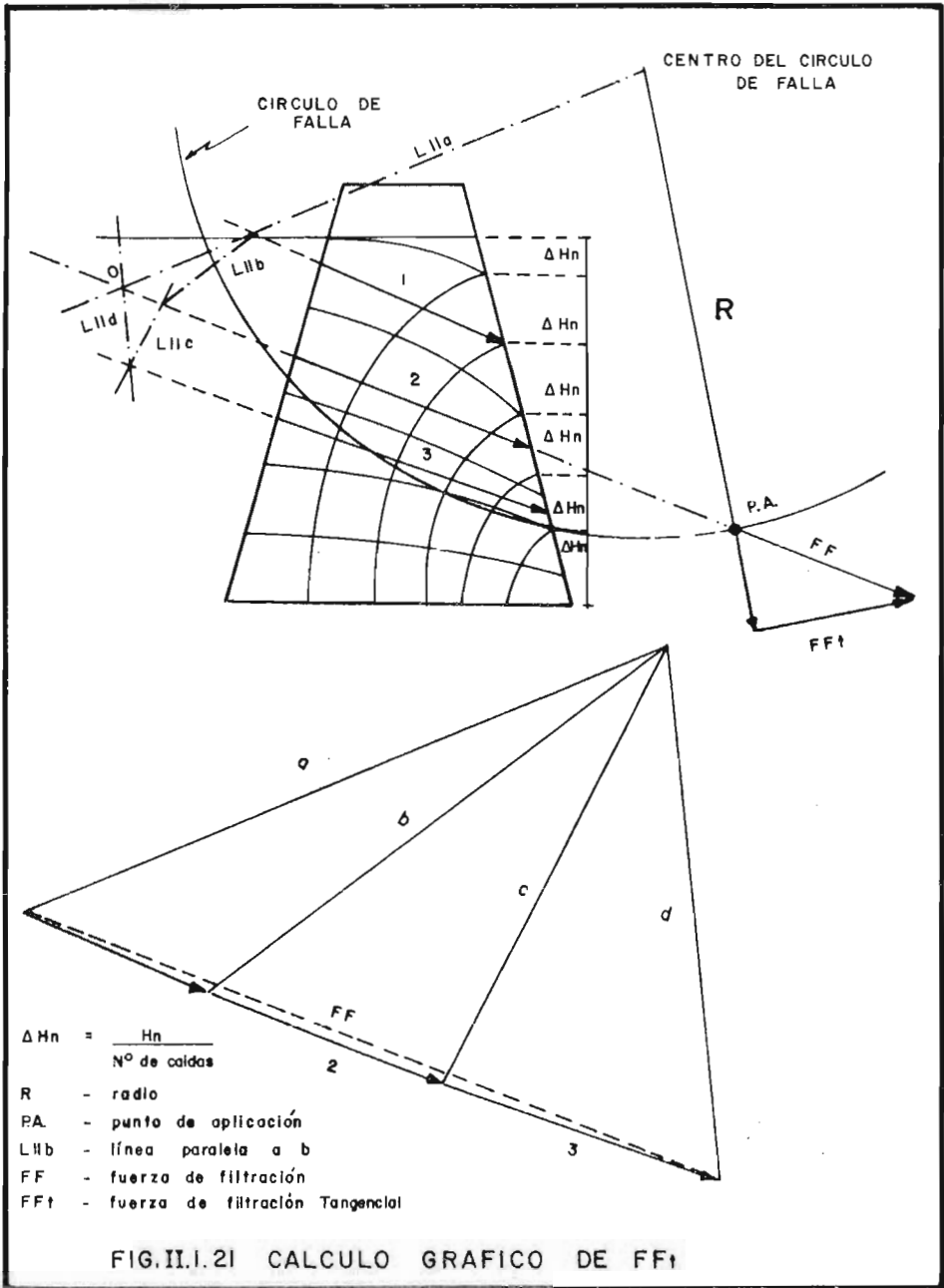
Se propone un centro arbitrario al que se unen los vértices de las líneas 1, 2 y 3. Los radios trazados se definirán como a, b, c y d. La magnitud y dirección de la resultante de este polígono se obtienen uniendo las líneas 1 y 3 (ver figura II.1.21).

A continuación partiendo del centro del círculo de falla se traza una paralela a la línea "a" hasta cruzar la línea 1. Por este punto se traza una línea paralela a "b" hasta cruzar la línea 2 y así se continúa sucesivamente.

Finalmente se unen en algún punto O las líneas paralelas a la línea d y a la línea a. Por este punto O se traza una paralela a la resultante hasta intersectar el círculo de falla para obtener el punto de aplicación PA. Asimismo, continuando esta línea se obtiene el valor de la resultante de la fuerza de filtración.

Partiendo del centro del círculo de falla se traza un radio que pase por el punto de aplicación, y se traza una perpendicular a este radio hasta el extremo del valor de la resultante de las fuerzas de filtración. Este último vector nos proporciona el valor de la fuerza de filtración tangencial FF_t buscado (ver figura II.1.21).

De acuerdo con los valores de estos parámetros, fi-



nalmente se calcula el factor de seguridad empleando la ecuación 2.1.18. Los valores de los factores de seguridad obtenidos para la condición que se esté analizando se comparan con los valores de los factores de seguridad mínimos aceptables por la SARH (ver inciso 2.1.3, Tabla II.1.4).

Cuando se realiza el análisis de estabilidad de un círculo de falla por medio de la computadora y por el Método Gráfico Modificado de May, los valores del factor de seguridad deben tener una diferencia máxima del 5%. Si esta diferencia es mayor se deben verificar ambos métodos y más aún modificar la sección propuesta.

Los resultados obtenidos con este método se recomienda se presenten en una tabla como la II.1.4 del inciso anterior, para facilitar una comparación de estos con los factores de seguridad resultantes del análisis por computadora. A la vez se debe presentar un plano con los círculos críticos y los valores de los factores de seguridad obtenidos para las condiciones analizadas.

2.2. PRESAS DE MATERIALES CEMENTADOS.

2.2.1. Solicitaciones en las cortinas de concreto.

Para el análisis del proyecto de una presa es necesario determinar las cargas o fuerzas que afectan su estabilidad. Para ello se empleará la sección tipo gravedad, ya que es una sección representativa de las cortinas de concreto.

Las cargas que obran sobre estas estructuras se clasifican en internas y externas. Las cargas internas se refieren a fuerzas o momentos, creados por éstas, aplicados en la estructura originando el cumplimiento de la compatibilidad geométrica - de deformaciones.

Las cargas externas se refieren a las fuerzas que actúa

rán directamente sobre y en la estructura. En general, las - - fuerzas que se deben considerar se presentan en la figura II.2.1; ésta sirve de referencia para todas las condiciones y caracte-- rísticas señaladas a continuación para cada una de esas fuerzas.

PESO PROPIO.

El peso propio incluye el peso del concreto más el peso de accesorios tales como pilas, puentes, compuertas y mecanis-- mos. Es usual despreciar galerías y voladizos.

El peso propio de una sección cualquiera se calcula mul-- tiplicando el volumen de la misma, por el peso específico del - material que la conforma. La ecuación que define lo anteriores:

$$W = V \gamma_m \quad (2.2.1)$$

donde:

W - peso propio (Ton.)

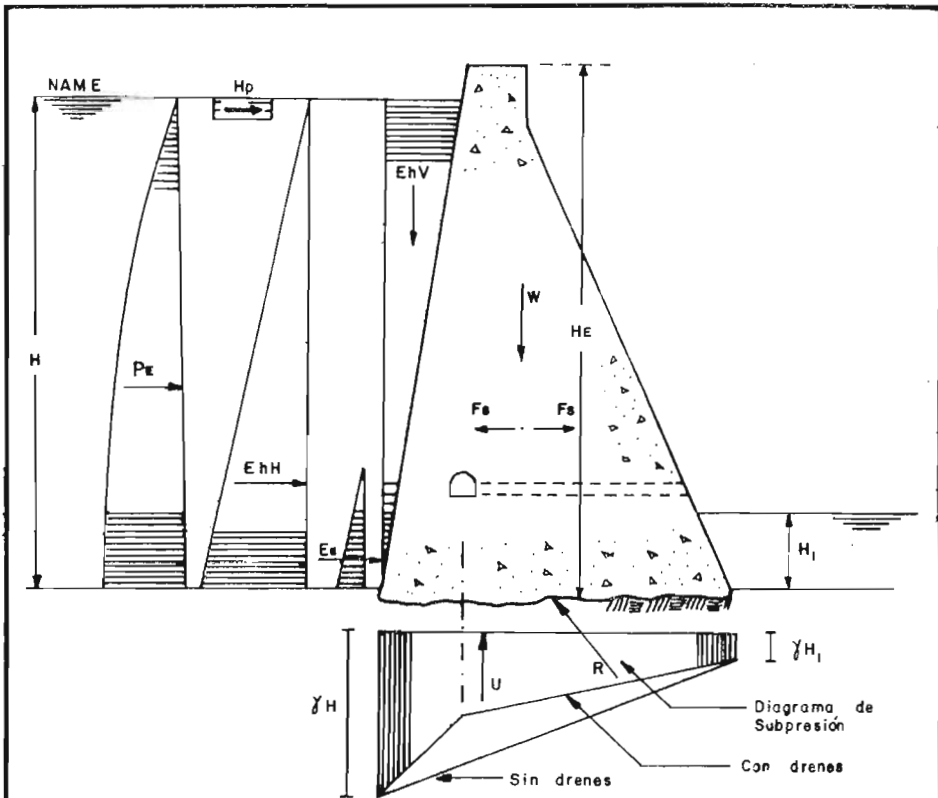
V - volumen de la sección; se considera un ancho unita-- rio de la sección analizada (m^3)

γ_m - peso específico del material (Ton/m^3).

Se asume que la línea de acción de W actúa en el centro de gravedad de la sección. Dependiendo del tipo de presa, el - peso propio que es una fuerza vertical, contribuye en menor o - mayor grado a resistir el empuje del agua; las presiones en la cimentación con un vaso de almacenamiento vacío son proporciona-- les al peso de la cortina, además, el peso influye en la magni-- tud y dirección de esfuerzos cuando existe una carga en el vaso (empuje hidrostático).

EMPUJE HIDROSTATICO.

El almacenamiento del agua produce una presión hidrostá-- tica aplicada en la cortina. Esta presión del agua varía con-- forme cambia la profundidad del tirante en el vaso. El empuje generado se puede descomponer en horizontal y vertical.



- H - Carga hidráulica en el vaso
- W - Peso propio de la estructura
- H_e - Altura estructural de la cortina
- H_1 - Carga hidráulica aguas abajo
- U - Subpresión hidrostática
- E_{hH} - Empuje hidrostático horizontal
- E_{hV} - Empuje hidrostático vertical
- E_a - Empuje de azolves
- F_s - Fuerzas adicionales por efecto de sismo horizontal en la masa de la estructura
- P_e - Sobrepresión provocada por el agua en el talud de aguas arriba, por efecto de sismo horizontal
- H_p - Presión de hielo
- R - Resultante (Fuerza efectiva equilibrante de la cimentación)

FIG.II.2.1 FUERZAS ACTUANTES EN PRESAS DE CONCRETO

La componente horizontal deducida de la aplicación del empuje sobre una proyección vertical del paramento de aguas arriba de la presa, se puede representar por una distribución triangular de presiones, cuya resultante se valúa con la ecuación:

$$E_h = \frac{\gamma H^2}{2} \quad (2.2.2)$$

donde:

- E_h - empuje hidrostático (Ton.)
- γ - peso específico del agua (1 Ton/m³).
- H - carga hidráulica en el vaso (m)

Esta resultante actúa a 2/3 H medidos desde la superficie del agua.

La presión unitaria P en los diferentes niveles se calcula con la ecuación:

$$P = \gamma H \quad (\text{Ton/m}^2) \quad (2.2.3)$$

Si aguas abajo de la cortina existe un tirante de agua, se hace intervenir la presión así generada en el análisis.

La componente vertical del empuje hidrostático se origina cuando el paramento de aguas arriba de la presa es ligeramente inclinado. Se define como una carga vertical estabilizadora igual al peso de la columna de agua arriba de dicha inclinación. Su línea de acción pasa por el centro de gravedad de la área así formada.

Complementariamente se menciona que en las cortinas vertedoras de cresta libre, la distribución de presiones presenta una forma trapezoidal como la indicada en la figura II.2.2. La fuerza resultante se aplica en el centro de gravedad de la sección.

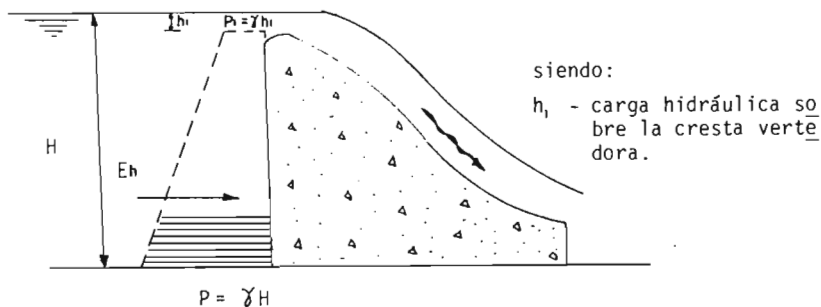


FIG. II.2.2. DISTRIBUCION DE PRESIONES EN CORTINAS VERTEADORAS.

SUBPRESION.

Los espacios vacíos del material de la cimentación y -- del concreto están ocupados por agua, la cual genera presiones en todas direcciones. Esta carga actúa en la base de la cortina, a pesar de los sistemas de impermeabilización y drenaje utilizados, debido a la presión desarrollada por el agua almacenada.

El criterio utilizado para su determinación se basa en las características de la cimentación, las medidas tomadas para eliminar la filtración, la efectividad del drenaje y los métodos constructivos empleados.

La magnitud de la subpresión depende del nivel del agua en el embalse (H), del nivel de agua de descarga (H_1) y de la distancia del paramento de aguas arriba al punto bajo análisis. Usualmente se supone una variación lineal del valor total de la subpresión, igual a la presión hidrostática generada aguas arriba, hasta un valor total o valor cero, conforme exista o no agua de descarga en el lado de aguas abajo. Para esta consideración la subpresión U en la base de la presa se calcula con la ecuación:

$$U = C_s \gamma \frac{H + H_1}{2} b \quad (\text{Ton.}) \quad (2.2.4)$$

en donde:

- b - ancho de la base de la sección (m)
- Cs - factor reductor de subpresión

La fuerza de subpresión resultante se aplica en el centro de gravedad del trapecoide de distribución considerado.

El factor Cs depende de la efectividad del sistema de drenaje. De acuerdo a este parámetro el factor Cs toma los valores siguientes:

- Cs = 0 - efectividad de drenes al 100%
- Cs = 1 - no existe drenaje
- $0.3 \leq Cs \leq 0.5$ - intervalo recomendado por el Bureau of Reclamation.

Conforme al sistema de drenaje, el diagrama de presiones original se abate como se muestra en la figura II.2.1.

En presas de materiales cementados las subpresiones están íntimamente relacionadas con las filtraciones; por lo que, para reducir esta acción del agua se debe controlar su flujo a través de la cortina, de la cimentación y la cortina, y de la cimentación misma. Algunos de los métodos o medidas para su control son los siguientes:

- . Debe cuidarse la calidad uniforme del concreto y en presas de mampostería se verificará la calidad de la piedra, la mezcla de junteo y la colocación.
- . La unión presa-cimentación debe optimizarse limpiando perfectamente la superficie de desplante, dejándola rugosa y controlando la primera capa de concreto.
- . En cimentaciones permeables generalmente se usa una pantalla de inyecciones a una profundidad de 0.5 a 0.7 H, siendo H la carga en el vaso, salvo que se hayan detectado posibles flujos de agua a una mayor profundidad. Esta pantalla se complementa con una carpeta de inyecciones de consolidación o amacise.

La medida más usual es construir drenes en la cortina y/o cimentación. En la cortina, los drenes se colocan general-

mente cerca del paramento de aguas arriba, teniendo cuidado de no producir fenómenos contradictorios como la tubificación directa producida por el vaso de almacenamiento.

Otras medidas para controlar la subpresión son: construcción de dentellones debajo o en el pie del paramento de aguas arriba, canales de drenaje (generalmente colocación de tubos) y colocación de zampeados en combinación con filtros y drenes.

EMPUJE DE AZOLVES.

Con la creación del almacenamiento los azolves que acarrea la corriente se depositan o acumulan en el paramento de aguas arriba, pudiendo llegar a ejercer una presión mayor que la hidrostática.

Cuando en el diseño se considera este empuje, su magnitud se podrá determinar por medio de la fórmula del empuje activo según Rankine:

$$Ea = \frac{\gamma' ha^2}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \quad (2.2.5)$$

en donde:

Ea - empuje de azolves (Ton.)

ha - altura o carga de azolves (m)

γ' - peso específico sumergido (Ton/m³)

$$\gamma' = \gamma_{SAT} - \gamma$$

γ_{SAT} - peso específico saturado (Ton/m³)

ϕ - ángulo de fricción interna

Cuando se tenga una cierta inclinación en el paramento de aguas arriba, éste empuje se podrá descomponer en horizontal y vertical según se muestra en la figura II.2.3.

Si se presenta lo anterior, para un diseño preliminar - la USBR recomienda para la componente horizontal:

$$Eah = \frac{\gamma' ha^2}{2} \quad \text{con } \gamma' = 0.36 \text{ Ton/m}^3 \quad (2.2.6)$$

y para la componente vertical (peso de la cuña formada):

$$E_{av} = \gamma' V \quad \text{con } \gamma' = 0.92 \text{ Ton/m}^3 \quad (2.2.7)$$

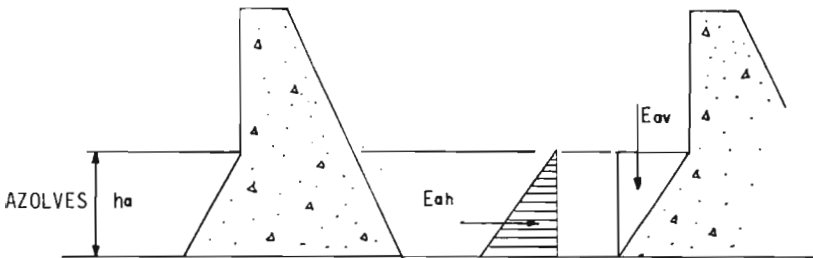


FIG.II.2.3. COMPONENTES HORIZONTAL Y VERTICAL DEL EMPUJE DE AZOLVES.

SISMO.

Los movimientos sísmicos provocan aceleraciones a las presas; pueden aumentar las presiones del agua y los esfuerzos en el cuerpo de la cortina. Para determinar las cargas por sismo se asume que la presa se mueve horizontalmente hacia aguas arriba y aguas abajo. Para lo cual se consideran dos efectos:

1) Aceleración de la masa de la cortina.

La fuerza para acelerar la masa M de la cortina, es una fracción del peso de ésta; se considera la sustitución del efecto dinámico por fuerzas horizontales según la ecuación:

$$F_s = Ma = \frac{Wa}{g} = W\alpha \quad (2.2.8)$$

en donde:

- F_s - fuerza sísmica (Ton.)
- W - peso propio (Ton.)
- α - coeficiente sísmico = $\frac{a}{g}$
- a - aceleración del sismo
- g - aceleración de la gravedad

Para áreas que no están sujetas a condiciones sísmicas extremas se supone para el diseño una aceleración horizontal igual a 0.1 g y una intensidad vertical menor o igual; siendo u-

sual un valor de 0.05 g.⁽¹⁾

La fuerza F_s actúa en el centro de gravedad de la sección analizada en ambas direcciones.

2) Incremento de la presión hidrostática por el empuje de la presa sobre el agua (sobrepresión P_E).

Se presenta debido a que la masa de agua no participa del desalojamiento del terreno. Entre los métodos existentes para valuar este efecto destacan el de Von Karman y el método de Zangar. En ambos, el problema es definir la porción de agua que se considera se mueve junto con la cortina. Por tal motivo, ésta usualmente se considera confinada entre una cierta curva parabólica y el paramento de aguas arriba de la presa. La sobrepresión se calculará de acuerdo a:

1) Von Karman sugiere emplear la ecuación:

$$P_E = 0.555 \alpha \gamma H^2 \quad (2.2.9)$$

aplicada a una distancia $\frac{4H}{3\pi}$ arriba del fondo de la base.

2) Zangar propone el cálculo de la sobrepresión P_E por medio de la ecuación:

$$P_E = C \alpha \gamma H \quad (2.2.10)$$

donde: C - coeficiente adimensional para la magnitud y distribución de presiones, valuado con:

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right) + \sqrt{\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right)} \right] \quad (2.2.11)$$

en donde:

H - tirante total en el vaso (m)

y - distancia vertical desde la superficie del agua en el vaso a la elevación bajo estudio (m)

C_m - valor máximo de C ; $f(\theta)$

Los valores de C para diferentes taludes y relaciones de y y H se pueden determinar con las gráficas mostradas en la figura II.2.4.

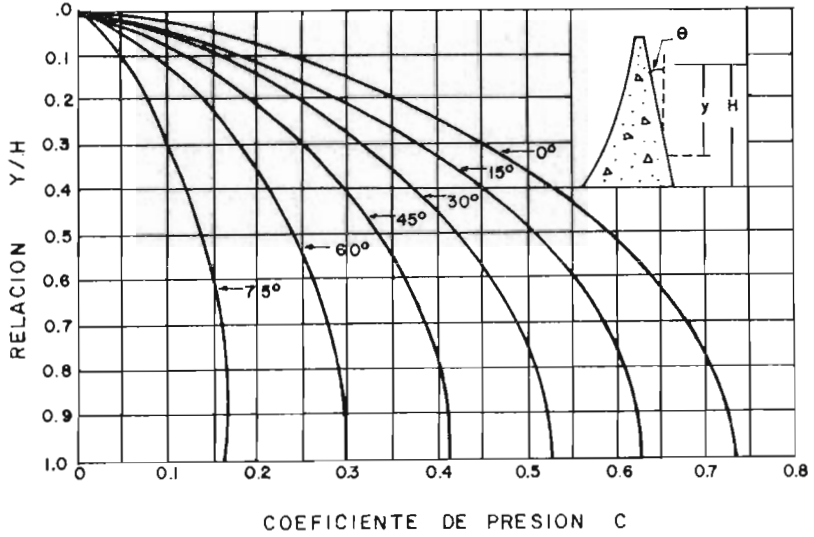
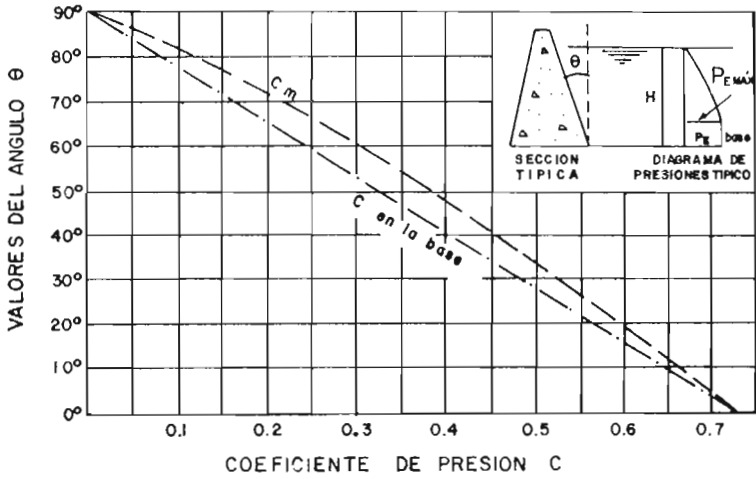


FIG.II.2.4 COEFICIENTE PARA LA MAGNITUD Y DISTRIBUCION DE SOBREPRESION SISMICA

Una vez conocida la sobrepresión P_E se puede calcular la resultante horizontal R_H de la distribución de sobrepresiones arriba de cualquier elevación "y" con la fórmula:

$$R_H = 0.726 P_E y \quad (2.2.12)$$

y el momento de volteamiento M_s sobre esa elevación con:

$$M_s = 0.299 P_E y^2 \quad (2.2.13)$$

Estos métodos dan resultados aproximadamente comparables.

Durante un sismo puede ocurrir el movimiento vertical - que ocasione la reducción tanto del peso del concreto, como del peso del agua; tal reducción es una función directa de la aceleración sísmica actuante.

PRESION DE HIELO.

La magnitud de estas presiones varía grandemente, dependiendo de los espesores de hielo que pueden formarse sobre los almacenamientos y de la inclinación de la cara de aguas arriba de la cortina.

Los espesores de hielo se forman por las bajas temperaturas. Consecuentemente, las grandes presiones se desarrollan por expansión de las capas de hielo como resultado del cambio de temperatura.

Como en el país no se presentan temperaturas tan bajas que propicien el congelamiento del agua, el efecto de este empuje no se considera en el análisis.

PRESION DEL VIENTO.

El efecto ocasionado por este empuje es mínimo en comparación con las diferentes fuerzas actuantes. Por lo que, su acción se puede desprestigiar en el diseño de una cortina.

El vector resultante de todas estas fuerzas será igual y opuesto a la fuerza efectiva equilibrante de la cimentación -

sobre la base de la presa. (Resultante R).

Conocidas las cargas que actúan en la estabilidad de -- una presa, para desarrollar el análisis de éstas, pueden considerarse las siguientes combinaciones:

a) Condiciones normales:

- Presa llena al nivel de aguas máximo de operación (-- NAMO).
- Empuje hidrostático.
- Peso propio.
- Subpresión.
- Azolves.
- Carga por cambios de temperatura*.
- Presión de hielo.

b) Presa vacía:

- Peso propio
- Con sismo o sin sismo.

c) Condiciones extraordinarias:

- Presa llena al nivel de aguas máximo extraordinario (NAME) o presa al NAMO + sismo.
- Empuje hidrostático.
- Peso propio.
- Subpresión.
- Azolves.
- Carga por cambios de temperatura*.

d) Condiciones extremas:

- Presa llena al NAMO.
- Empuje hidrostático.
- Peso propio.
- Subpresión.
- Azolves.
- Cambios de temperatura*.
- Sismo de diseño (sismo máximo creíble).

* Actúa siempre y cuando la presa sea monolítica. (Su análisis queda fuera del alcance de este trabajo).

2.2.2. Presas de Gravedad.

Conocidas las solicitaciones a que está expuesta una -- cortina de concreto, en la presente sección, se dan a conocer -- las consideraciones y criterios para el diseño de presas de gra-- vedad.

Usualmente se consideran tres criterios principales de diseño:

- a) Cargas.
- b) Métodos de Diseño.
- c) Esfuerzos permisibles.

La forma en que las cargas son aplicadas a la estructura determina el método de diseño. Además, es de suma importancia la forma en que éstas son transmitidas, a través de la presa, a la cimentación. Las limitaciones de estos métodos pueden subutilizarse en la evaluación de los esfuerzos permisibles.

2.2.2.1. Criterio de Cargas.

Este criterio, da a conocer el diseño preliminar de la estructura en base a las cargas actuantes. Para lo cual, se -- considera alguna de las combinaciones mencionadas anteriormente. Con este método, primeramente se realiza un dimensionamiento -- preliminar y después se verifica la estabilidad de la sección -- propuesta mediante una Teoría Preliminar de Análisis.

Dimensionamiento preliminar.

Para el dimensionamiento preliminar de la sección típica de una presa de gravedad, se hacen las siguientes suposiciones:

- a) Todas las fuerzas actuantes se pueden considerar en un mismo plano, por lo cual se podrán sustituir por

- una resultante.
- Dicha resultante R se aplicará dentro del tercio medio de la base, para evitar que se desarrollen esfuerzos de tensión en el concreto.
 - La sección analizada se considera de espesor unitario.

A continuación, se analiza el talud K y el ancho de la base b que en una presa de gravedad nos garantizan estabilidad y ausencia de tensiones.

Considerando el muro de sección triangular mostrada en la figura II.2.5, recordando la descripción hecha de las cargas a que está sujeta una presa de gravedad y asumiendo que el peso del muro produce esfuerzos de compresión tales que contrarresten las tensiones en el talón (ver figura II.2.5-b) se tiene:

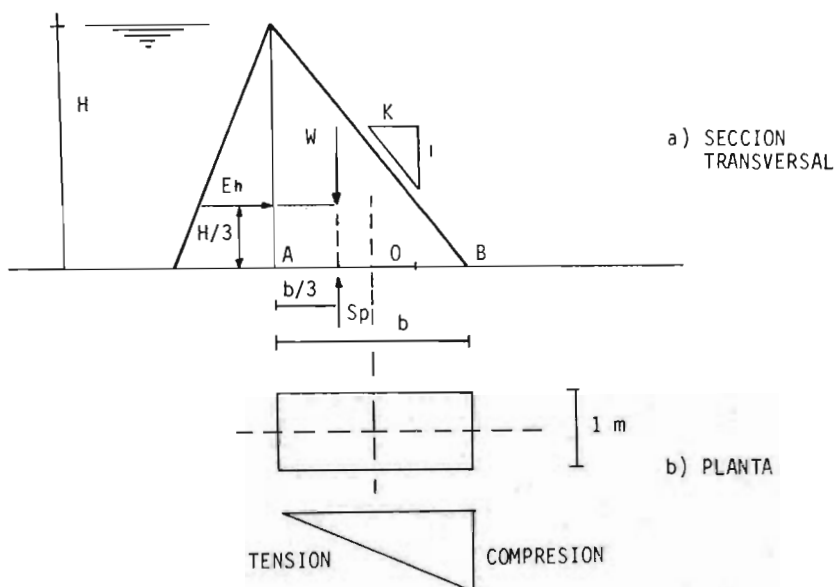


FIG. II.2.5. a), b). SECCION TEORICA PARA CALCULAR EL TALUD K Y EL ANCHO b .

Aplicando las ecuaciones (2.2.1), (2.2.2) y (2.2.4) para este caso, se tiene:

$$\text{Peso } W = V \gamma_m \frac{Hb}{2} \gamma_m$$

$$\text{Empuje hidrostático } E_h = \frac{\gamma H^2}{2}$$

$$\text{Subpresión } U = C_s \frac{\gamma Hb}{2}$$

y tomando momentos con respecto al punto "o" de la figura II.2.5

$$\Sigma M_o = 0 \quad (+)$$

$$E_h (H/3) + U (b/3) - W (b/3) = 0$$

sustituyendo valores y despejando b obtenemos:

$$b = H \left[\frac{\gamma}{\gamma_m - C_s \gamma} \right]^{1/2} \quad (2.2.14)$$

fórmula que da a conocer de una manera preliminar el ancho de la base de la sección analizada.

Conocida esta dimensión y con base en la figura II.2.5-a se puede calcular el talud de aguas abajo, ya que:

$$\frac{k}{b} = \frac{1}{H}$$

de donde:

$$k = \frac{b}{H}$$

Expresión que si se sustituye en la ecuación (2.2.14) - da a conocer el valor buscado:

$$k = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_m - C_s \gamma}} \quad (2.2.15)$$

De donde, se concluye que el talud K depende directamente del coeficiente de subpresión C_s definido anteriormente; por lo cual, la necesidad de incrementar el volumen de concreto depende directamente de las fuerzas de subpresión desarrolladas.

Si aceptamos que $\gamma = 1 \text{ Ton/m}^3$

$$\gamma_m = 2.4 \text{ Ton/m}^3 \quad (\text{para el concreto})$$

$$C_s = 0 \quad \text{y} \quad C_s = 1.0$$

y aplicamos la ecuación (2.2.15) obtenemos el talud mínimo que haría sostenerse al muro por su propio peso sin permitir tensiones.

$$0.645 \leq k \leq 0.845$$

Usualmente se utiliza un valor de $K=0.75$ para el diseño preliminar de las cortinas de gravedad (obtenido con $C_s=0.5$).

Se puede comprobar analíticamente y se ha observado en las presas ya construidas, que dar un talud en el paramento de aguas arriba ayuda a aumentar la estabilidad de la sección, se recomiendan valores del talud K_o de 0.05 a 0.1 .

Los valores así obtenidos son de gran utilidad para el desarrollo del análisis preliminar que a continuación se expone.

Teoría preliminar de análisis.

Conocida la sección teórica, ésta debe sustituirse por una sección real que detalle las dimensiones necesarias. Para el análisis preliminar de una presa tipo gravedad se requiere conocer la sección transversal de ésta, asumiendo un ancho unitario. La figura II.2.6 muestra la sección a considerar para el desarrollo del análisis.

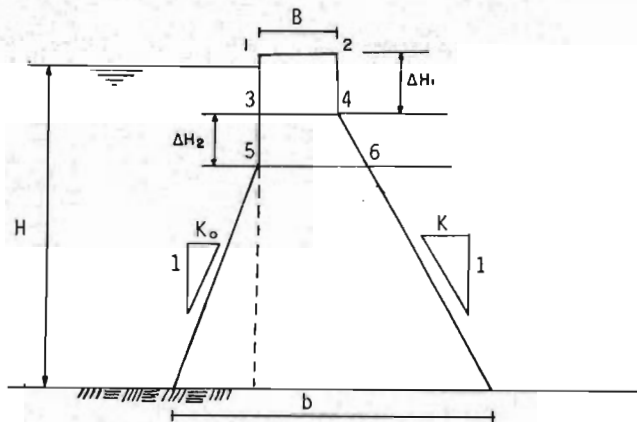


FIG.II.2.6. SECCION DE ANALISIS, PRESA DE GRAVEDAD.

Esta sección se considera que actúa independientemente de las secciones adyacentes. Su análisis se lleva a cabo paso a paso desde la parte superior hasta la base; las condiciones de trabajo serán a vaso lleno y a vaso vacío. Las dimensiones de la sección se determinan a continuación:

El ancho de la corona B se puede valuar con la ecuación:

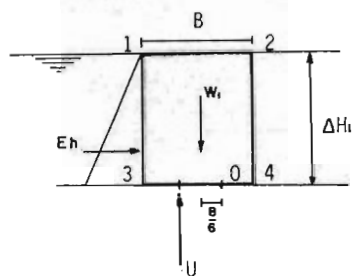
$$B = \sqrt{H} \quad (2.2.16)$$

siendo:

H - carga hidráulica en el vaso.

Esta expresión será válida, siempre y cuando la corona de la cortina no vaya a ser utilizada para tránsito de vehículos. En caso contrario se ajustará al ancho de los carriles ne cesarios.

Conocido el ancho de la corona y utilizando la combinación c) de cargas para un análisis, sin considerar azolves y cambios de temperatura, se procede a calcular H para lo cual se utiliza la sección 1, 2 - 3, 4 de la figura II.2.6 (ver figura II.2.7).



El valor de las fuerzas aquí actuantes es:

$$E_h = \frac{\gamma \Delta H^2}{2}$$

$$U = \frac{\gamma \Delta H_c B}{2} C_s$$

$$W_i = V_i \cdot \gamma_m = B \Delta H_c \gamma_m$$

FIG. II.2.7. SECCION RECTA AGUAS ABAJO (SECCION 1,2 - 3,4).

Tomando momentos con respecto al punto 0 tenemos:

$$\sum M_o = E_h \frac{\Delta H_c}{3} + U \frac{B}{3} - W_i \frac{B}{6} = 0 \quad (+)$$

y sustituyendo valores y despejando el valor de ΔH_c se tiene:

$$\Delta H_c = B \sqrt{\frac{\gamma_m - \gamma C_s}{\gamma}} \quad (2.2.17)$$

Conocida esta dimensión, a continuación se determinará el valor de ΔH_2 haciendo uso de la sección 3,4 - 5,6 de la figura II.2.6. La figura II.2.8 muestra la sección a considerar.

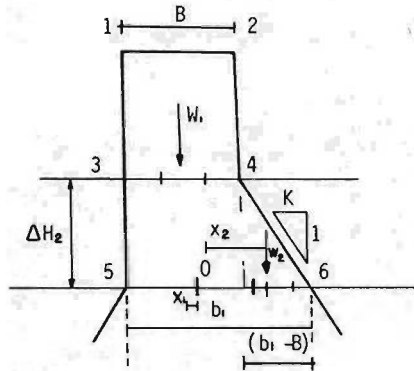


FIG.11.2.8. SECCION HASTA EL INICIO DEL PARAMENTO INCLINADO AGUAS ARRIBA.

Eligiendo la combinación de cargas a presa vacfa sin sismo y procediendo como anteriormente se hizo, obtenemos:

$$\sum M_o = W_2 X_2 - W_1 X_1 = 0$$

de donde:

$$X_2 = \frac{2}{3} b_1 - \frac{2}{3} (b_1 - B)$$

$$X_2 = \frac{2}{3} B$$

y
$$X_1 = \frac{b_1}{3} - \frac{B}{2}$$

$$X_1 = \frac{2 (b_1 - B)}{6} - \frac{B}{6}$$

y de la figura II.2.8 por triángulos semejantes se tiene:

$$\frac{K}{(b_1 - B)} = \frac{1}{\Delta H_2}$$

$$(b_1 - B) = K \Delta H_2$$

sustituyendo este valor en X_1 obtenemos:

$$X_1 = \frac{(K \Delta H_2)}{3} - \frac{B}{6}$$

De la misma figura, las áreas para valuar los pesos respectivos son:

$$A_1 = B (\Delta H_1 + \Delta H_2) ; W_1 = V_1 \gamma_m$$

$$A_2 = \frac{(b_1 - B) \Delta H_2}{2} = \frac{K (\Delta H_2)^2}{2} ; W_2 = V_2 \gamma_m$$

Así, sustituyendo valores en la ecuación de momentos y despejando H_2 , finalmente tenemos:

$$\frac{1}{2} K (\Delta H_2)^2 \gamma_m \left[\frac{2}{3} B \right] = \gamma_m B (\Delta H_1 + \Delta H_2) \left[\frac{2 K \Delta H_2}{6} - \frac{B}{6} \right]$$

de donde:

$$\Delta H_2 = \frac{B \Delta H_1}{2K \Delta H_1 - B} \quad (2.2.18)$$

De la misma forma se pueden ir tomando secciones a distintos niveles hasta llegar a considerar la sección total presentada en la figura II.2.6.

2.2.2.2. Criterio de los Métodos de Diseño.

Dado el alcance de este trabajo y la problemática implícita en la determinación de esfuerzos en una estructura de este tipo. A continuación se exponen teóricamente algunos criterios para análisis de esfuerzos en presas de gravedad.

METODO DE LA LEY TRAPEZOIDAL.

Este método puede considerarse de análisis preliminar. Criterio de análisis llamado así, debido a que los esfuerzos normales σ_x para planos horizontales, comúnmente, se asumen con una distribución lineal de forma trapezoidal (ver figura II.2.9). El suponer una distribución de esta forma, simplifica grandemente el análisis de esfuerzos cortantes y esfuerzos principales.

Cabe decir que la diferencia de presiones normales totales sobre dos planos horizontales puede producir el cortante total sobre la sección de área vertical entre estos planos; y la diferencia de magnitudes de los esfuerzos cortantes entre dos planos horizontales puede producir la carga horizontal entre es

tos planos, estableciendo así esfuerzos normales horizontales - (ver figura II.2.10).

Conocidos los esfuerzos cortantes, los esfuerzos normales verticales y normal horizontales es posible determinar la magnitud y dirección de los esfuerzos principales primario y secundario. Asimismo, los esfuerzos de cortante máximo.

En la figura II.2.9 se aprecia que los esfuerzos medidos en modelos estructurales y en presas existentes revelan que la distribución de presiones normales verticales no es rectilínea sino curvilínea. En tanto que, en la figura II.2.10 se aprecia que los esfuerzos de cortante máximo ocurren cerca del paramento de aguas abajo en una área de mínima presión vertical. ⁽¹⁾

METODO DEL ELEMENTO FINITO.

Debido a que el método de la Ley Trapezoidal produce esfuerzos, usualmente, poco confiables de aceptar en un proyecto definitivo. Para obtener resultados más realistas se han creado elementos de análisis más poderosos. Uno de ellos es el Método del Elemento Finito; criterio en el que la estructura y su cimentación son divididos en elementos triangulares contiguos y las propiedades elásticas de cada uno de esos elementos pueden ser analizadas y evaluadas por ecuaciones lineales simultáneas para cada punto nodal formado (ver figura II.2.11). Debido a lo complejo de estas ecuaciones, sólo es posible resolverlas utilizando computadoras digitales.

El método del Elemento Finito hace posible el análisis de esfuerzos en presas cimentadas sobre material con características elásticas diferentes a las del concreto. Los esfuerzos así obtenidos son afectados por factores tales como: cantidad de concreto empleado, espacio y colocación de juntas constructivas, temperatura en el agua del embalse y esfuerzo alcanzado por el concreto. ⁽²⁾

(1) Para una mejor y más amplia información ver: "Methods of Analysis, the Gravity Method of Stress and Stability Analysis" USBR. 1975 2. Referencias 4 y 21

(2) Para más detalles Ver Referencias 4

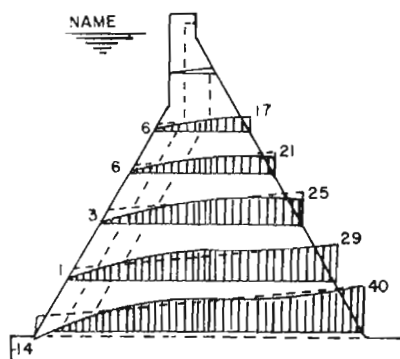


FIG.II.2.9 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES σ_x SOBRE PLANOS HORIZONTALES

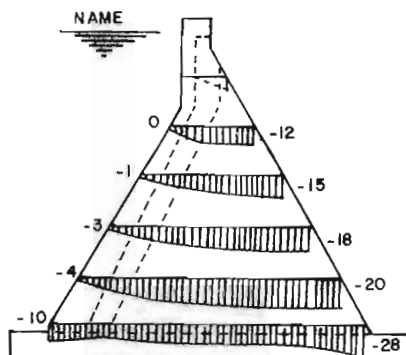


FIG.II.2.10 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CORTANTES EN PLANOS HORIZONTALES

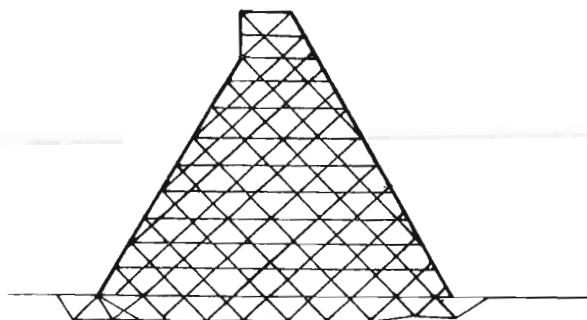


FIG II.2.11 METODO DEL ELEMENTO FINITO (DIVISION EN ELEMENTOS TRIANGULARES CONTIGUOS)

METODO DE LAS CARGAS DE PRUEBA. (TRIAL-LOAD).

Este método es utilizado con gran aceptación para el diseño de presas de gravedad y de arco. También es conocido como método de los arcos-muros. En la aplicación de este criterio, se trata a la cortina como un elemento monolítico empotrado en el fondo y las laderas de la boquilla. El análisis se hace por tanteos, distribuyendo las cargas entre los sistemas estructurales de arco y de muros hasta igualar las deflexiones en sus puntos de intersección.

Se busca repartir las cargas tratando de igualar deformaciones. Con este método se pretende repartir la carga entre dos sistemas estructurales: uno de muros en voladizo empotrados en la cimentación y otro de vigas horizontales. Además, el método permite tomar en cuenta todas las fuerzas actuantes y sus efectos de flexión, torsión, cortantes y esfuerzo normal.

En ocasiones esto se simplifica, haciendo caso omiso de algún esfuerzo o bien reduciendo el número de elementos. Originalmente este método fue desarrollado por Westergaard para el - U.S.B.R.⁽¹⁾

2.2.2.3. Criterio de Esfuerzos Permisibles.

Una cortina debe ser lo suficientemente estable para evitar el deslizamiento, el volcamiento y que las fatigas originadas por las cargas, en los materiales de la cortina y de la cimentación, sean mayores que las permisibles. Para prevenir estos efectos, es conveniente considerar en el diseño ciertos factores de seguridad oscilantes en un valor medio que no incremente el costo de la obra.

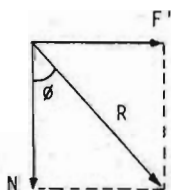
. Análisis y factor contra deslizamiento.

Dentro del cuerpo de la cortina, así como en el plano -

(1) Referencia 4

de contacto entre ésta y la cimentación, las fuerzas horizontales empujan a la cortina para hacerla deslizar, en el mismo sentido, hacia aguas abajo.

Las fuerzas resistentes al deslizamiento, son las producidas por la fricción y la resistencia al cortante del concreto o de los materiales de la cimentación. Esta última fuerza depende de la cohesión y fricción internas inherentes. El valor máximo de la fricción ocurre en el momento en que se pierde el equilibrio. A este valor corresponde un ángulo de fricción, formado por la reacción total R y la reacción normal N al ocurrir la fricción límite.



$$\tan \phi = \mu = \frac{F'}{N}$$

siendo:

$$N = \sum \text{Fuerzas verticales}$$

$$\mu = \text{coeficiente de fricción}$$

Por lo tanto, el valor máximo de la fuerza de fricción será igual a la suma de fuerzas verticales multiplicada por el coeficiente de fricción; en consecuencia, si la suma de fuerzas horizontales ($\sum F_H$) es menor que dicho valor, no ocurrirá el deslizamiento.

$$\sum F_H \leq \mu \sum F_V \quad (2.2.19)$$

Si a esta fuerza de fricción se le agrega la resistencia producida por los esfuerzos cortantes horizontales; desarrollados por secciones horizontales rugosas, la expresión (2.2.19) se modifica:

$$\sum F_H \leq \mu \sum F_V + CA \quad (2.2.20)$$

donde:

C - resistencia al esfuerzo cortante

A - área de la sección, de ancho unitario

Relación que da origen al factor de resistencia al des-

lizamiento o coeficiente de deslizamiento expresado como:

$$FRD = \frac{\sum \text{de las fuerzas que se oponen al deslizamiento}}{\sum \text{de fuerzas horizontales que lo provocan}}$$

es decir:

$$FRD = \frac{c \sum F_v + \sum A}{\sum F_H} \quad (2.2.21)$$

Si la relación anterior, es igual a uno, la cortina está a punto de deslizarse, por lo tanto, este factor de seguridad deberá ser mayor que la unidad.

$$FRD > 1$$

Los valores de $\tan \phi$ son particulares para cada material y se determinan en cada caso por pruebas de laboratorio. A continuación se dan algunos valores característicos:

| | $\tan \phi$ |
|-------------------------------------|-------------|
| Concreto sobre concreto o roca sana | 0.75 |
| Concreto sobre grava | 0.50 |
| Concreto sobre arena | 0.40 |
| Concreto sobre arcilla | 0.33 |

. Análisis de los esfuerzos de tensión.

Generalmente, en las presas de gravedad no se admiten esfuerzos de tensión. Sin embargo, se pueden tolerar tensiones cuando solo actúan hasta un 10% de la longitud total de la sección. Para que no se presenten tensiones en una sección de gravedad, la posición extrema de la resultante deberá coincidir -- con el límite del tercio medio, dentro del núcleo central de la sección.

Si se acepta que los materiales de la cortina siguen la Ley de Hooke y la hipótesis de la deformación plana, los valores de las fatigas máxima y mínima en los puntos extremos de la sección se pueden calcular mediante la fórmula de la escuadría:

$$\sigma_x \begin{matrix} \text{máx} \\ \text{mín} \end{matrix} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y \quad (2.2.22)$$

en donde:

σ_x - fatiga normal (Ton/m²)

- N - fuerza normal, suma de fuerzas verticales (Ton.)
 A - área de la sección (m^2)
 M - suma de los momentos de las fuerzas actuantes (Ton-m)
 I - momento de inercia de la sección en análisis (m^4)
 y - distancia del centro de gravedad de la sección al punto donde se valúa la fatiga.

De la sección teórica presentada en la figura II.2.12. se podrán determinar las condiciones para evitar tensiones en una sección de gravedad.

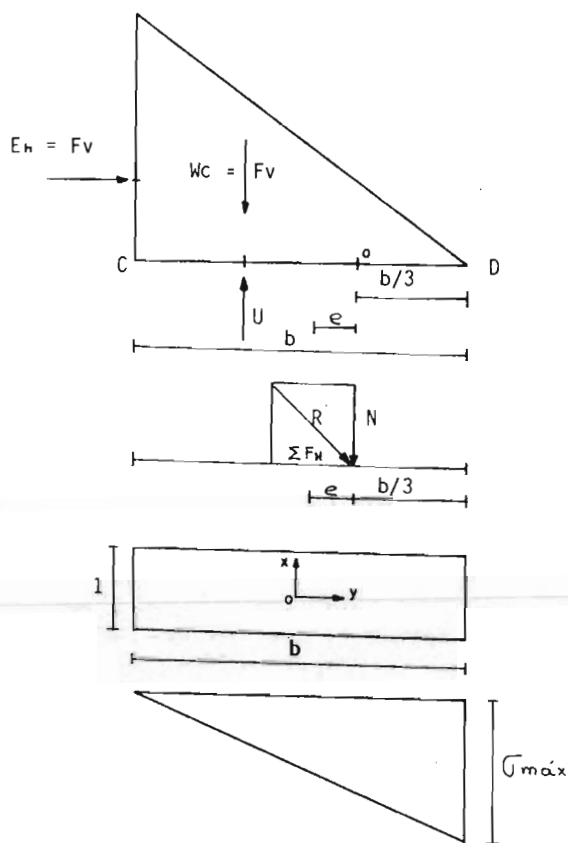


FIG.II.2.12. SECCION TEORICA, ESFUERZOS DE TENSION.

De esta figura se deducen las siguientes relaciones:

$$\begin{array}{ll} 1) N = Fv - U & 4) I = \frac{b^3}{12} \\ 2) A = b \cdot 1 = b & 5) y = \pm \frac{b}{2} \\ 3) M = \Sigma M_o = (Fv - U)e & \end{array}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (2.2.22) se tiene:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{máx}} \\ \sigma_{\text{mín}} &= \frac{N}{b} \pm \frac{N \cdot e}{\frac{b^3}{12}} \cdot \frac{b}{2} \\ \sigma_{\text{máx}} \\ \sigma_{\text{mín}} &= n \left(\frac{1}{b} \pm \frac{6e}{b^2} \right) \end{aligned} \quad (2.2.23)$$

En condiciones de carga, la fórmula de la escuadría indica una distribución de esfuerzos máxima en el punto D. Por lo cual, la ecuación (2.2.23) puede expresarse:

$$\frac{1}{b} - \frac{6e}{b^2} = 0$$

de donde:

$$e = \frac{b}{6} \quad (2.2.24)$$

Esta expresión indica, que la excentricidad de la resultante no debe exceder de un sexto de la base de la cortina, a partir del centro de la misma, lo que obliga a esta resultante, a caer dentro del tercio medio de la base tanto en el análisis a presa llena como a presa vacía.

Sustituyendo el valor de "e" en la ecuación (2.2.23) obtenemos la fatiga máxima y mínima:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{máx}} \\ \sigma_{\text{mín}} &= N \left(\frac{1}{b} \pm \frac{6e}{b^2} \right) = \frac{N}{b} \left(1 \pm \frac{6(b/6)}{b} \right) \\ \sigma_{\text{máx}} \\ \sigma_{\text{mín}} &= \frac{N}{b} (1 \pm 1) \\ \sigma_{\text{mín}} &= 0 \\ \sigma_{\text{máx}} &= \frac{2N}{b} \end{aligned} \quad \begin{array}{l} (2.2.25) \\ (2.2.25.1) \end{array}$$

Recordando que el esfuerzo vertical $\sigma_v = \frac{N}{b}$; el esfuerzo o fatiga máxima podrá evaluarse también por medio de la expresión:

$$\sigma_{\text{máx}} = 2 \sigma_v \quad (2.2.25.2)$$

. Factor de seguridad contra el volteo.

Bajo la acción de las fuerzas externas, las presas de gravedad tienden a fallar girando alrededor de su pie. Es evidente que antes de que la estructura sufra el volteo como cuerpo rígido, habrán fallado sus materiales por tensión en el tálion y/o por aplastamiento en el pie. Para evitar el volteo de la estructura deberá satisfacerse, que la suma de los momentos de todas las fuerzas verticales que actúan sobre la sección, sea mayor que la suma de los momentos de las fuerzas horizontales y de la subpresión, es decir:

$$\Sigma M_o F_v > \Sigma M_o F_H + M_o U$$

$$FSV = \frac{\Sigma M_o F_v}{\Sigma M_o F_H + M_o U} \geq 1 \quad (2.2.26)$$

siendo:

- FSV - factor de seguridad al volteo
- $M_o F_v$ - momento producido por las fuerzas verticales
- $M_o F_H$ - momento producido por las fuerzas horizontales
- $M_o U$ - momento producido por la fuerza de subpresión

. Esfuerzos Permisibles.

En este caso, el problema es determinar los esfuerzos internos que se desarrollan en los materiales de la cortina, así como los de la cimentación. El esfuerzo interno permisible de los materiales es determinado por pruebas de laboratorio. Este predice la capacidad o comportamiento de los materiales al aplicarles ciertas cargas.

En cortinas del tipo gravedad, el concreto a utilizar se ensaya primeramente fijando una resistencia mínima suficiente que adquirirá en un tiempo relativamente corto (durante la construcción), y posteriormente a una resistencia definitiva a

los 365 días que será la resistencia de diseño.

En cuanto a la capacidad de carga de los materiales de la cimentación, estos serán obtenidos directamente por pruebas de laboratorio. La prueba a utilizar dependerá del tipo de cimentación.

Los esfuerzos normales verticales calculados con la fórmula de la escuadría, no son los máximos que se pueden presentar. Los esfuerzos máximos ocurren en los planos principales - que son inclinados. La orientación de estos esfuerzos corresponde a una perpendicular al paramento de aguas abajo, en donde el esfuerzo cortante es nulo. La figura II.2.13 muestra esta situación.

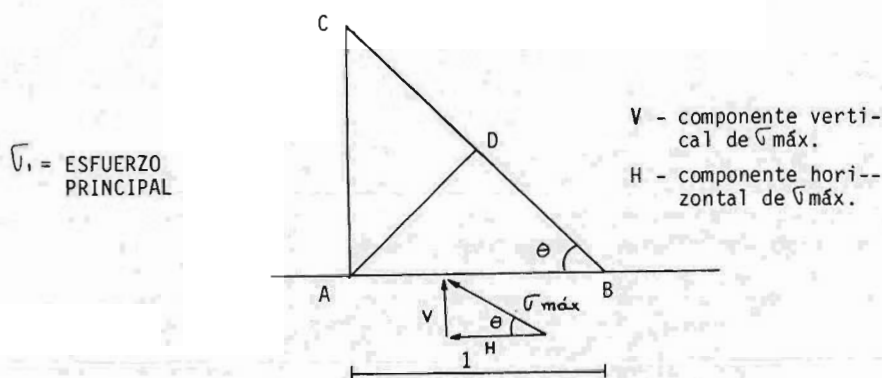


FIG.11.2.13. PLANO DE ESFUERZO NORMAL MAXIMO.

De la trigonometría de la figura anterior se tiene:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{V}{\text{sen } \theta} \quad (\text{actuando en el plano AB})$$

Sin embargo, el esfuerzo máximo actúa en el plano AD, - ya que éste, es un plano principal:

$$AD = AB \text{ sen } \theta = \frac{V}{\sigma_{\text{máx}}} \text{ sen } \theta$$

$$V = \sigma_{\text{máx}} \text{ sen } \theta \cdot AD$$

$$V = \sigma_{\text{máx}} \text{ sen }^2 \theta$$

De donde, el esfuerzo máximo estará dado por:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{V}{\text{sen}^2 \theta} = V \text{ cosec}^2 \theta \quad (2.2.27)$$

2.2.3. Presas de Contrafuertes.

Una presa de contrafuertes presenta un comportamiento similar al de una presa del tipo de gravedad no masiva. De acuerdo a las características geométricas de uno y otro tipo, en las presas de contrafuertes se hace énfasis en la reducción de las fuerzas de subpresión y el efecto estabilizante que produce el peso del agua en el talud de aguas arriba. Características con lo cual, se incrementa el valor de los factores de seguridad y se obtienen mejores distribuciones de esfuerzos; lo que a su vez, permite un aprovechamiento más adecuado del concreto utilizado en la construcción de este tipo de presas. En esta sección se indican algunas consideraciones y métodos para el análisis de estabilidad de una presa de contrafuertes.

2.2.3.1. Consideraciones Generales.

De las fuerzas, que en general, actúan en las presas de materiales cementados o de concreto, las que normalmente actúan en una presa de contrafuertes, con algunas características distintas son:

- a) El peso propio de la estructura (W).
- b) El empuje hidrostático en el talud de aguas arriba, el cual se considera variando uniformemente sobre dicha superficie inclinada. Este empuje se divide en dos componentes: una horizontal (E_{H}) y la otra vertical (E_{V}); esta última actuando como gran fuerza estabilizadora.
- c) El empuje y peso de azolves sobre el talud de aguas arriba.

Para lo cual se pueden considerar los valores adoptados por el USBR:

Carga horizontal (empuje) $\gamma_z = 1.36 \text{ Ton/m}^3$.

Carga vertical (peso) $\gamma_z = 1.92 \text{ Ton/m}^3$.

Estos valores son utilizados para obtener las características preliminares de una estructura, cuando no se conocen las características del posible material que se azolvará en la vida útil de la obra.

- d) La subpresión hidrostática, que decrece linealmente desde un valor máximo inicial en la cara de aguas arriba, igual a la carga total en el embalse, hasta un décimo de ésta en donde empieza a reducirse el machón o contrafuerte, y de ahí, decrece linealmente hasta cero en la cara de aguas abajo. En la figura II.2.14 se muestra tal distribución. Al considerar la presión de poro, ésta se adopta con valores similares a los obtenidos para las fuerzas de subpresión.

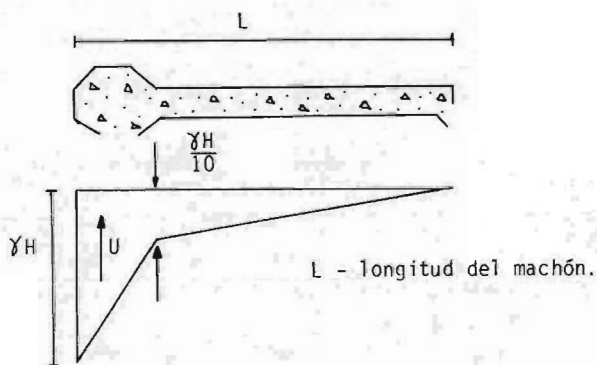


FIG. II.2.14. DISTRIBUCION DE LA SUBPRESION HIDROSTATICA EN UNA PRESA DE CONTRAFUERTE.

Todas estas fuerzas además de la producida por sismo se calculan de acuerdo con lo expuesto en la sección 2.2.1.

2.2.3.2. Análisis de la Sección Teórica en Presas de Contrafuertes.

Los taludes óptimos en presas de contrafuertes, se pue-

den determinar analizando contra volteo y deslizamiento una sección teórica en cualquiera de los contrafuertes. Esta sección puede ser como la que se muestra en la figura II.2.15.

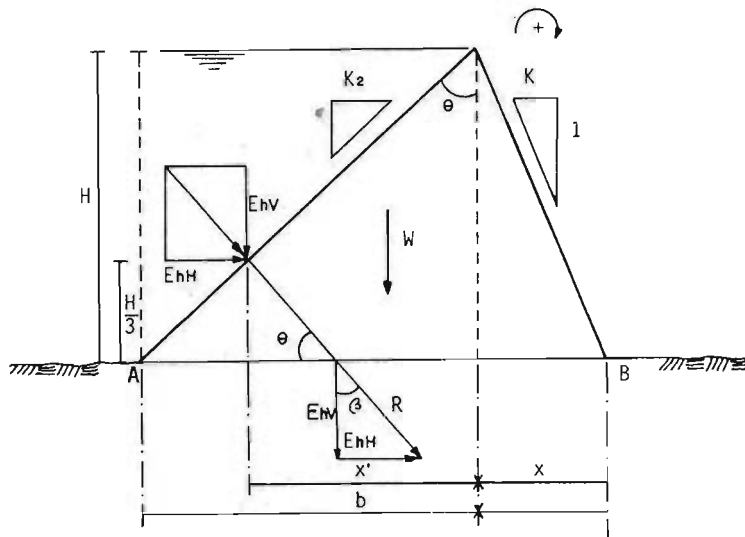


FIG.II.2.15. SECCION TEORICA DE ANALISIS.

El primer análisis a realizar es contra el volteo, para lo cual, se consideran las siguientes hipótesis:

a) Las fuerzas de subpresión pueden despreciarse en este tipo de presas, debido a que no existe una superficie continua en contacto con la cimentación.

b) El peso de los machones no se toma en cuenta.

Conocidas estas hipótesis y tomando momentos con respecto al punto B de la figura II.2.15 y cumpliéndose la siguiente condición de estabilidad:

$$E_{hV} (x' + x) \geq E_{hH} \frac{H}{3} \quad (2.2.28)$$

Además de considerar los valores de las siguientes fuerzas:

$$E_{hH} = \frac{\gamma H^2}{2} L_0$$

$$E_{hV} = \frac{\gamma H^2}{2} L_0 \tan \theta$$

$$x' = \frac{2}{3} H \tan \theta$$

donde:

L_0 - distancia de centro a centro de machón
(usualmente del orden de 3 veces el ancho de la base del machón).⁽¹⁾

Si se sustituyen estas ecuaciones en la igualdad (2.2.28), se podrá obtener el valor mínimo permisible del ángulo θ .

$$\frac{\gamma H^2}{2} L_0 \tan \theta \left[\frac{2}{3} H \tan \theta + x \right] \geq \frac{\gamma H^2}{2} L_0 \left(\frac{H}{3} \right)$$

$$\frac{2}{3} H \tan^2 \theta + x \tan \theta \geq \frac{H}{3} \quad (2.2.29)$$

$$x \geq \frac{H (1 - 2 \tan^2 \theta)}{\tan \theta} \quad (2.2.29.1)$$

$$\frac{x \tan \theta}{H} \geq (1 - 2 \tan^2 \theta) \quad (2.2.29.2)$$

La condición más crítica será a presa vacía ($H=0$) por lo cual, de la ecuación anterior se obtiene:

$$2 \tan^2 \theta = 1$$

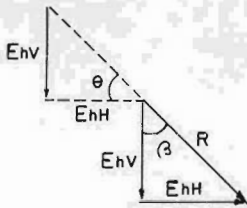
de donde:

$$\theta = 35^\circ 25'$$

Que es el valor mínimo permisible del ángulo vertical en el talud de aguas arriba.

El siguiente análisis para conocer los taludes óptimos de una presa de contrafuertes, será contra deslizamiento. Para lo cual, de la figura II.2.15 se aísla el diagrama de fuerzas - mostrado en la figura II.2.16.

(1) Referencia 5



De la geometría de esta figura se tiene:

$$\tan \beta \geq \frac{E_{hH}}{E_{hV}} \quad (2.2.30)$$

$$\tan \beta \geq \cot \theta \quad (2.2.30.1)$$

FIG.II.2.16 DIAGRAMA DE FUERZAS HIDROSTATICAS

$$\text{Además si se supone: } \tan \beta = \mu \quad (2.2.30.2)$$

donde:

μ - coeficiente de fricción estática

y si se considera que la cimentación es roca ($\mu \doteq 0.75$)*, de la ecuación (2.2.30.2) se obtiene:

$$\tan \beta = 0.75$$

$$\beta \doteq 37^\circ$$

sustituyendo este valor en la ecuación (2.2.30.1) se tiene:

$$\tan 37^\circ \geq \cot \theta$$

y de la geometría de la figura II.2.16 se obtiene finalmente:

$$\theta \leq 53^\circ$$

Valor considerado como límite máximo permisible del ángulo vertical del talud de aguas arriba.

Así, debe cumplirse: $35^\circ \leq \theta \leq 53^\circ$

Continuando dicho análisis y considerando el peso propio de la estructura como una fracción del peso de la cuña de agua, por ejemplo $r = 1/3$ *, la ecuación (2.2.30) se transforma en:

$$\tan \beta \geq \frac{E_{hH}}{E_{hV} + W} \quad (2.2.31)$$

$$\text{o} \quad \tan \beta \geq \frac{E_{hH}}{E_{hV} + r E_{hV}} \quad (2.2.31.1)$$

Recordando que $\cot \theta = \frac{E_{hH}}{E_{hV}}$ y $\tan \beta = \mu \doteq 0.75$, de la ecuación anterior se obtiene finalmente:

$$\tan \beta \geq \frac{\cot \theta}{1+r}$$

$$\tan \beta \geq \frac{\cot \theta}{1+1/3}$$

* Valor empírico.

$$\tan(\beta) \geq \frac{3}{4} \cot \theta$$

$$\frac{3}{4} \geq \frac{3}{4} \cot \theta$$

$\therefore \theta = 45^\circ$ (ángulo medio aproximado)

Lo que implica un talud $K_2 = 1.0$

Sustituyendo el ángulo medio aproximado en la ecuación (2.2.29) se tiene:

$$x = \frac{H}{3}$$

de la geometría de la figura II.2.15 tenemos:

$$\frac{K}{x} = \frac{1}{H}$$

de donde, sustituyendo el valor de x obtenemos el valor del talud de aguas abajo

$$K = 0.33$$

Por lo tanto, se concluye que los taludes óptimos de aguas arriba y aguas abajo para una presa de contrafuertes son, respectivamente:

$$K_2 = 1.0$$

$$K = 0.33$$

2.2.3.3. Consideraciones para el dimensionamiento preliminar.

Los principales factores que deben tomarse en cuenta para el diseño de una presa de contrafuertes son: el espaciamiento y espesor de las machones, el tipo y espesor de la superficie inclinada, los taludes, la cimentación, el control de la temperatura de fraguado y el tipo de juntas.

El Bureau of Reclamation ha realizado algunos estudios

e investigaciones al respecto. A continuación se dan a conocer algunos de los resultados prácticos obtenidos:

a) El espaciamiento de machones en cortinas de arcos -- múltiples debe ser aproximadamente de 15.25 a 18.30 m.

b) La separación entre machones en presas tipo Ambursen con altura entre 15.25 y 30.50 m. se recomienda que sea de 4.55 a 6.10 m.

c) El espesor b_0 de machones de cabeza masiva dependiendo de la separación entre machones L_0 y de su altura H_E , puede calcularse respetando las siguientes condiciones (ver figura - II.2.17).

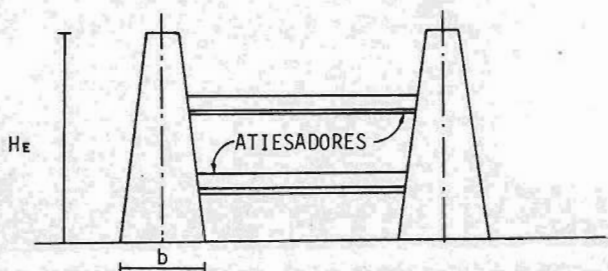


FIG.II.2.17. CONTRAFUERTE, VISTA DESDE AGUAS ABAJO.

- 1) La relación $\frac{H_E}{b_0} \leq 12$ para contrafuertes sin atiesadores.
- 2) $2 \leq \frac{L_0}{b_0} \leq 3$
- 3) Que el esfuerzo máximo permisible de trabajo a compresión y a tensión sean de 70.0 y 10.5 Kg/cm² respectivamente.

d) La longitud de la base, debe variar entre 1.0 y 1.5 veces la carga hidráulica a cualquier elevación.

2.2.3.4. Método de cálculo de esfuerzos en el cuerpo del Contrafuerte.

2.2.3.4. Método de cálculo de esfuerzos en el cuerpo del Contrafuerte.

Este método es aplicable a varios tipos de presas de -- contrafuertes, así como a presas de gravedad, con las consideraciones propias de cada caso.

La determinación de esfuerzos se hace mediante el equilibrio de secciones de tajadas horizontales. Se considera una distribución de esfuerzos verticales sobre planos horizontales con variación lineal, por lo tanto, estos se pueden calcular mediante la fórmula de la escuadría (ver ecuación 2.2.22).

A partir de los esfuerzos verticales σ_x , pueden ser determinados los esfuerzos cortantes verticales y horizontales τ_{xy} , y así, los esfuerzos horizontales σ_y . Conocidos estos, se podrán valuar el primero y segundo esfuerzos principales en magnitud y dirección. Asimismo, con estos se podrá definir el estado de esfuerzos alrededor de un punto.⁽¹⁾

2.2.3.5. Revisión de esfuerzos en la cabeza y cuerpo de los Machones.

a) Revisión en la cabeza, Funciones de Airy.

Las cabezas de los machones se revisan por medio de un análisis bidimensional de los esfuerzos, en una tajada normal - al talud aguas arriba, haciendo uso de la función de Airy e integrando la ecuación biarmónica en el interior a partir de las ecuaciones de frontera.

Este análisis elástico bidimensional se puede hacer de dos formas: la primera, considerando un estado bidimensional de esfuerzos y la segunda optando por un estado plano de deformaciones.

Las ecuaciones elásticas que permiten valorar las magnitudes de los esfuerzos, son las de equilibrio interno y la deducida de la condición de Lévy (esta última de acuerdo a las ecuaciones de compatibilidad de las deformaciones y de la ley de --

(1) Para más detalles ver referencias 5,4,21

Hooke generalizada) las cuales se indican a continuación:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + x = 0 \quad (2.2.32)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{x} + \frac{\partial \tau_y}{y} + y = 0 \quad (2.2.33)$$

$$\nabla^2(\sigma_x + \sigma_y) = 0 \quad (2.2.34)$$

La solución a este estado bidimensional, consiste en integrar las tres ecuaciones anteriores, debiéndose satisfacer -- las condiciones de frontera siguientes:

$$\sigma_x = \sigma_x \cos \alpha + \tau_{xy} \cos \beta \quad (2.2.35)$$

$$\sigma_y = \tau_{xy} \cos \alpha + \sigma_y \cos \beta \quad (2.2.36)$$

y la solución al sistema de ecuaciones es:

$$\nabla^4 \phi = \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \phi}{\partial y^4} = 0 \quad (2.2.37)$$

Solución en la que se cuenta con igualdades que permiten encontrar fácilmente los valores de ϕ y sus dos parciales -- en todo punto P de la frontera.

La integración de la ecuación biarmónica se efectúa por diferencias finitas, planteando un sistema de ecuaciones lineales que se resuelve por algún algoritmo común.

Una vez realizada la integración, se pueden calcular -- los esfuerzos normales y tangenciales en las direcciones de los ejes coordenados. Y con estos, calcular los esfuerzos principales en el interior de la cabeza.

- b) Revisión estructural del cuerpo del Machón. (Método de Pigeaud).

El cuerpo del machón se revisa una vez que se ha propuesto la geometría. Se revisan los esfuerzos inducidos, por las -- cargas externas, en el interior de éste. El método comúnmente usado para realizar esta revisión es el propuesto por Pigeaud. Método que presupone que el contrafuerte es una placa plana de

espesor constante, sujeta a un estado bidimensional de esfuerzos, y que con la ayuda de la Tabla de Malterre (tabla que es función de la relación entre separación y espesor de los contrafuertes) permite hacer una primera selección de taludes exteriores para obtener una cortina estable de volumen mínimo. Este método no es aplicable cuando los contrafuertes se diseñan con espesor variable de su corona a la cimentación. ⁽¹⁾

2.2.3.6. Indices de Seguridad.

En el análisis de estabilidad de la estructura contra el volteo y el deslizamiento, es necesario conocer los parámetros que le darán seguridad. Estos se definen a continuación:

. Factor de seguridad al volteo (FV)

Se define mediante la expresión:

$$FV = \frac{\sum M_E (+)}{\sum M_M (-)} \geq 2 \quad (2.2.38)$$

donde:

$\sum M_E (+)$ - suma de momentos positivos o estabilizantes respecto al pie de la presa $\curvearrowright (+)$

$\sum M_M (-)$ - suma de momentos negativos o volteantes respecto al pie de la presa $\curvearrowleft (-)$

. Factor de deslizamiento (FD)

Definido de la siguiente manera:

$$FD = \frac{\sum F_H}{\sum F_V} < 1 \quad (2.2.39)$$

donde:

$\sum F_H$ - suma de fuerzas horizontales

$\sum F_V$ - suma de fuerzas verticales

Usualmente el valor de FD fluctúa entre 0.60 y 0.70.

. Factor de fricción cortante (FC)

Considerado mediante la relación:

$$FC = \frac{c A + (\sum F_V - U) \tan \phi}{\sum F_H} \quad (2.2.40)$$

(1) Referencia 21

donde:

- c - cohesión del concreto ($0.10 f'c$)
- A - área de la sección horizontal en el plano de análisis
- ϕ - ángulo de fricción interna del concreto ($\phi = 45^\circ$)
- U - fuerza producida por la subpresión
- ΣF_v - suma de fuerzas verticales excluyendo subpresión
- ΣF_h - suma de fuerzas horizontales.

Dependiendo de la condición de carga analizada, en la referencia 19 (Small Dams) se dan a conocer valores recomendados.

2.2.4. Presas de Arco.

Las cargas a las que está sujeta una presa de arco son esencialmente las mismas cargas que actúan en las presas de tipo gravedad. Dada la curvatura de las presas de arco, existen diferencias en la aplicación y consideración de éstas. Entre estas diferencias destacan: el desarrollo de grandes cambios de temperatura en el concreto, que causan importantes deflexiones y esfuerzos en las presas de arco; las fuerzas de subpresión, que raramente hacen variar la seguridad de la estructura y usualmente se desprecian cuando no existen fracturas en la cimentación; y la presión de hielo que causa una concentración continua de carga a lo largo de los elementos de arco expuestos.

La distribución de esfuerzos en una presa de arco varía con la curvatura horizontal, la forma vertical de la sección transversal, las dimensiones generales de la estructura y la uniformidad del perfil del cañón. El diseño de este tipo de estructura, es un problema complejo que tentativa y preliminarmente se puede dividir en la preparación de planos, análisis de esfuerzos y obtención de costos. Se considerará como diseño óptimo, aquel que muestre una distribución de esfuerzos uniformes, esfuerzos de tensión tan bajos como sea posible, esfuerzos de compresión y de cortante dentro de límites permisibles y costos totales tendientes al mínimo.

Debido a la gran complejidad de diseño de una presa de arco y dado el relativo alcance de este trabajo, se presentan a continuación algunos criterios o teorías para el diseño preliminar de estas estructuras.

2.2.4.1. Método de las Cargas de Prueba.

Es el método usualmente más empleado para analizar, más detalladamente, una presa de arco. Para la aplicación de este método, se divide a la supuesta cortina en arcos y cantilivers de tal forma que, por tanteos se reparta la carga total entre ambos elementos; buscando que al calcular las deflexiones en los arcos y los cantilivers éstas sean iguales en todos los puntos de la estructura.

En vista de que la cortina es curva, los elementos de cantiliver quedan definidos por planos verticales sujetos a la cimentación. En tanto que los elementos de arco son idealizados como una serie de planos horizontales con espesor vertical constante, empotrados en las laderas de la boquilla. La figura II.2.18 muestra la idealización de una cortina de arco en elementos horizontales y verticales.

Para analizar la estructura el método toma en cuenta -- las deformaciones con efecto de momento flexionante y torsión, efectos del módulo de Poisson, movimientos en los apoyos de los -- cantilivers y empotramientos de los arcos aplicando la teoría -- de la elasticidad.

Las cargas horizontales se dividen por tanteos entre -- los elementos de arco y cantiliver, hasta que las deformaciones en los puntos de su intersección sean iguales. La componente -- vertical de la presión hidrostática se considera como carga ini -- cial en los cantilivers, produciendo a la vez deformaciones ini -- ciales antes de aplicar cargas horizontales. Los cambios de -- temperatura solo afectan a los arcos y las deformaciones así -- producidas se combinan con las cargas de prueba radiales para -- obtener los movimientos totales del arco, realizando si es nece -- sario, algunos ajustes. Para tomar en cuenta los movimientos --

de los apoyos se introducen cargas concentradas en los empotramientos del arco, que representan cargas provenientes del cantiliver que descansa en él. Como se aprecia, el método es bastante complejo y sale del alcance de este trabajo, por lo cual si se pretende ampliar al respecto pueden consultarse las referencias 4 y 12.

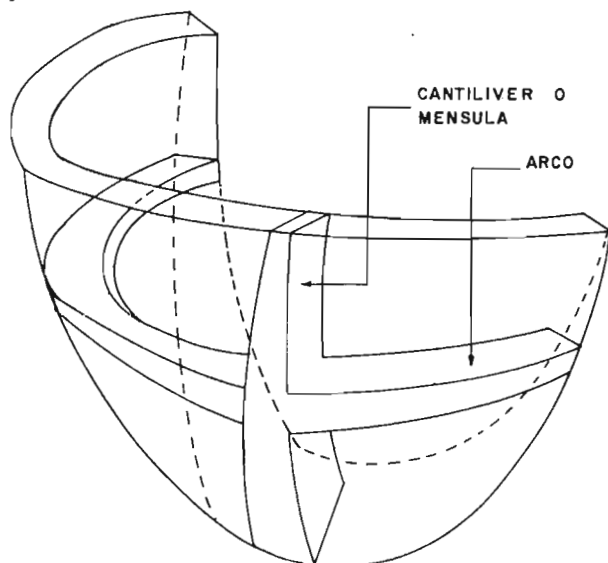


FIG. II.2.18. IDEALIZACIÓN DE UNA CORTINA DE ARCO EN CANTILIVERS Y ARCOS.

2.2.4.2. Método del U.S.B.R.; Diseño Preliminar.

Este método fue realizado por el Bureau of Reclamation bajo un análisis estadístico de las cortinas de arco ya construidas. El método se compone de fórmulas empíricas que permiten un dimensionamiento expedito de este tipo de cortinas, así como una estimación preliminar de su volumen y costo.

Antes de exponer este método, se da a conocer la simbología empleada:

- H - altura máxima de la cortina
- Tc - espesor en la corona

- T_b - espesor en la base
 $T_{0.45H}$ - espesor a 0.45 H de la base
 USP - proyección aguas arriba del eje de la cortina
 DSP - proyección aguas abajo del eje de la cortina
 L_1 - distancia recta horizontal entre los empotramien-
 tos, a la elevación de la cortina.
 L_2 - distancia recta horizontal entre los empotramien-
 tos a 0.15 H arriba de la base (ver figura II.2.
 19)
 V - volumen de concreto estimado.

Para poder determinar la sección máxima por medio de este método, se debe disponer de las dimensiones H, L_1 y L_2 (dadas en m.).

Conocidos estos datos se podrá determinar el espesor en la corona, en la base y a 0.45 H de la misma.

El espesor en la corona se obtiene mediante la ecuación:

$$T_c = 0.01 \left[H + 1.2 L_1 \right] \quad [m] \quad (2.2.41)$$

El espesor en la base lo determina la ecuación:

$$T_b = 3 \sqrt{0.0012 H L_1 L_2 \frac{H}{122}} \quad [m] \quad (2.2.42)$$

El espesor a 0.45 H de la base se obtiene con la ecuación:

$$T_{0.45H} = 0.95 T_b \quad [m] \quad (2.2.43)$$

Calculado el espesor, se deberán conocer las proyecciones aguas arriba y aguas abajo del mismo, en cada uno de los niveles analizados. Las expresiones a utilizar son las siguientes:

proyecciones de espesor en la corona:

$$USP = 0.0 \quad (2.2.44)$$

$$DSP = T_c$$

proyecciones de espesor en la base:

$$USP = 0.67 T_b \quad (2.2.45)$$

$$DSP = 0.33 T_b$$

proyecciones de espesor a 0.45 H de la base:

$$USP = 0.95 T_b \text{ (máxima proyección aguas arriba)} \quad (2.2.46)$$

$$DSP = 0.0 \text{ (mínima proyección aguas abajo)}$$

Una vez calculados los espesores y las proyecciones, se traza la sección procediendo a marcar los valores obtenidos sobre líneas horizontales en la cresta, a 0.45 H de la base, y en la base; partiendo como referencia del eje de la cortina. Como se muestra en la figura II.2.20.

El volumen de concreto de la cortina se calcula en la fórmula:

$$V = V_1 + V_2 \quad [m^3] \quad (2.2.47)$$

siendo:

$$V_1 = 0.000177 H^2 L_2 \left[\frac{(H+0.8 L_1)^2}{L_1 - L_2} \right] \quad (2.2.47.1)$$

$$y \quad V_2 = 0.0108 H L_1 [H + 1.1 L_1] \quad (2.2.47.2)$$

El método así desarrollado por la Bureau of Reclamation tiene como limitaciones las dimensiones H, L₁ y L₂; consideradas así por el origen estadístico del método. Los límites superior e inferior de estas dimensiones son:

$$30.5 \leq H \leq 365.5 \text{ m}$$

$$30.5 \leq L_1 \leq 1828.8 \text{ m}$$

$$4.5 \leq L_2 \leq 365.5 \text{ m}$$

Puesto que se tienen limitantes, las dimensiones obtenidas por este método están limitados a su vez por:

$$0.9^* \leq T_c \leq 25.6 \quad \text{m}$$

$$1.5 \leq T_b \leq 199.0 \quad \text{m}$$

$$76.5 \leq V_1 \leq 30.6 \times 10^6 \quad \text{m}^3$$

$$627.0 \leq V_2 \leq 16.7 \times 10^6 \quad \text{m}^3$$

* Límite arbitrario.

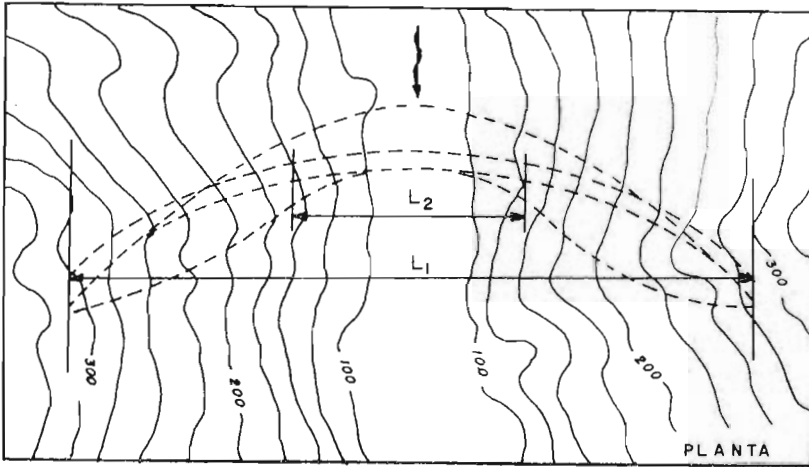


FIG.II.2.19 DISTANCIAS HORIZONTALES L_1 Y L_2

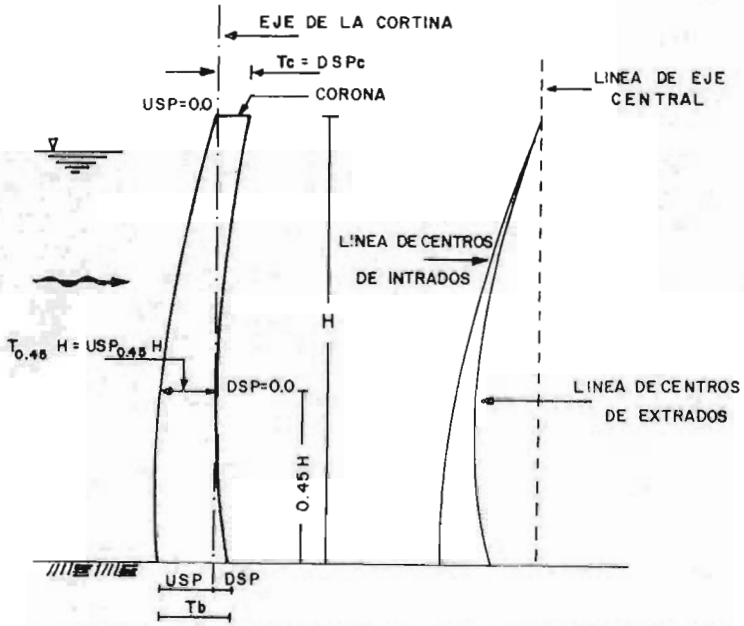


FIG.II.2.20 TRAZO DE LA SECCION DE UNA CORTINA DE ARCO METODO DEL U.S.B.R.

Los resultados así obtenidos, están dentro del 10% del lado de la seguridad de los valores de diseño del 75% de las -- cortinas de doble curvatura analizadas. No obstante, las fórmulas se han ajustado para asegurar, en lo posible, dimensiones y cantidades conservadoras. Los resultados obtenidos mediante este método, son sólo válidos para el diseño preliminar de las cortinas de arco de concreto.

Cabe hacer mención, que las fórmulas en las que se basa este método, se encuentran ya graficadas en forma de nomogramas que facilitan la aplicación del mismo. Estas gráficas se pueden consultar en la referencia 11.

2.2.4.3. Teoría del Tubo o de los Cascarones Cilíndricos.

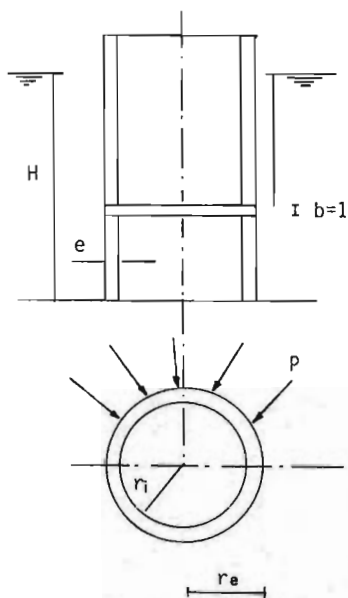
Esta teoría fue la primera que se utilizó para fines de diseño. La teoría supone que el empuje horizontal del agua es soportado horizontalmente por los empotramientos por acción de arco, y que sólo la carga por peso propio y la carga vertical por peso de agua, en el caso de tener una superficie inclinada en el paramento de aguas arriba, son soportadas verticalmente por la cimentación por acción de cantiliver.

La teoría supone en la boquilla un elemento cilíndrico como el mostrado en la figura II.2.21.

De la disposición en esta figura se desprende el siguiente razonamiento:

Si se considera un elemento de cortina de arco, como un arco horizontal sujeto a una presión hidrostática $P = \gamma z$, en donde z es la profundidad del arco con respecto a la superficie libre del agua, sustentado por apoyos simples incapaces de resistir desplazamientos del arco en los puntos de apoyo; dado que la presión P se mantiene en equilibrio con las reacciones R de compresión, la fórmula del cilindro da a conocer la magnitud de R en los soportes mediante la siguiente ecuación:

$$R = p r_e \quad (2.2.48)$$



SIMBOLOGIA

- b-ancho unitario
 e- espesor
 H-carga total de agua
 P-presión hidrostática
 ($P=\gamma Z$)
 γ -peso volumétrico del agua
 ($\gamma=1000 \text{ Kg/m}^3$)
 Z-profundidad con respecto a la sup.libre del agua
 R-reacción en el empotramiento
 r_i -radio interior
 r_e -radio exterior
 D-diámetro.

FIG.II.2.21. TEORIA DEL CILINDRO.

Suponiendo que la reacción R se distribuye uniformemente en la sección considerada, el esfuerzo estará dado por:

$$f_c = \frac{R}{A} \quad (2.2.49)$$

$$f_c = \frac{P r_e}{e} \quad (2.2.49.1)$$

de donde:

$$e = \frac{P r_e}{f_c}$$

siendo:

A - área por ancho unitario ($A=e \cdot b$)

f_c - esfuerzo de trabajo del concreto

El esfuerzo f_c calculado mediante la ecuación (2.2.49) es válido para todas las fibras, tanto en el intradós, como en

el extradós y en la sección central como en los empotramientos cualquiera que fuere el ángulo central 2α .

El espesor e varía linealmente con la profundidad, como se puede apreciar en la ecuación (2.2.49.1) y como se podrá verificar más adelante.

Si se consideran las dos relaciones siguientes:

$$r_e = r + \frac{e}{2} \quad (2.2.50)$$

$$r_i = r - \frac{e}{2} \quad (2.2.50.1)$$

la fórmula del cilindro, ecuación (2.2.49.1), puede escribirse en la forma siguiente:

$$e = \frac{Pr_e}{f_c} = \frac{Pr}{f_c - P} = \frac{Pr_i}{f_c - P} \quad (2.2.51)$$

Fórmula que permite determinar, como una primera aproximación, las características generales del arco adecuado para -- construirse en una boquilla con características como las mostradas en la figura II.2.22, quedando su perfil definido por la -- función:

$$L = f_c(z) \quad (2.2.52)$$

en donde L es el ancho de la boquilla, en un plano localizado a una profundidad z abajo de la corona y f_c es el esfuerzo permisible del concreto.

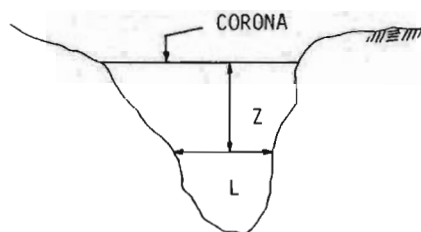


FIG.II.2.22. PERFIL DE LA BOQUILLA.

El esfuerzo permisible del concreto f_c ; el ancho de la

boquilla L ; y la presión hidrostática P son los datos disponibles. En tanto que las incógnitas son: el radio r ; el espesor del arco e ; y el ángulo central 2α .

De las incógnitas, la primera característica a conocer es el ángulo central 2α , ya que éste asegurará que la estructura trabaje como un arco.

Antes de seleccionar el ángulo central, es necesario asegurar que la acción R del arco en los empotramientos esté correctamente orientada con respecto a las laderas de la boquilla, lo que a su vez, ayudará a conocer la resistencia de la masa rocosa.

Dicha orientación, conocida como ángulo de coceo es de aproximadamente 30° de acuerdo con la Teoría de Boussinesq. Esta teoría considera que la distribución de esfuerzos en un macizo rocoso, tiene lugar en un cono cuyo semiángulo es de 30° aproximadamente; orientación suficiente para hacer que dicho cono no intersecte la superficie de las laderas de la boquilla. Conforme a esto y considerando una boquilla con laderas paralelas, se necesitará un arco con un ángulo central no menor que $2\alpha = 120^\circ$ para asegurar que la Teoría de Boussinesq se cumpla. Ver figura II.2.23.

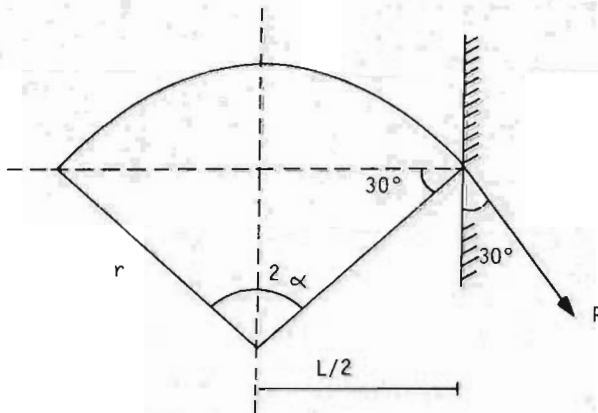


FIG. II.2.23. ANGULO DE COCEO.

Es adecuado adoptar un ángulo central grande, ya que en la práctica una cortina de arco debe localizarse en un cañón cuyos contornos sean convergentes. Por otra parte la condición de empotramiento causa que la línea de reacción caiga hacia el centro del arco.

Seleccionando teóricamente el ángulo central se debe -- considerar reducir al mínimo el volumen de la presa. Para ello, la superficie de cada elemento de arco debe hacerse tan pequeña como sea posible de acuerdo a los esfuerzos actuantes. La superficie está dada por la relación:

$$S = 2 \alpha r \quad (2.2.53)$$

De la geometría de la figura II.2.23 se tiene:

$$\text{sen } \alpha = \frac{L}{2r} \quad ; \quad r = \frac{L}{2 \text{sen } \alpha} \quad (2.2.54)$$

sustituyendo los valores de r y $e = \frac{Pr}{fc}$ en (2.2.53) se tiene:

$$S = \frac{P L^2}{2 fc} \frac{\alpha}{\text{sen } \alpha} \quad (2.2.55)$$

ecuación en la que se observa que S es una función de α . Por lo que, derivando e igualando a cero, obtenemos:

$$\frac{ds}{d\alpha} = \frac{\text{sen}^2 \alpha - 2\alpha \text{sen } \alpha \cos \alpha}{\text{sen}^4 \alpha} \quad (2.2.55.1)$$

$$\tan \alpha = 2\alpha \quad ; \quad (2.2.55.2)$$

puesto que el valor de 2α está dado en radianes, la relación anterior se satisface con:

$$\alpha = 66^\circ 45'$$

$$\delta \quad 2\alpha = 133^\circ 30'$$

con lo cual se tendrán condiciones de máxima economía cuando el ángulo central sea:

$$120^\circ < 2\alpha < 150^\circ$$

Observándose, que el ángulo elegido deberá ser tan cercano al ángulo teórico conforme se aproxime a la corona de la cortina. Por lo tanto, en cada nivel se selecciona el ángulo, deduciéndose el radio y el espesor del arco por medio de las ecuaciones (2.2.54) y (2.2.51)

$$r = \frac{L}{2 \operatorname{sen} \alpha}$$

$$e = \frac{Pr_0}{f_c} = \frac{Pr}{f_c - \frac{P}{2}} = \frac{Pr_i}{f_c - P}$$

Conforme z crece, aumenta la presión, lo que obliga a disminuir el radio r , a aumentar el espesor e y a disminuir el ángulo central 2α . Lo que da como resultado que los arcos superiores sean delgados, en tanto que, los arcos inferiores sean más gruesos y con ángulos centrales pequeños, comportándose así más como vigas o cuñas que como arcos. En la corona donde $z=0$, el espesor sería cero, pero por razones prácticas, es usual adoptar un espesor de 2 a 5 m., según recomendación de USBR.

Frecuentemente, las cortinas de arco se proyectan como secciones vertedoras. En este caso los esfuerzos son proporcionales a la profundidad bajo la superficie del agua. El derrame producido introduce un incremento despreciable en los esfuerzos.

Si el perfil en la sección máxima es vertical, la disminución de los radios hacia la base de la cortina, provoca que los arcos superiores sobresalgan de los inferiores en los empotramientos. Para eliminar este efecto la solución es mover los arcos superiores hacia aguas abajo; aceptando que en la sección máxima sobresalga hacia aguas abajo, lo cual favorece el funcionamiento de la cortina como sección vertedora.

La estructura se definirá con la sección máxima de la cortina y la línea de centros. La forma del arco se puede definir adoptando varios criterios.

RADIO CONSTANTE.- Como su nombre lo indica mantiene constante el radio aguas arriba. El espesor se obtiene por medio de la expresión (2.2.51):

$$e = \frac{Pr_e}{fc}$$

Si para la condición de ángulo central máximo (150°) se elige r_i en la corona, entonces se tendrá para cada elevación:

$$r_i = r_e - e$$

Si se opta por mantener el extradós vertical, la pendiente m de la cara de aguas abajo está dada por:

$$m = \frac{e}{z} = \frac{\gamma r_e}{fc} \quad (2.2.56)$$

Obteniéndose una sección triangular, cuyo espesor se incrementa conforme aumenta la profundidad. El volumen de concreto a utilizar se define como V_a .

ANGULO CENTRAL CONSTANTE.- Se adopta como constante el ángulo central más económico ($2\alpha = 133^\circ$), con el cual se deduce el radio del intradós en la sección máxima con la expresión:

$$r_i = \frac{L}{2 \operatorname{sen} 66^\circ} \quad (2.2.57)$$

y recordando la ecuación (2.2.51) el espesor podrá calcularse mediante:

$$e = \frac{Pr_i}{fc - P} = \frac{\gamma z r_i}{fc - \gamma z}$$

Los arcos así calculados pueden suponerse de varias maneras, por ejemplo, haciendo coincidir los círculos del intradós con una vertical en la sección máxima. La economía lograda con este criterio está representada por la relación $V_o = 0.70 V_a$, donde V_o es el volumen obtenido considerando un ángulo central constante. Por otro lado, se presenta el problema de que los arcos superiores sobresalgan de los inferiores hacia aguas arriba en las cercanías de los empotramientos. El perfil de la sección máxima así calculado es hiperbólico.

RADIOS Y ANGULOS CENTRALES VARIABLES.- Considerando el ángulo central $2\alpha = 133^\circ$ al nivel de la corona, en algún nivel inferior debe reducirse el radio o incrementar el espesor u ocurrir ambos.

Se procede a seleccionar r_e , a continuación se obtiene el espesor correspondiente y a partir de una vertical en el intradós, en la sección máxima, se fija el valor de e . Entonces con la longitud de r_e se obtiene el centro y se dibuja el arco correspondiente.

Conforme el arco corte el contorno de la boquilla de una manera aceptable o no, se hace variar r_e hasta obtener una intersección admisible. Una cortina diseñada de esta manera conduce a un volumen $V_e = 0.82 V_a$, donde V_e es el volumen obtenido por este criterio. La figura II.2.24 muestra gráficamente los criterios antes citados.

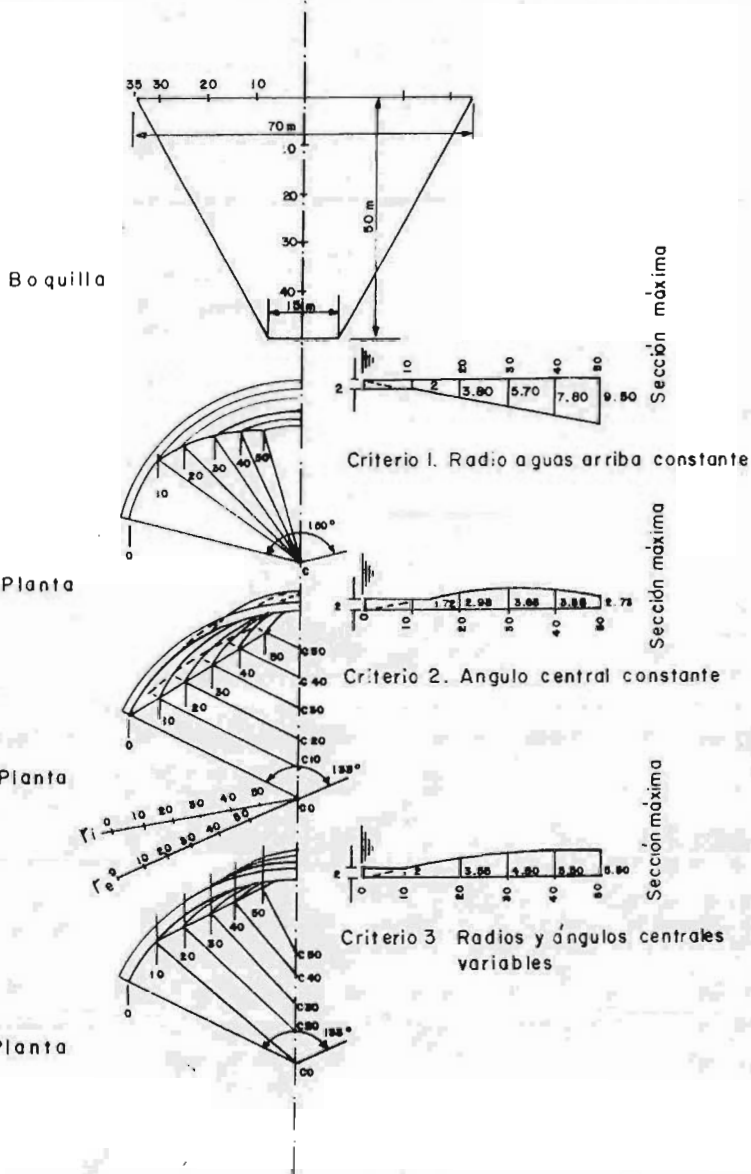


FIG.II.224 CRITERIOS PARA DEFINIR LA FORMA DEL ARCO

Capítulo III

III. EJEMPLO DE APLICACION.

3.1. Presas de Materiales Graduados.

Del amplio desarrollo constructivo de presas en el país, la cortina del tipo de materiales graduados es una de las más empleadas. Por este motivo se supone que la ingeniería en esta área, cuenta con una amplia gama de conocimientos y si la tendencia a construir este tipo de presas continúa, será necesario reafirmar y ampliar estos conocimientos.

Por esta razón, se presenta en este capítulo, a manera de ejemplo, el análisis de estabilidad de una presa de materiales graduados cuya sección, estudios y condiciones de trabajo se han idealizado; tal análisis obedece a que éste es uno de los pasos más importantes en el diseño de este tipo de presas.

Este análisis de estabilidad se realizó por medio del Método Sueco, empleando el Método de Análisis de Estabilidad -- por Computadora, y los resultados obtenidos se verificaron manualmente por el Método Gráfico Modificado de May. La metodología de estos se presentó en el capítulo anterior (incisos 2.1.3 y 2.1.4).

Planteamiento del Problema.

Se pretende construir una presa cuyo propósito es el riego. De esta necesidad los estudios realizados dieron a conocer las condiciones del sitio elegido.

Se tiene una boquilla de configuración topográfica consistente en un estrechamiento asimétrico entre dos cerros. So-

bre margen izquierda la ladera presenta una pendiente fuerte. En tanto que, en margen derecha la ladera es más tendida y por ende con pendiente más suave.

De acuerdo a los estudios de geología, se detectó sobre el lecho del río acarreo fluvial con espesor del orden de 2 a 3 m. Tal acarreo se observa en grandes longitudes de desarrollo, tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo del sitio elegido.

Subyaciendo a los acarreos, en el lecho del río, se encontró pizarra esquistosa considerada como compacta, resistente y poco permeable; esta misma formación se extiende sobre margen izquierda. En las laderas, subyaciendo al terreno natural se detectó roca alterada.

La disponibilidad de materiales en la zona es la siguiente: Se localizaron bancos de arcilla a una distancia aproximada de 2 Km. hacia aguas arriba del sitio; su existencia es limitada. Se apreció una abundante cantidad de acarreos, de los cuales se tendrá grandes depósitos de grava y arena.

Se detectó en las cercanías de la zona un banco de roca consistente en riolita con diferentes grados de intemperización, que de acuerdo a la inspección, se considera apta para la obtención de roca sana y en bloques; este banco además de su cercanía se podrá explotar por varios frentes. Por otro lado de las excavaciones para la obra de excedencias se podrá obtener roca de buena calidad.

De acuerdo a las pruebas de laboratorio efectuadas, se determinó que los materiales granulares (grava y arena) son potencialmente reactivos con el álcalis del cemento, en tanto que la roca mostró resistencia a la intemperización y a la absorción. En general, estos materiales se consideran adecuados para usarse en zonas permeables y como elementos pesados en respaldos estabilizadores; además, son poco susceptibles al agrietamiento y con buena resistencia a la tubificación.

El sitio elegido es de acceso relativamente difícil y se encuentra a una distancia media de ciudades importantes.

De acuerdo a estas condiciones de topografía y geología de la boquilla, y a la disponibilidad de materiales en la zona, se propone una cortina de materiales graduados. La sección propuesta está constituida por 4 zonas.

- Zona 1.- Corazón impermeable central angosto y simétrico con taludes de 0.2:1.
- Zona 2.- Transición de grava y arena con taludes 0.8:1. Aguas abajo, entre el corazón impermeable y la zona de transición de grava y arena se colocará un filtro selecto de arena con espesor de 1.0 m.
- Zona 3.- Respaldos con talud 2.2:1 formados con rezaga de enrocamiento producto de la explotación de canteras próximas a la zona de construcción.
- Zona 4.- Chapas de enrocamiento de 2 m. de espesor, en ambos paramentos para proteger exteriormente los materiales granulares. En la figura III.1 se muestra la sección propuesta.

Los datos generales de la cortina, de acuerdo a la boquilla elegida, y a los estudios hidrológicos correspondientes fueron:

| | |
|---|-----------------|
| Altura total | 33.0 m. |
| Longitud de corona | 220.0 m. |
| Ancho de la corona | 6.0 m. |
| Taludes exteriores | 2.2:1 |
| Bordo Libre (B.L.) | 2.4 m. |
| Nivel del agua a la obra de Toma (NOT) | 1090.4 m.s.n.m. |
| Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) | 1108.5 m.s.n.m. |

Los valores de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que formarán el cuerpo de la cortina, y que fueron obtenidos de acuerdo a los ensayos realizados en las pruebas de laboratorio, son los siguientes:

| MATERIA | PESOS VOLUMETRICOS (ton/m ³) | | | α DE FRICCIÓN ϕ | | COHESION C (ton/m ²) | |
|------------------|--|-----------|----------|-----------------------------|-------|----------------------------------|-------|
| | SECO | SUMERGIDO | SATURADO | INICIAL | FINAL | INICIAL | FINAL |
| ENROCAMIENTO | 1.80 | 1.00 | - | 45° | 45° | - | - |
| REZAGA | 2.00 | 1.24 | - | 40° | 40° | - | - |
| GRAVA - ARENA | 2.02 | 1.30 | - | 40° | 40° | - | - |
| FILTRO | - | 1.24 | - | 35° | 35° | - | - |
| MAT. IMPERMEABLE | - | - | 1.70 | 0° | 15° | 6.0 | 3.0 |

Se sabe que la región en donde se construirá la cortina es sísmica. Por tal motivo se considera un coeficiente sísmico $\alpha = 0.15$

Conocida esta información se procederá a desarrollar el análisis de estabilidad. Las condiciones de operación analizadas fueron a presa llena (NAME) y a vaciado rápido parcial (NOT). Debe recordarse que la metodología a seguir es la presentada en el capítulo anterior (incisos 2.1.3 y 2.1.4).

Conocida la sección máxima de la cortina se procedió a dibujarla a una escala conveniente y se refirió a ejes coordenados arbitrarios. En base a ésta, se trazaron los niveles de agua de los almacenamientos correspondientes a las condiciones propuestas.

ANÁLISIS A PRESA LLENA.

La primera condición de análisis se realizó considerando el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) correspondiente a la elevación 1108.50 m.s.n.m.

Para esta condición primeramente se definieron las líneas de materiales, determinando las abscisas y ordenadas correspondientes. Los vértices obtenidos fueron:

Línea 1 (L.SUPERIOR). No. de vértices 7

(0,0), (35.4,0), (104.7, 31.5), (108, 33), (114, 33), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 2 ENROCAMIENTO SECO No. de Vértices 13

(0, 0), (35.4, 0), (104.7, 31.5), (107.7, 31.5), (108, 32), --
(109, 32), (113, 32), (114, 32), (115, 32), (117, 29.5), (181.6,
0), (186.6, 0), (224, 0)

Línea 3 REZAGA DE ROCA SECA No. de Vértices 14

(0, 0), (35.4, 0), (104.7, 31.5), (107.7, 31.5), (108, 32), --
(109, 32), (113, 32), (114, 32), (115, 32), (117, 29.5), (140.6,
0), (181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 4 GRAVA-ARENA SECA No. de Vértices 13

(0, 0), (35.4, 0), (104.7, 31.5), (107.7, 31.5), (108.9, 31.5),
(109, 32), (113, 32), (114, 32), (120.4, 0), (140.6, 0), (181.6,
0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 5 FILTRO SUMERGIDO No. de Vértices 13

(0, 0), (35.4, 0), (104.7, 31.5), (107.7, 31.5), (108.9, 31.5),
(109, 32), (113, 32), (119.4, 0), (120.4, 0), (140.6, 0), (181.6,
0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 6 ENROCAMIENTO SUMERGIDO No. de Vértices 14

(0, 0), (35.4, 0), (40.4, 0), (106.5, 30), (107.7, 31.5), (108.9,
31.5), (109, 32), (113, 32), (119.4, 0), (120.4, 0), (140.6, 0),
(181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 7 REZAGA DE ROCA SUMERGIDA No. de Vértices 15

(0, 0), (35.4, 0), (40.4, 0), (82.4, 0), (106.5, 30), (107.7, -
31.5), (108.9, 31.5), (109, 32), (113, 32), (119.4, 0), (120.4,
0), (140.6, 0), (181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 8 GRAVA-ARENA SUMERGIDA No. de Vértices 14

(0, 0), (35.4, 0), (40.4, 0), (82.4, 0), (102.6, 0), (108.9, -
31.5), (109, 32), (113, 32), (119.4, 0), (120.4, 0), (140.6, 0),
(181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 9 MATERIAL IMPERMEABLE SATURADO No. de Vértices 11

(0, 0), (35.4, 0), (40.4, 0), (82.4, 0), (102.6, 0), (119.4, 0),
(120.4, 0), (140.6, 0), (181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

Ver figura III.1.

En estas líneas de materiales se observa que el número máximo de vértices fue de 15. Para su codificación los vértices de las líneas de materiales con menor número de ellos, se llenaron con el último vértice obtenido hasta completar el número máximo de 15. Esta codificación se presenta en la hoja 1/1.

En base a las propiedades físicas de los materiales se procedió a elaborar la matriz de datos físicos respetando el orden de las líneas de materiales antes definidas.

| MATERIAL | PESO | COHESION | tan ϕ | COHESION | tan ϕ |
|---------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|------------|--------------------------------|------------|
| | VOLUMETRICO (ton/m ³) | INICIAL (ton/m ²) | INICIAL | FINAL (ton/m ²) | FINAL |
| ENROCAMIENTO SECO | 1.80 | 0 | 1.000 | 0 | 1.000 |
| REZAGA SECA | 2.00 | 0 | 0.839 | 0 | 0.839 |
| GRAVA-ARENA SECA | 2.02 | 0 | 0.839 | 0 | 0.839 |
| FILTRO SUMERGIDO | 1.24 | 0 | 0.700 | 0 | 0.700 |
| ENROCAMIENTO SUMERGIDO | 1.00 | 0 | 1.000 | 0 | 1.000 |
| REZAGA SUMERGIDA | 1.24 | 0 | 0.839 | 0 | 0.839 |
| GRAVA-ARENA SUMERGIDA | 1.30 | 0 | 0.839 | 0 | 0.839 |
| MAT. IMPERMEABLE SATURADO | 1.70 | 6.00 | 0 | 3.00 | 0.268 |

Con apoyo en la figura III.1 y en base a esta condición de análisis, se determinaron las abscisas y ordenadas de la intersección del nivel de agua con el corazón impermeable de la cortina, tanto para aguas arriba como para aguas abajo.

Talud aguas arriba abscisa 108.9
 ordenada 31.5

Talud aguas abajo abscisa 119.4
 ordenada 0.0

Asimismo las abscisas en donde empieza y termina el corazón impermeable en contacto con la cimentación.

| | |
|---------------------------|-------|
| abscisa en la que empieza | 102.6 |
| abscisa en la que termina | 119.4 |

De las líneas de materiales definidas, la línea de grava y arena sumergida limita aguas arriba al corazón impermeable y la línea de material impermeable saturado lo limita aguas abajo.

Referido al mismo sistema coordenado, en el corazón impermeable se practicó la red de flujo utilizando uno de los métodos gráficos conocidos.⁽¹⁾

De acuerdo a la condición de análisis (agua al NAME y almacenamiento nulo aguas abajo de la cortina) se definió una carga hidráulica neta H_n de 31.50 m. La condición idónea para la red de flujo se obtuvo para un número de 7 caídas de potencial con un $\Delta H = 4.50$ m. La red de flujo obtenida se muestra en la figura III.2.

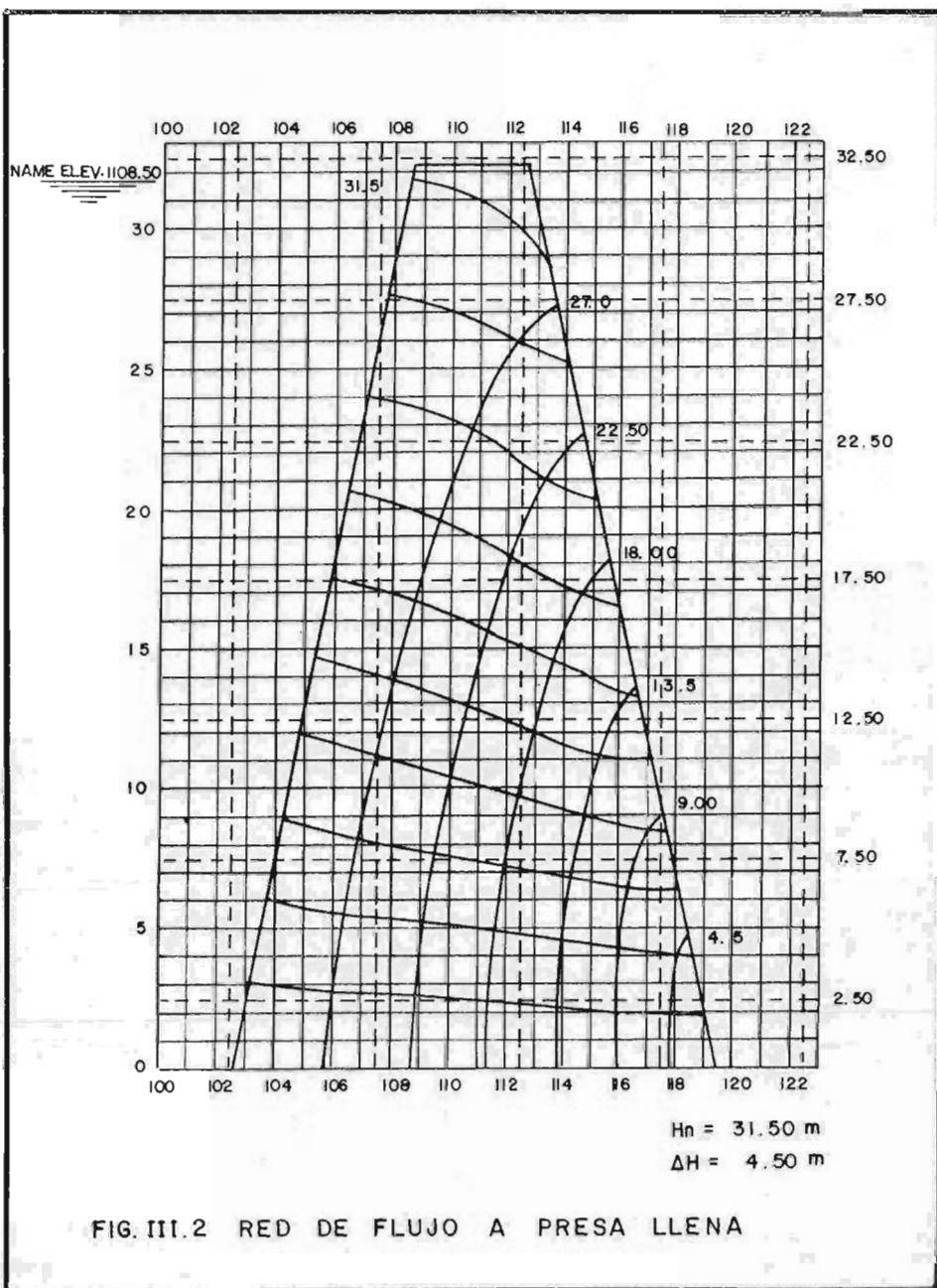
Con apoyo en esta figura se procedió a elaborar la matriz de valores equipotenciales; por facilidad se tomaron en cuenta los vértices a cada 2.50 m. en ambos sentidos. (Ver matriz de valores equipotenciales).

De acuerdo a la cimentación y a las características de la sección de la cortina se procedió a definir la zona de centros tanto para aguas arriba como para aguas abajo. Se determinaron 45 vértices para cada una de las zonas de centros y un incremento de radio de 2.0 m. para cada uno de ellos; ya que la altura de la cortina es de 33 m. se decidió tomar un incremento de radio mínimo para analizar mejor las zonas críticas de la cortina. El espaciamiento de la zona de centros se propuso de 2 m. en ambas direcciones.

Las coordenadas iniciales y finales de la zona de centros, referida al sistema coordenado de la cortina son:

| | | |
|--------------------|-----------------|------|
| Talud aguas arriba | abscisa inicial | 64.0 |
| | abscisa final | 88.0 |

(1) Ver referencias 8 (Tomo III) , 10 y 21



| | | A B S C I S A S | | | | | | | | | |
|---|-------|-----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| O R D E N A D A S | | 100.00 | 102.50 | 105.00 | 107.50 | 110.00 | 112.50 | 115.00 | 117.50 | 120.00 | 122.50 |
| | 0.0 | 0 | 0 | 28.10 | 24.30 | 20.30 | 15.70 | 11.10 | 5.10 | 0 | 0 |
| | 2.50 | 0 | 0 | 28.40 | 24.70 | 20.40 | 16.10 | 10.90 | 5.40 | 0 | 0 |
| | 5.00 | 0 | 0 | 29.20 | 25.10 | 21.00 | 16.30 | 11.50 | 6.10 | 0 | 0 |
| | 7.50 | 0 | 0 | 29.80 | 25.80 | 21.50 | 17.10 | 12.20 | 7.80 | 0 | 0 |
| | 10.00 | 0 | 0 | 30.50 | 26.70 | 22.40 | 18.00 | 13.30 | 0 | 0 | 0 |
| | 12.50 | 0 | 0 | 31.50 | 27.50 | 23.30 | 19.00 | 14.50 | 0 | 0 | 0 |
| | 15.00 | 0 | 0 | 0 | 28.40 | 24.20 | 20.30 | 16.40 | 0 | 0 | 0 |
| | 17.50 | 0 | 0 | 0 | 29.20 | 25.40 | 21.50 | 17.90 | 0 | 0 | 0 |
| | 20.00 | 0 | 0 | 0 | 30.00 | 26.50 | 23.00 | 20.10 | 0 | 0 | 0 |
| | 22.50 | 0 | 0 | 0 | 30.70 | 27.60 | 24.50 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 25.00 | 0 | 0 | 0 | 31.30 | 28.60 | 26.20 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 27.50 | 0 | 0 | 0 | 0 | 29.60 | 27.90 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 30.00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 30.20 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 32.50 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |

MATRIZ DE VALORES EQUIPOTENCIALES

ordenada inicial 43.0

ordenada final 53.0

Talud aguas abajo abscisa inicial 134.0

abscisa final 158.0

ordenada inicial 43.0

ordenada final 53.0

La inclinación de la zona de centros se propuso de 45°.

En base a la altura de la cortina se consideraron como fronteras de análisis las ordenadas 0 y 33 (tangencias inicial y final respectivamente). Ver figura III.1.

La codificación de toda esta información que requiere - el programa ESTABIL 1 de la SARH se presenta a continuación:

S.A.R.H.

ESTABILIDAD DE TALUDES

Hoja 2 de 4

TITULO DE LA CORTINA

| ABSCISAS Y ORDENADAS DE LOS PUNTOS QUE DEFINEN LAS LINEAS DE MATERIALES | | | | | | | | | | | |
|---|----------|----------|----------|----------|----------|---------|----------|----------|----------|---------|----------|
| ABSCISA | ORDENADA | ABSCISA | ORDENADA | ABSCISA | ORDENADA | ABSCISA | ORDENADA | ABSCISA | ORDENADA | ABSCISA | ORDENADA |
| 120,410 | 0,000 | 1410,600 | 1,000 | 1181,600 | 0,010 | 186,600 | 10,000 | 2124,000 | 1,000 | 224,000 | 0,000 |
| 0,000 | 0,000 | 315,400 | 1,000 | 40,400 | 0,010 | 82,400 | 10,000 | 1106,500 | 3,000 | 107,710 | 311,500 |
| 108,910 | 311,500 | 109,000 | 320,000 | 1113,000 | 320,010 | 119,400 | 10,000 | 1120,400 | 1,000 | 140,600 | 0,000 |
| 181,610 | 0,000 | 1816,600 | 1,000 | 224,000 | 0,010 | 0,000 | 10,000 | 135,400 | 1,000 | 40,400 | 0,000 |
| 82,410 | 0,000 | 1012,600 | 1,000 | 108,900 | 311,510 | 109,000 | 312,000 | 1113,000 | 320,000 | 119,410 | 0,000 |
| 120,410 | 0,000 | 1410,600 | 1,000 | 1181,600 | 0,010 | 186,600 | 10,000 | 2124,000 | 1,000 | 224,000 | 0,000 |
| 0,010 | 0,000 | 315,400 | 1,000 | 40,400 | 0,010 | 82,400 | 10,000 | 1102,600 | 1,000 | 119,410 | 0,000 |
| 120,410 | 0,000 | 1410,600 | 1,000 | 1181,600 | 0,010 | 186,600 | 10,000 | 2124,000 | 1,000 | 224,000 | 0,000 |
| 224,000 | 0,000 | 2214,000 | 1,000 | 224,000 | 0,010 | | | | | | |

Hoja - 2

S.A.R.H. ESTABILIDAD DE TALUDES

TITULO DE LA CORTINA

Orden de la matriz de datos físicos por renglones: peso volumetrico, cohesión inicial, tangente inicial, cohesión final, tangente final.

| M A T R I Z D E D A T O S F I S I C O S | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 8 | 3 | 9 |
| 0 | 8 | 3 | 9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 8 | 3 | 9 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 2 | 4 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 8 | 3 | 9 |
| 6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 6 |

| ABSCISA DE LA INTERSECCION AGUAS ARRIBA DEL NIVEL DE AGUA CON EL CORAZON IMPERMEABLE DE LA CORTINA | ORDENADA DE LA INTERSECCION AGUAS ARRIBA DEL NIVEL DE AGUA CON EL CORAZON IMPERMEABLE DE LA CORTINA | ABSCISA DE LA INTERSECCION AGUAS ABAJO | ORDENADA DE LA INTERSECCION AGUAS ABAJO | ABSCISA EN LA QUE ENPIEZA EL CORAZON IMPERMEABLE EN EL CONTACTO CON LA CIMENTACION | ABSCISA DE LA PANTALLA | ABSCISA EN LA QUE TERMINA EL CORAZON IMPERMEABLE EN EL CONTACTO CON LA CIMENTACION | LINEA LIMITE SUPERIOR DEL CORAZON IMPERMEABLE | LINEA LIMITE INFERIOR DEL CORAZON IMPERMEABLE |
|--|---|--|---|--|------------------------|--|---|---|
| 11089 | 315 | 11194 | 00 | 1026 | 1026 | 11914 | 008 | 0109 |

a b
1 0 1 4

a NUMERO DE REVOLONES DE LA MATRIZ DE PORO
b NUMERO DE COLUMNAS DE LA MATRIZ DE PORO

| M A T R I Z D E V A L O R E S E Q U I P O T E N C I A L E S | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0 | 2 | 8 | 1 | 2 | 4 | 3 | 2 | 0 | 3 | 1 | 5 | 7 | 1 | 1 |
| 2 | 0 | 4 | 1 | 6 | 1 | 1 | 0 | 9 | 5 | 4 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 9 | 8 | 2 | 5 | 8 | 2 | 1 | 5 | 1 |
| 3 | 0 | 5 | 2 | 6 | 7 | 2 | 2 | 4 | 1 | 8 | 0 | 1 | 3 | 3 | 0 |
| 1 | 4 | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 6 | 4 | 2 | 4 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 9 | 2 | 2 | 5 | 4 | 2 | 1 | 5 | 7 | 9 |
| 2 | 6 | 5 | 2 | 3 | 0 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 0 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 1 | 3 | 2 | 8 | 6 | 2 | 6 | 2 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 9 | 6 | 2 | 7 | 9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

ANALISIS A VACIADO RAPIDO PARCIAL.

Para este análisis el nivel del agua considerado fue a la obra de toma (NOT); nivel correspondiente a la elevación - - 1090.40 m.s.n.m.

Se procedió de la misma forma que en el caso anterior, siendo válida la figura III.1.

Las abscisas y ordenadas que definen las líneas de materiales son:

Línea 1 SUPERIOR No.de Vértices 7
(0, 0), (35.4, 0), (65.0, 13.40), (108, 33), (114, 33), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 2 ENROCAMIENTO SECO No. de Vértices 14
(0, 0), (35.4, 0), (65.0, 13.40), (69.9, 13.40), (106.5, 30), - (108, 32), (109, 32), (113, 32), (114, 32), (115, 32), (117, -- 29.5), (181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 3 REZAGA DE ROCA SECA No.de Vértices 16
(0, 0), (35.4, 0), (65.0, 13.4), (69.9, 13.4), (93.20, 13.40), (106.5, 30), (108, 32), (109, 32), (113, 32), (114, 32), (115, 32), (117, 29.5), (140.6, 0), (181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 4 GRAVA-ARENA SECA No.de Vértices 14
(0, 0), (35.4, 0), (65.0, 13.4), (69.9, 13.4), (93.20, 13.4), - (105.3, 13.4), (109, 32), (113, 32), (114, 32), (120.4, 0), - - (140.6, 0), (181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 5 FILTRO SUMERGIDO No.de Vértices 14
(0, 0), (35.4, 0), (65.0, 13.40), (69.9, 13.4), (93.2, 13.4), - (105.3, 13.4), (109, 32), (113, 32), (119.4, 0), (120.4, 0), -- (140.6, 0), (181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 6 ENROCAMIENTO SUMERGIDO No.de Vértices 14
(0, 0), (35.4, 0), (40.4, 0), (69.9, 13.40), (106.5, 30), (108, 32), (109, 32), (113, 32), (119.4, 0), (120.4, 0), (140.6, 0),

(181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 7 REZAGA DE ROCA SUMERGIDA No.de Vértices 15
 (0, 0), (35.4, 0), (40.4, 0), (82.4, 0), (93.2, 13.4), (106.5,
 30), (108, 32), (109, 32), (113, 32), (119.4, 0), (120.4, 0),
 (140.6, 0), (181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 8 GRAVA-ARENA SUMERGIDA No.de Vértices 14
 (0, 0), (35.4, 0), (40.4, 0), (82.4, 0), (102.6, 0), (105.3, -
 13.4), (109, 32), (113, 32), (119.4, 0), (120.4, 0), (140.6, 0),
 (181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

Línea 9 MATERIAL IMPERMEABLE SATURADO No.de Vértices 11
 (0, 0), (35.4, 0), (40.4, 0), (82.4, 0), (102.6, 0), (119.4, 0),
 (120.4, 0), (140.6, 0), (181.6, 0), (186.6, 0), (224, 0).

De estas líneas de materiales se observa que el número máximo de vértices es de 16. Así, para la codificación de estos datos se repetirán las coordenadas del último vértice en aquellas líneas con un número menor.

La matriz de datos físicos será la misma que para la -- condición anterior.

De la misma figura III.1, pero considerando el nivel del agua a la Obra de Toma, se determinaron las abscisas y ordenadas de la intersección del nivel del agua con el corazón impermeable de la cortina en ambos paramentos.

| | | |
|--------------------|----------|-------|
| Talud aguas arriba | abscisa | 105.3 |
| | ordenada | 13.4 |

| | | |
|-------------------|----------|-------|
| Talud aguas abajo | abscisa | 119.4 |
| | ordenada | 0.0 |

Las abscisas en las que empieza y termina el corazón - impermeable en contacto con la cimentación son las mismas que en el caso anterior.

| | |
|---------------------------|-------|
| abscisa en la que empieza | 102.6 |
|---------------------------|-------|

abscisa en la que termina 119.4

Para la elaboración de la red de flujo se tomó en cuenta un almacenamiento total y un rápido desembalse hasta el umbral de la Obra de Toma⁽¹⁾. La red de flujo practicada se muestra en la figura III.3.

De esta red de flujo se obtuvieron los vértices que constituyen la matriz de valores equipotenciales.

| | | A B S C I S A S | | | | | | | | |
|-------------------|-------|-----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| O R D E N A D A S | | 100.00 | 102.50 | 105.00 | 107.50 | 110.00 | 112.50 | 115.00 | 117.50 | 120.00 |
| | 0 | 0 | 0 | 15.93 | 13.68 | 11.43 | 9.18 | 5.96 | 2.67 | 0 |
| | 2.50 | 0 | 0 | 16.16 | 13.89 | 11.61 | 9.36 | 6.49 | 2.84 | 0 |
| | 5.00 | 0 | 0 | 16.83 | 14.48 | 12.21 | 10.10 | 7.66 | 5.49 | 0 |
| | 7.50 | 0 | 0 | 17.36 | 15.18 | 13.13 | 11.11 | 9.36 | 7.79 | 0 |
| | 10.00 | 0 | 0 | 17.84 | 15.87 | 14.18 | 12.56 | 10.98 | 0 | 0 |
| | 12.50 | 0 | 0 | 0 | 16.41 | 14.96 | 14.07 | 12.95 | 0 | 0 |
| | 15.00 | 0 | 0 | 0 | 16.97 | 16.95 | 16.53 | 15.58 | 0 | 0 |
| | 17.50 | 0 | 0 | 0 | 18.18 | 18.90 | 18.92 | 18.00 | 0 | 0 |
| | 20.00 | 0 | 0 | 0 | 20.25 | 20.92 | 21.00 | 20.25 | 0 | 0 |
| | 22.50 | 0 | 0 | 0 | 22.50 | 22.96 | 23.04 | 0 | 0 | 0 |
| | 25.00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 25.35 | 25.29 | 0 | 0 | 0 |
| | 27.50 | 0 | 0 | 0 | 0 | 27.66 | 28.00 | 0 | 0 | 0 |
| 30.00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 30.32 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 32.50 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |

En cuanto a las zonas de centros se emplearon las anteriormente descritas.

Al igual que para el caso anterior a continuación se muestra la codificación de toda esta información.

El programa primeramente imprime la matriz de datos físicos, las coordenadas que definen las líneas de materiales (XV-abscisas, YV-ordenadas) y la matriz de valores equipotenciales de cada una de las condiciones de operación analizadas.

A continuación imprime los resultados del análisis efec

(1) Ver referencias 8 (Tomo III), 10 y 21.

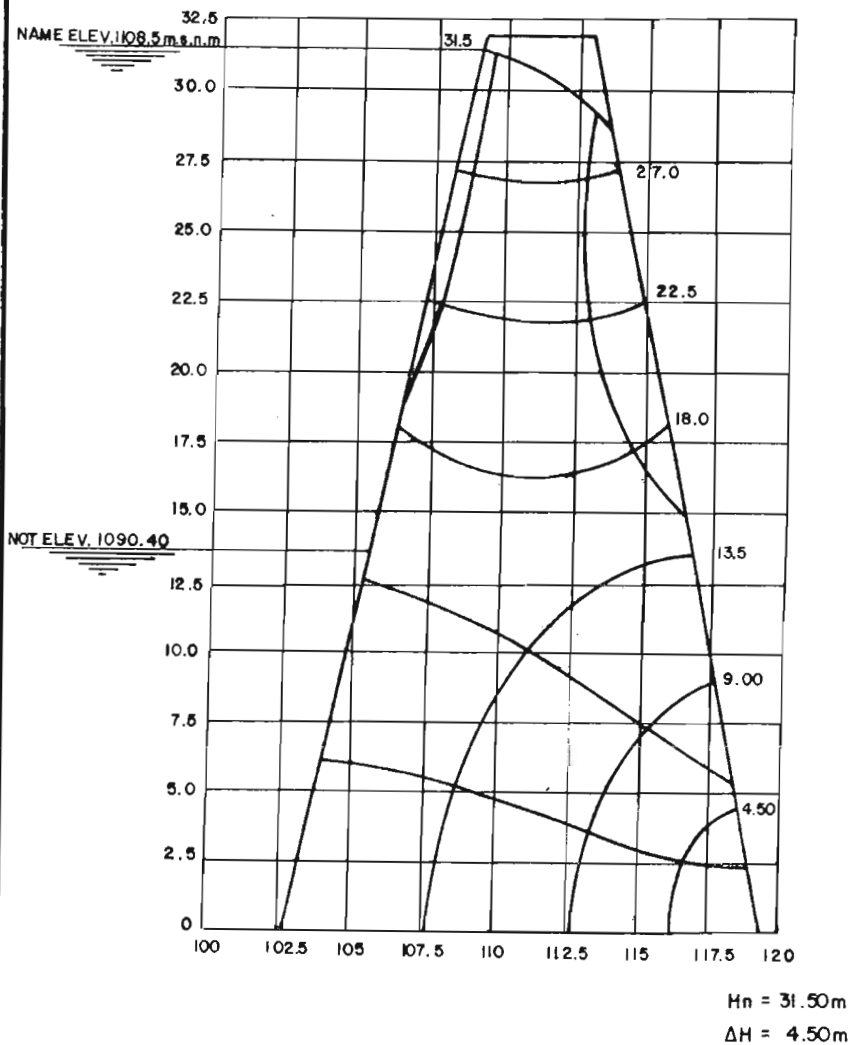


FIG. III.3 RED DE FLUJO PARA VACIADO RAPIDO PARCIAL

S.A.R.H.

ESTABILIDAD DE TALUDES

TITULO DE LA CORTINA

Orden de la matriz de datos físicos por rangones : peso volumetrico, cohesion inicial, tangente inicial, cohesion final, tangente final,

| M A T R I Z D E D A T O S F I S I C O S | | | | | | | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|--------|----|----|
| 8 | 10 | 15 | 22 | 28 | 30 | 30 | 40 | 48 | 60 | 65 | 80 | 80 | 70 | 78 |
| 1.8000 | 0.0000 | 1.0000 | 0.0000 | 1.0000 | 0.0000 | 2.0000 | 0.0000 | 0.8339 | 10.0000 | 0.8339 | 2.0200 | 0.0000 | | |
| 0.8339 | 0.0000 | 0.8339 | 1.2400 | 0.0000 | 0.7000 | 0.0000 | 0.7000 | 1.0000 | 0.0000 | 1.0000 | 0.0000 | | | |
| 1.0000 | 1.2400 | 0.0000 | 0.8339 | 0.0000 | 0.8339 | 1.3000 | 0.0000 | 0.8339 | 0.0000 | 0.8339 | 1.7000 | | | |
| 6.0000 | 0.0000 | 3.0000 | 0.2680 | | | | | | | | | | | |

| ABSCISA DE LA INTERSECCION AGUAS ARRIBA DEL NIVEL DE AGUA CON EL CORAZON IMPERMEABLE DE LA CORTINA | ORDENADA DE LA INTERSECCION AGUAS ARRIBA DEL NIVEL DE AGUA CON EL CORAZON IMPERMEABLE DE LA CORTINA | ABSCISA DE LA INTERSECCION AGUAS ABAJO | ORDENADA DE LA INTERSECCION AGUAS ABAJO | ABSCISA EN LA QUE EMPIEZA EL CORAZON IMPERMEABLE EN EL CONTACTO CON LA CIMENTACION | ABSCISA DE LA PANTALLA | ABSCISA EN LA QUE TERMINA EL CORAZON IMPERMEABLE EN EL CONTACTO CON LA CIMENTACION | LINEA LIMITE SUPERIOR DEL CORAZON IMPERMEABLE | LINEA LIMITE INFERIOR DEL CORAZON IMPERMEABLE |
|--|---|--|---|--|------------------------|--|---|---|
| 11053 | 134 | 1194 | 00 | 1026 | 1026 | 1194 | 008 | 009 |

| a | b | a NUMERO DE RANGONES DE LA MATRIZ DE PORO | b NUMERO DE COLUMNAS DE LA MATRIZ DE PORO |
|----|----|---|---|
| 09 | 14 | | |

| M A T R I Z D E V A L O R E S E Q U I P O T E N C I A L E S | | | | | | | | | | | | | | |
|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|--|
| 0.0 | 0.0 | 15.9 | 13.7 | 11.4 | 9.2 | 5.9 | 2.7 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 16.2 | 13.9 | 11.6 | |
| 9.4 | 6.5 | 2.8 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 16.8 | 14.5 | 12.2 | 10.1 | 7.7 | 5.5 | 0.0 | 0.0 | |
| 0.0 | 17.4 | 15.2 | 1.3 | 1.1 | 9.4 | 7.8 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 17.8 | 15.9 | 14.2 | 12.6 | |
| 1.1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 16.4 | 14.9 | 14.1 | 12.9 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | |
| 0.0 | 17.0 | 17.0 | 16.5 | 15.6 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 18.2 | 18.9 | 18.9 | 18.0 | |
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 20.3 | 20.9 | 21.0 | 20.3 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | |
| 22.5 | 23.0 | 23.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 25.3 | 25.3 | 0.0 | 0.0 | |
| 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 27.7 | 28.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | |
| 30.3 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | |

tuado en el talud de aguas arriba y aguas abajo, proporcionando todos los valores del factor de seguridad de todos los círculos de falla analizados con sus respectivos radios y coordenadas -- (XC-abscisa, YC-ordenada del centro del círculo), tanto para -- condiciones iniciales como finales ya sea sin sismo o con sismo.

De todos estos factores de seguridad calculados, selecciona los de menor valor y los presenta en un resumen de acuerdo a su condición de operación.

En la página siguiente se presentan los resultados obtenidos.

Los factores de seguridad mínimos obtenidos por computadora para las condiciones de presa llena y presa vacía son:

TIPO DE CONDICION : PRESA LLENA

| | FACTOR DE TALUD DE AGUAS ARRIBA | SEGURIDAD TALUD AGUAS ABAJO |
|---------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|
| Condiciones iniciales sin sismo | 1.97 | 1.97 |
| Condiciones iniciales con sismo | 1.38 | 1.38 |
| Condiciones finales sin sismo | 1.97 | 1.97 |
| Condiciones finales con sismo | 1.38 | 1.38 |

TIPO DE CONDICION : VACIADO RAPIDO PARCIAL

| | | |
|---------------------------------|------|------|
| Condiciones iniciales sin sismo | 1.75 | 1.97 |
| Condiciones iniciales con sismo | 1.26 | 1.38 |
| Condiciones finales sin sismo | 1.75 | 1.97 |
| Condiciones finales con sismo | 1.26 | 1.38 |

Si se recuerdan los factores de seguridad mínimos aceptables por la SARII para este tipo de cortinas:

TIPO DE CONDICION : PRESA LLENA

| | | |
|---------------------------------|------|------|
| Condiciones iniciales sin sismo | 1.50 | 1.50 |
| Condiciones iniciales con sismo | 1.30 | 1.20 |
| Condiciones finales sin sismo | 1.45 | 1.45 |
| Condiciones finales con sismo | 1.10 | 1.30 |

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA COLUMNA CON LA CONDICIÓN
DE PRESA LLENA (ELEV. DEL NAVE 108.50)

| PESO VOL. | C. INICIAL | FRIC. INIC. | C. FINAL | FRIC. FIN. | | | | | | | | | |
|-----------|------------|-------------|----------|------------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| 1.000 | 0.000 | 1.000 | 0.000 | 1.000 | | | | | | | | | |
| 2.000 | 0.000 | .839 | 0.000 | .839 | | | | | | | | | |
| 2.020 | 0.000 | .839 | 0.000 | .839 | | | | | | | | | |
| 1.240 | 0.000 | .700 | 0.000 | .700 | | | | | | | | | |
| 1.000 | 0.000 | 1.000 | 0.000 | 1.000 | | | | | | | | | |
| 1.240 | 0.000 | .839 | 0.000 | .839 | | | | | | | | | |
| 1.300 | 0.000 | .839 | 0.000 | .839 | | | | | | | | | |
| 1.700 | 6.000 | 0.000 | 3.000 | .268 | | | | | | | | | |

| XV | YV | XV | YV | XV | YV | XV | YV | XV | YV | XV | YV | XV | YV |
|---------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 104.70 | 31.50 | 108.00 | 33.00 | 114.00 | 33.00 | 106.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 104.70 | 31.50 | 107.70 | 31.50 | 108.00 | 32.00 | 109.00 | 32.00 | 113.00 | 32.00 |
| 114.00 | 32.00 | 115.00 | 32.00 | 117.00 | 29.50 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 104.70 | 31.50 | 107.70 | 31.50 | 108.00 | 32.00 | 109.00 | 32.00 | 113.00 | 32.00 |
| 114.00 | 32.00 | 115.00 | 32.00 | 117.00 | 29.50 | 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 104.70 | 31.50 | 107.70 | 31.50 | 108.90 | 31.50 | 109.00 | 32.00 | 113.00 | 32.00 |
| 114.00 | 32.00 | 170.40 | 0.00 | 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 104.70 | 31.50 | 107.70 | 31.50 | 108.90 | 31.50 | 109.00 | 32.00 | 113.00 | 32.00 |
| 119.40 | 0.00 | 120.40 | 0.00 | 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 40.40 | 0.00 | 106.50 | 30.00 | 107.70 | 31.50 | 108.90 | 31.50 | 109.00 | 32.00 |
| 113.70 | 32.00 | 119.40 | 0.00 | 120.40 | 0.00 | 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 40.40 | 0.00 | 82.40 | 0.00 | 106.50 | 30.00 | 107.70 | 31.50 | 108.90 | 31.50 |
| 109.00 | 32.00 | 113.00 | 32.00 | 119.40 | 0.00 | 120.40 | 0.00 | 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | | | | | | | | | | | | |
| CORAZON | | | | | | | | | | | | | |
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 40.40 | 0.00 | 82.40 | 0.00 | 102.60 | 0.00 | 108.90 | 31.50 | 109.00 | 32.00 |
| 113.00 | 32.00 | 119.40 | 0.00 | 120.40 | 0.00 | 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | | | | | | | | | | | | |
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 40.40 | 0.00 | 82.40 | 0.00 | 102.60 | 0.00 | 119.40 | 0.00 | 120.40 | 0.00 |
| 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | | | | | | | | | | | | |

| PRESION DE PORO | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--|--|--|
| .77 | 100.00 | 102.50 | 105.00 | 107.50 | 110.00 | 112.50 | 115.00 | 117.50 | 120.00 | 122.50 | | | |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 26.10 | 24.30 | 20.30 | 15.70 | 11.10 | 5.10 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 2.50 | 0.00 | 0.00 | 28.40 | 24.70 | 20.40 | 16.10 | 10.90 | 5.40 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 5.00 | 0.00 | 0.00 | 29.20 | 25.10 | 21.60 | 16.30 | 11.50 | 6.10 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 7.50 | 0.00 | 0.00 | 29.80 | 25.80 | 21.50 | 17.10 | 12.20 | 7.80 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 10.00 | 0.00 | 0.00 | 30.50 | 26.70 | 22.40 | 18.00 | 13.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 12.50 | 0.00 | 0.00 | 31.30 | 27.50 | 23.30 | 19.00 | 14.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 15.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 28.40 | 24.20 | 20.30 | 16.40 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 17.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 29.20 | 25.40 | 21.50 | 17.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 20.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 30.00 | 26.50 | 23.00 | 20.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 22.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 30.70 | 27.60 | 24.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 25.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 31.30 | 28.60 | 26.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 27.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 29.60 | 27.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 30.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 30.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |
| 32.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA

TALUD AGUAS ARRIBA

| CONDICIONES INICIALES | | | | CONDICIONES FINALES | | | | | |
|-----------------------|--------|-----------|-------|---------------------|-------|-----------|-------|-----------|-------|
| | | SIN SISMO | | CON SISMO | | SIN SISMO | | CON SISMO | |
| XC | YC | RADIO | FS | RADIO | FS | RADIO | FS | RADIO | FS |
| 64.000 | 43.000 | 31.000 | 2.009 | 31.000 | 1.414 | 31.000 | 2.009 | 31.000 | 1.414 |
| 66.000 | 43.000 | 31.000 | 2.015 | 31.000 | 1.419 | 31.000 | 2.015 | 31.000 | 1.419 |
| 68.000 | 43.000 | 29.000 | 2.014 | 29.000 | 1.418 | 29.000 | 2.016 | 29.000 | 1.418 |
| 70.000 | 43.000 | 29.000 | 2.021 | 29.000 | 1.423 | 29.000 | 2.021 | 29.000 | 1.423 |
| 72.000 | 43.000 | 29.000 | 2.034 | 29.000 | 1.434 | 29.000 | 2.034 | 29.000 | 1.434 |
| 74.000 | 43.000 | 27.000 | 2.028 | 27.000 | 1.429 | 27.000 | 2.028 | 27.000 | 1.429 |
| 76.000 | 43.000 | 27.000 | 2.039 | 27.000 | 1.437 | 27.000 | 2.039 | 27.000 | 1.437 |
| 78.000 | 43.000 | 25.000 | 2.029 | 25.000 | 1.429 | 25.000 | 2.029 | 25.000 | 1.429 |
| 80.000 | 43.000 | 25.000 | 2.046 | 25.000 | 1.442 | 25.000 | 2.046 | 25.000 | 1.442 |
| 82.000 | 43.000 | 23.000 | 2.052 | 23.000 | 1.445 | 23.000 | 2.052 | 23.000 | 1.445 |
| 84.000 | 43.000 | 23.000 | 2.058 | 23.000 | 1.450 | 23.000 | 2.058 | 23.000 | 1.450 |
| 86.000 | 43.000 | 23.000 | 2.065 | 23.000 | 1.459 | 23.000 | 2.065 | 23.000 | 1.459 |
| 88.000 | 43.000 | 23.000 | 2.038 | 23.000 | 1.449 | 23.000 | 2.038 | 23.000 | 1.449 |
| 62.000 | 45.000 | 35.000 | 2.004 | 35.000 | 1.411 | 35.000 | 2.004 | 35.000 | 1.411 |
| 64.000 | 45.000 | 33.000 | 1.993 | 33.000 | 1.402 | 33.000 | 1.993 | 33.000 | 1.402 |
| 66.000 | 45.000 | 33.000 | 2.008 | 33.000 | 1.414 | 33.000 | 2.008 | 33.000 | 1.414 |
| 68.000 | 45.000 | 31.000 | 2.007 | 31.000 | 1.412 | 31.000 | 2.007 | 31.000 | 1.412 |
| 70.000 | 45.000 | 31.000 | 2.013 | 31.000 | 1.417 | 31.000 | 2.013 | 31.000 | 1.417 |
| 72.000 | 45.000 | 29.000 | 2.017 | 29.000 | 1.419 | 29.000 | 2.017 | 29.000 | 1.419 |
| 74.000 | 45.000 | 29.000 | 2.019 | 29.000 | 1.422 | 29.000 | 2.019 | 29.000 | 1.422 |
| 76.000 | 45.000 | 29.000 | 2.030 | 29.000 | 1.431 | 29.000 | 2.030 | 29.000 | 1.431 |
| 78.000 | 45.000 | 27.000 | 2.019 | 27.000 | 1.421 | 27.000 | 2.019 | 27.000 | 1.421 |
| 80.000 | 45.000 | 27.000 | 2.036 | 27.000 | 1.435 | 27.000 | 2.036 | 27.000 | 1.435 |
| 82.000 | 45.000 | 25.000 | 2.038 | 25.000 | 1.434 | 25.000 | 2.038 | 25.000 | 1.434 |
| 84.000 | 45.000 | 25.000 | 2.042 | 25.000 | 1.439 | 25.000 | 2.042 | 25.000 | 1.439 |
| 86.000 | 45.000 | 25.000 | 2.029 | 25.000 | 1.436 | 25.000 | 2.029 | 25.000 | 1.436 |
| 60.000 | 47.000 | 37.000 | 1.991 | 37.000 | 1.401 | 37.000 | 1.991 | 37.000 | 1.401 |
| 62.000 | 47.000 | 35.000 | 1.999 | 35.000 | 1.405 | 35.000 | 1.999 | 35.000 | 1.405 |
| 64.000 | 47.000 | 35.000 | 1.987 | 35.000 | 1.398 | 35.000 | 1.987 | 35.000 | 1.398 |
| 66.000 | 47.000 | 35.000 | 2.003 | 35.000 | 1.410 | 35.000 | 2.003 | 35.000 | 1.410 |
| 68.000 | 47.000 | 33.000 | 1.999 | 33.000 | 1.406 | 33.000 | 1.999 | 33.000 | 1.406 |
| 70.000 | 47.000 | 33.000 | 2.006 | 33.000 | 1.413 | 33.000 | 2.006 | 33.000 | 1.413 |
| 72.000 | 47.000 | 31.000 | 2.007 | 31.000 | 1.412 | 31.000 | 2.007 | 31.000 | 1.412 |
| 74.000 | 47.000 | 31.000 | 2.011 | 31.000 | 1.416 | 31.000 | 2.011 | 31.000 | 1.416 |
| 76.000 | 47.000 | 31.000 | 2.023 | 31.000 | 1.425 | 31.000 | 2.023 | 31.000 | 1.425 |
| 78.000 | 47.000 | 29.000 | 2.010 | 29.000 | 1.415 | 29.000 | 2.010 | 29.000 | 1.415 |
| 80.000 | 47.000 | 29.000 | 2.027 | 29.000 | 1.426 | 29.000 | 2.027 | 29.000 | 1.426 |
| 82.000 | 47.000 | 27.000 | 2.026 | 27.000 | 1.425 | 27.000 | 2.026 | 27.000 | 1.425 |
| 84.000 | 47.000 | 27.000 | 2.019 | 27.000 | 1.422 | 27.000 | 2.019 | 27.000 | 1.422 |
| 58.000 | 49.000 | 39.000 | 1.979 | 39.000 | 1.391 | 39.000 | 1.979 | 39.000 | 1.391 |
| 60.000 | 49.000 | 39.000 | 1.986 | 39.000 | 1.397 | 39.000 | 1.986 | 39.000 | 1.397 |
| 62.000 | 49.000 | 37.000 | 1.991 | 37.000 | 1.399 | 37.000 | 1.991 | 37.000 | 1.399 |
| 64.000 | 49.000 | 37.000 | 1.982 | 37.000 | 1.395 | 37.000 | 1.982 | 37.000 | 1.395 |
| 66.000 | 49.000 | 37.000 | 1.997 | 37.000 | 1.406 | 37.000 | 1.997 | 37.000 | 1.406 |
| 68.000 | 49.000 | 35.000 | 1.992 | 35.000 | 1.401 | 35.000 | 1.992 | 35.000 | 1.401 |
| 70.000 | 49.000 | 35.000 | 2.000 | 35.000 | 1.408 | 35.000 | 2.000 | 35.000 | 1.408 |
| 72.000 | 49.000 | 33.000 | 1.999 | 33.000 | 1.406 | 33.000 | 1.999 | 33.000 | 1.406 |
| 74.000 | 49.000 | 33.000 | 2.005 | 33.000 | 1.411 | 33.000 | 2.005 | 33.000 | 1.411 |
| 76.000 | 49.000 | 31.000 | 2.008 | 31.000 | 1.412 | 31.000 | 2.008 | 31.000 | 1.412 |
| 78.000 | 49.000 | 31.000 | 2.003 | 31.000 | 1.410 | 31.000 | 2.003 | 31.000 | 1.410 |
| 80.000 | 49.000 | 31.000 | 2.015 | 31.000 | 1.420 | 31.000 | 2.015 | 31.000 | 1.420 |
| 82.000 | 49.000 | 31.000 | 2.003 | 29.000 | 1.417 | 31.000 | 2.003 | 29.000 | 1.417 |
| 84.000 | 49.000 | 43.000 | 1.979 | 43.000 | 1.393 | 43.000 | 1.979 | 43.000 | 1.393 |
| 58.000 | 51.000 | 41.000 | 1.974 | 41.000 | 1.388 | 41.000 | 1.974 | 41.000 | 1.388 |
| 60.000 | 51.000 | 41.000 | 1.982 | 41.000 | 1.394 | 41.000 | 1.982 | 41.000 | 1.394 |
| 62.000 | 51.000 | 39.000 | 1.984 | 39.000 | 1.395 | 39.000 | 1.984 | 39.000 | 1.395 |
| 64.000 | 51.000 | 39.000 | 1.978 | 39.000 | 1.391 | 39.000 | 1.978 | 39.000 | 1.391 |
| 66.000 | 51.000 | 37.000 | 1.993 | 37.000 | 1.400 | 37.000 | 1.993 | 37.000 | 1.400 |
| 68.000 | 51.000 | 37.000 | 1.980 | 37.000 | 1.397 | 37.000 | 1.980 | 37.000 | 1.397 |
| 70.000 | 51.000 | 37.000 | 1.995 | 37.000 | 1.405 | 37.000 | 1.995 | 37.000 | 1.405 |
| 72.000 | 51.000 | 35.000 | 1.992 | 35.000 | 1.401 | 35.000 | 1.992 | 35.000 | 1.401 |
| 74.000 | 51.000 | 35.000 | 1.999 | 35.000 | 1.407 | 35.000 | 1.999 | 35.000 | 1.407 |
| 76.000 | 51.000 | 33.000 | 1.999 | 33.000 | 1.406 | 33.000 | 1.999 | 33.000 | 1.406 |
| 78.000 | 51.000 | 33.000 | 1.997 | 33.000 | 1.405 | 33.000 | 1.997 | 33.000 | 1.405 |
| 80.000 | 51.000 | 33.000 | 1.993 | 33.000 | 1.405 | 33.000 | 1.993 | 33.000 | 1.405 |
| 54.000 | 53.000 | 45.000 | 1.967 | 45.000 | 1.385 | 45.000 | 1.967 | 45.000 | 1.385 |
| 56.000 | 53.000 | 45.000 | 1.976 | 45.000 | 1.390 | 45.000 | 1.976 | 45.000 | 1.390 |
| 58.000 | 53.000 | 43.000 | 1.970 | 43.000 | 1.385 | 43.000 | 1.970 | 43.000 | 1.385 |
| 60.000 | 53.000 | 43.000 | 1.978 | 43.000 | 1.392 | 43.000 | 1.978 | 43.000 | 1.392 |
| 62.000 | 53.000 | 41.000 | 1.979 | 41.000 | 1.391 | 41.000 | 1.979 | 41.000 | 1.391 |
| 64.000 | 53.000 | 41.000 | 1.974 | 41.000 | 1.389 | 41.000 | 1.974 | 41.000 | 1.389 |
| 66.000 | 53.000 | 39.000 | 1.985 | 39.000 | 1.395 | 39.000 | 1.985 | 39.000 | 1.395 |
| 68.000 | 53.000 | 39.000 | 1.981 | 39.000 | 1.394 | 39.000 | 1.981 | 39.000 | 1.394 |
| 70.000 | 53.000 | 39.000 | 1.991 | 39.000 | 1.401 | 39.000 | 1.991 | 39.000 | 1.401 |
| 72.000 | 53.000 | 37.000 | 1.986 | 37.000 | 1.397 | 37.000 | 1.986 | 37.000 | 1.397 |
| 74.000 | 53.000 | 37.000 | 1.994 | 37.000 | 1.403 | 37.000 | 1.994 | 37.000 | 1.403 |
| 76.000 | 53.000 | 35.000 | 1.992 | 35.000 | 1.401 | 35.000 | 1.992 | 35.000 | 1.401 |
| 78.000 | 53.000 | 35.000 | 1.985 | 35.000 | 1.398 | 35.000 | 1.985 | 35.000 | 1.398 |

FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS
 CONDICIONES INICIALES 1.9671
 CONDICIONES INICIALES SISMO 1.3829
 CONDICIONES FINALES 1.9671
 CONDICIONES FINALES SISMO 1.3829

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA

177

TALUD AGUAS ABAJO

| | | CONDICIONES INICIALES | | | | CONDICIONES FINALES | | | |
|---------|--------|-----------------------|-------|-----------|-------|---------------------|-------|-----------|-------|
| | | SIN SISMO | | CON SISMO | | SIN SISMO | | CON SISMO | |
| XC | YC | RADIO | FS | RADIO | FS | RADIO | FS | RADIO | FS |
| 134.000 | 43.000 | 21.000 | 2.063 | 21.000 | 1.455 | 21.000 | 2.063 | 21.000 | 1.455 |
| 136.000 | 43.000 | 21.000 | 2.065 | 21.000 | 1.454 | 21.000 | 2.065 | 21.000 | 1.454 |
| 138.000 | 43.000 | 23.000 | 2.053 | 23.000 | 1.447 | 23.000 | 2.053 | 23.000 | 1.447 |
| 140.000 | 43.000 | 23.000 | 2.036 | 23.000 | 1.434 | 23.000 | 2.036 | 23.000 | 1.434 |
| 142.000 | 43.000 | 25.000 | 2.044 | 25.000 | 1.441 | 25.000 | 2.044 | 25.000 | 1.441 |
| 144.000 | 43.000 | 25.000 | 2.035 | 25.000 | 1.433 | 25.000 | 2.035 | 25.000 | 1.433 |
| 146.000 | 43.000 | 27.000 | 2.044 | 27.000 | 1.441 | 27.000 | 2.044 | 27.000 | 1.441 |
| 148.000 | 43.000 | 27.000 | 2.026 | 27.000 | 1.427 | 27.000 | 2.026 | 27.000 | 1.427 |
| 150.000 | 43.000 | 27.000 | 2.032 | 27.000 | 1.430 | 27.000 | 2.032 | 27.000 | 1.430 |
| 152.000 | 43.000 | 29.000 | 2.034 | 29.000 | 1.421 | 29.000 | 2.034 | 29.000 | 1.421 |
| 154.000 | 43.000 | 29.000 | 2.021 | 29.000 | 1.422 | 29.000 | 2.021 | 29.000 | 1.422 |
| 156.000 | 43.000 | 31.000 | 2.013 | 31.000 | 1.418 | 31.000 | 2.013 | 31.000 | 1.418 |
| 158.000 | 43.000 | 31.000 | 2.004 | 31.000 | 1.411 | 31.000 | 2.004 | 31.000 | 1.411 |
| 136.000 | 45.000 | 23.000 | 2.048 | 23.000 | 1.441 | 23.000 | 2.048 | 23.000 | 1.441 |
| 138.000 | 45.000 | 25.000 | 2.041 | 25.000 | 1.439 | 25.000 | 2.041 | 25.000 | 1.439 |
| 140.000 | 45.000 | 25.000 | 2.025 | 25.000 | 1.426 | 25.000 | 2.025 | 25.000 | 1.426 |
| 142.000 | 45.000 | 27.000 | 2.034 | 27.000 | 1.434 | 27.000 | 2.034 | 27.000 | 1.434 |
| 144.000 | 45.000 | 27.000 | 2.024 | 27.000 | 1.426 | 27.000 | 2.024 | 27.000 | 1.426 |
| 146.000 | 45.000 | 29.000 | 2.034 | 29.000 | 1.434 | 29.000 | 2.034 | 29.000 | 1.434 |
| 148.000 | 45.000 | 29.000 | 2.017 | 29.000 | 1.421 | 29.000 | 2.017 | 29.000 | 1.421 |
| 150.000 | 45.000 | 29.000 | 2.021 | 29.000 | 1.422 | 29.000 | 2.021 | 29.000 | 1.422 |
| 152.000 | 45.000 | 31.000 | 2.011 | 31.000 | 1.416 | 31.000 | 2.011 | 31.000 | 1.416 |
| 154.000 | 45.000 | 31.000 | 2.012 | 31.000 | 1.415 | 31.000 | 2.012 | 31.000 | 1.415 |
| 156.000 | 45.000 | 33.000 | 2.007 | 33.000 | 1.413 | 33.000 | 2.007 | 33.000 | 1.413 |
| 158.000 | 45.000 | 33.000 | 1.997 | 33.000 | 1.406 | 33.000 | 1.997 | 33.000 | 1.406 |
| 160.000 | 45.000 | 35.000 | 2.009 | 35.000 | 1.415 | 35.000 | 2.009 | 35.000 | 1.415 |
| 138.000 | 47.000 | 27.000 | 2.031 | 27.000 | 1.432 | 27.000 | 2.031 | 27.000 | 1.432 |
| 140.000 | 47.000 | 27.000 | 2.023 | 27.000 | 1.424 | 27.000 | 2.023 | 27.000 | 1.424 |
| 142.000 | 47.000 | 29.000 | 2.026 | 29.000 | 1.428 | 29.000 | 2.026 | 29.000 | 1.428 |
| 144.000 | 47.000 | 29.000 | 2.016 | 29.000 | 1.419 | 29.000 | 2.016 | 29.000 | 1.419 |
| 146.000 | 47.000 | 29.000 | 2.011 | 29.000 | 1.415 | 29.000 | 2.011 | 29.000 | 1.415 |
| 148.000 | 47.000 | 31.000 | 2.010 | 31.000 | 1.415 | 31.000 | 2.010 | 31.000 | 1.415 |
| 150.000 | 47.000 | 31.000 | 2.001 | 31.000 | 1.407 | 31.000 | 2.001 | 31.000 | 1.407 |
| 152.000 | 47.000 | 33.000 | 2.005 | 33.000 | 1.412 | 33.000 | 2.005 | 33.000 | 1.412 |
| 154.000 | 47.000 | 33.000 | 2.004 | 33.000 | 1.410 | 33.000 | 2.004 | 33.000 | 1.410 |
| 156.000 | 47.000 | 35.000 | 2.001 | 35.000 | 1.409 | 35.000 | 2.001 | 35.000 | 1.409 |
| 158.000 | 47.000 | 35.000 | 1.992 | 35.000 | 1.402 | 35.000 | 1.992 | 35.000 | 1.402 |
| 160.000 | 47.000 | 35.000 | 2.004 | 35.000 | 1.409 | 35.000 | 2.004 | 35.000 | 1.409 |
| 162.000 | 47.000 | 37.000 | 1.987 | 37.000 | 1.399 | 37.000 | 1.987 | 37.000 | 1.399 |
| 140.000 | 49.000 | 29.000 | 2.014 | 29.000 | 1.417 | 29.000 | 2.014 | 29.000 | 1.417 |
| 142.000 | 49.000 | 31.000 | 2.019 | 29.000 | 1.422 | 31.000 | 2.019 | 29.000 | 1.422 |
| 144.000 | 49.000 | 31.000 | 2.008 | 31.000 | 1.414 | 31.000 | 2.008 | 31.000 | 1.414 |
| 146.000 | 49.000 | 31.000 | 2.002 | 31.000 | 1.408 | 31.000 | 2.002 | 31.000 | 1.408 |
| 148.000 | 49.000 | 33.000 | 2.004 | 33.000 | 1.411 | 33.000 | 2.004 | 33.000 | 1.411 |
| 150.000 | 49.000 | 33.000 | 1.994 | 33.000 | 1.407 | 33.000 | 1.994 | 33.000 | 1.407 |
| 152.000 | 49.000 | 35.000 | 2.000 | 35.000 | 1.408 | 35.000 | 2.000 | 35.000 | 1.408 |
| 154.000 | 49.000 | 35.000 | 1.997 | 35.000 | 1.405 | 35.000 | 1.997 | 35.000 | 1.405 |
| 156.000 | 49.000 | 37.000 | 1.996 | 37.000 | 1.406 | 37.000 | 1.996 | 37.000 | 1.406 |
| 158.000 | 49.000 | 37.000 | 1.987 | 37.000 | 1.398 | 37.000 | 1.987 | 37.000 | 1.398 |
| 160.000 | 49.000 | 37.000 | 1.996 | 37.000 | 1.403 | 37.000 | 1.996 | 37.000 | 1.403 |
| 162.000 | 49.000 | 39.000 | 1.983 | 39.000 | 1.396 | 39.000 | 1.983 | 39.000 | 1.396 |
| 164.000 | 49.000 | 39.000 | 1.982 | 39.000 | 1.394 | 39.000 | 1.982 | 39.000 | 1.394 |
| 142.000 | 51.000 | 33.000 | 2.007 | 33.000 | 1.414 | 33.000 | 2.007 | 33.000 | 1.414 |
| 144.000 | 51.000 | 33.000 | 2.002 | 33.000 | 1.409 | 33.000 | 2.002 | 33.000 | 1.409 |
| 146.000 | 51.000 | 33.000 | 1.995 | 33.000 | 1.403 | 33.000 | 1.995 | 33.000 | 1.403 |
| 148.000 | 51.000 | 35.000 | 1.998 | 35.000 | 1.407 | 35.000 | 1.998 | 35.000 | 1.407 |
| 150.000 | 51.000 | 35.000 | 1.988 | 35.000 | 1.398 | 35.000 | 1.988 | 35.000 | 1.398 |
| 152.000 | 51.000 | 37.000 | 1.995 | 37.000 | 1.404 | 37.000 | 1.995 | 37.000 | 1.404 |
| 154.000 | 51.000 | 37.000 | 1.991 | 37.000 | 1.401 | 37.000 | 1.991 | 37.000 | 1.401 |
| 156.000 | 51.000 | 39.000 | 1.982 | 39.000 | 1.395 | 39.000 | 1.982 | 39.000 | 1.395 |
| 158.000 | 51.000 | 39.000 | 1.982 | 39.000 | 1.394 | 39.000 | 1.982 | 39.000 | 1.394 |
| 160.000 | 51.000 | 39.000 | 1.990 | 39.000 | 1.399 | 39.000 | 1.990 | 39.000 | 1.399 |
| 162.000 | 51.000 | 41.000 | 1.980 | 41.000 | 1.393 | 41.000 | 1.980 | 41.000 | 1.393 |
| 164.000 | 51.000 | 41.000 | 1.977 | 41.000 | 1.391 | 41.000 | 1.977 | 41.000 | 1.391 |
| 166.000 | 51.000 | 43.000 | 1.978 | 43.000 | 1.392 | 43.000 | 1.978 | 43.000 | 1.392 |
| 144.000 | 53.000 | 35.000 | 1.996 | 35.000 | 1.405 | 35.000 | 1.996 | 35.000 | 1.405 |
| 146.000 | 53.000 | 35.000 | 1.988 | 35.000 | 1.395 | 35.000 | 1.988 | 35.000 | 1.395 |
| 148.000 | 53.000 | 37.000 | 1.994 | 37.000 | 1.403 | 37.000 | 1.994 | 37.000 | 1.403 |
| 150.000 | 53.000 | 37.000 | 1.983 | 37.000 | 1.394 | 37.000 | 1.983 | 37.000 | 1.394 |
| 152.000 | 53.000 | 39.000 | 1.991 | 39.000 | 1.401 | 39.000 | 1.991 | 39.000 | 1.401 |
| 154.000 | 53.000 | 39.000 | 1.980 | 39.000 | 1.392 | 39.000 | 1.980 | 39.000 | 1.392 |
| 156.000 | 53.000 | 39.000 | 1.981 | 39.000 | 1.392 | 39.000 | 1.981 | 39.000 | 1.392 |
| 158.000 | 53.000 | 41.000 | 1.983 | 41.000 | 1.395 | 41.000 | 1.983 | 41.000 | 1.395 |
| 160.000 | 53.000 | 41.000 | 1.976 | 41.000 | 1.389 | 41.000 | 1.976 | 41.000 | 1.389 |
| 162.000 | 53.000 | 43.000 | 1.973 | 43.000 | 1.391 | 43.000 | 1.973 | 43.000 | 1.391 |
| 144.000 | 55.000 | 43.000 | 1.973 | 43.000 | 1.388 | 43.000 | 1.973 | 43.000 | 1.388 |
| 166.000 | 55.000 | 45.000 | 1.975 | 45.000 | 1.390 | 45.000 | 1.975 | 45.000 | 1.390 |
| 168.000 | 55.000 | 45.000 | 1.971 | 45.000 | 1.386 | 45.000 | 1.971 | 45.000 | 1.386 |

FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS
CONDICIONES INICIALES 1.9706
CONDICIONES INICIALES SISMO 1.3848
CONDICIONES FINALES 1.9716
CONDICIONES FINALES SISMO 1.3848

PROBLEMA TERMINADO

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA CON LA CONDICION DE VACIADO RAPIDO PARCIAL (ELEV. NOT 90.40)

| PESO VOL. | C. INICIAL | FRIC.INIC. | C. FINAL | FRIC. FIN. |
|-----------|------------|------------|----------|------------|
| 1.800 | 0.000 | 1.000 | 0.000 | 1.000 |
| 2.000 | 0.000 | .839 | 0.000 | .839 |
| 2.020 | 0.000 | .839 | 0.000 | .839 |
| 1.240 | 0.000 | .700 | 0.000 | .700 |
| 1.000 | 0.000 | 1.000 | 0.000 | 1.000 |
| 1.240 | 0.000 | .839 | 0.000 | .839 |
| 1.300 | 0.000 | .839 | 0.000 | .839 |
| 1.700 | 6.000 | 0.000 | 3.000 | .268 |

| XV | YV | XV | YV | XV | YV | XV | YV | XV | YV | XV | YV | XV | YV |
|----------------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 65.00 | 13.40 | 108.00 | 33.00 | 114.00 | 33.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 65.00 | 13.40 | 69.90 | 13.40 | 106.50 | 30.00 | 108.00 | 32.00 | 109.00 | 32.00 |
| 113.00 | 32.00 | 114.00 | 32.00 | 115.00 | 32.00 | 117.00 | 29.50 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 65.00 | 13.40 | 69.90 | 13.40 | 93.20 | 13.40 | 106.50 | 30.00 | 108.00 | 32.00 |
| 109.00 | 32.00 | 113.00 | 32.00 | 114.00 | 32.00 | 115.00 | 32.00 | 117.00 | 29.50 | 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 |
| 106.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 65.00 | 13.40 | 69.90 | 13.40 | 93.20 | 13.40 | 105.30 | 13.40 | 109.00 | 32.00 |
| 113.00 | 32.00 | 114.00 | 32.00 | 120.40 | 0.00 | 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 65.00 | 13.40 | 69.90 | 13.40 | 93.20 | 13.40 | 105.30 | 13.40 | 109.00 | 32.00 |
| 113.00 | 32.00 | 119.40 | 0.00 | 120.40 | 0.00 | 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 40.40 | 0.00 | 69.90 | 13.40 | 106.50 | 30.00 | 108.00 | 32.00 | 109.00 | 32.00 |
| 113.00 | 32.00 | 119.40 | 0.00 | 120.40 | 0.00 | 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 40.40 | 0.00 | 82.40 | 0.00 | 93.20 | 13.40 | 106.50 | 30.00 | 108.00 | 32.00 |
| 109.00 | 32.00 | 113.00 | 32.00 | 119.40 | 0.00 | 120.40 | 0.00 | 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| CORAZON | | | | | | | | | | | | | |
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 40.40 | 0.00 | 82.40 | 0.00 | 102.60 | 0.00 | 105.30 | 13.40 | 109.00 | 32.00 |
| 113.00 | 32.00 | 119.40 | 0.00 | 120.40 | 0.00 | 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 0.00 | 0.00 | 35.40 | 0.00 | 40.40 | 0.00 | 82.40 | 0.00 | 102.60 | 0.00 | 119.40 | 0.00 | 120.40 | 0.00 |
| 140.60 | 0.00 | 181.60 | 0.00 | 186.60 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |
| 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 | 224.00 | 0.00 |

| | | | | | | | | | |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| .77 | 100.00 | 102.50 | 105.00 | 107.50 | 110.00 | 112.50 | 115.00 | 117.50 | 120.00 |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 15.90 | 13.70 | 11.40 | 9.20 | 5.90 | 2.70 | 0.00 |
| 2.50 | 0.00 | 0.00 | 16.20 | 13.90 | 11.60 | 9.40 | 6.50 | 2.80 | 0.00 |
| 5.00 | 0.00 | 0.00 | 16.80 | 14.50 | 12.20 | 10.10 | 7.70 | 5.50 | 0.00 |
| 7.50 | 0.00 | 0.00 | 17.40 | 15.20 | 13.10 | 11.10 | 9.40 | 7.80 | 0.00 |
| 10.00 | 0.00 | 0.00 | 17.80 | 15.90 | 14.20 | 12.60 | 11.00 | 9.00 | 0.00 |
| 12.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 16.40 | 14.90 | 14.10 | 12.90 | 10.00 | 0.00 |
| 15.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 17.00 | 17.00 | 16.50 | 15.60 | 13.00 | 0.00 |
| 17.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 18.20 | 18.90 | 18.90 | 18.00 | 15.00 | 0.00 |
| 20.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 20.30 | 20.90 | 21.00 | 20.30 | 18.00 | 0.00 |
| 22.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 22.50 | 23.00 | 23.00 | 23.00 | 20.00 | 0.00 |
| 25.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 25.30 | 25.30 | 25.00 | 22.00 | 0.00 |
| 27.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 27.70 | 28.00 | 28.00 | 25.00 | 0.00 |
| 30.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 30.30 | 30.00 | 30.00 | 27.00 | 0.00 |
| 32.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 30.00 | 0.00 |

TALUD AGUAS ARRIBA

| XC | YC | CONDICIONES INICIALES | | | | CONDICIONES FINALES | | | |
|--------|--------|-----------------------|-------|-----------|-------|---------------------|-------|-----------|-------|
| | | SIN SISMO | | CON SISMO | | SIN SISMO | | CON SISMO | |
| | | RADIO | FS | RADIO | FS | RADIO | FS | RADIO | FS |
| 64.000 | 43.000 | 35.000 | 1.813 | 35.000 | 1.313 | 35.000 | 1.813 | 35.000 | 1.313 |
| 66.000 | 43.000 | 37.000 | 1.837 | 35.000 | 1.332 | 37.000 | 1.837 | 35.000 | 1.332 |
| 68.000 | 43.000 | 37.000 | 1.866 | 35.000 | 1.355 | 37.000 | 1.866 | 35.000 | 1.355 |
| 70.000 | 43.000 | 39.000 | 1.894 | 35.000 | 1.382 | 39.000 | 1.894 | 35.000 | 1.382 |
| 72.000 | 43.000 | 37.000 | 1.927 | 35.000 | 1.408 | 37.000 | 1.927 | 35.000 | 1.408 |
| 74.000 | 43.000 | 35.000 | 1.978 | 27.000 | 1.427 | 35.000 | 1.978 | 27.000 | 1.427 |
| 76.000 | 43.000 | 27.000 | 2.038 | 27.000 | 1.437 | 27.000 | 2.038 | 27.000 | 1.437 |
| 78.000 | 43.000 | 25.000 | 2.026 | 25.000 | 1.428 | 25.000 | 2.026 | 25.000 | 1.428 |
| 80.000 | 43.000 | 25.000 | 2.045 | 25.000 | 1.442 | 25.000 | 2.045 | 25.000 | 1.442 |
| 82.000 | 43.000 | 23.000 | 2.049 | 23.000 | 1.444 | 23.000 | 2.049 | 23.000 | 1.444 |
| 84.000 | 43.000 | 23.000 | 2.056 | 23.000 | 1.450 | 23.000 | 2.056 | 23.000 | 1.450 |
| 86.000 | 43.000 | 21.000 | 2.069 | 21.000 | 1.458 | 21.000 | 2.069 | 21.000 | 1.458 |
| 88.000 | 43.000 | 21.000 | 2.072 | 21.000 | 1.462 | 21.000 | 2.072 | 21.000 | 1.462 |
| 62.000 | 45.000 | 37.000 | 1.793 | 37.000 | 1.295 | 37.000 | 1.793 | 37.000 | 1.295 |
| 64.000 | 45.000 | 39.000 | 1.814 | 37.000 | 1.314 | 39.000 | 1.814 | 37.000 | 1.314 |
| 66.000 | 45.000 | 39.000 | 1.835 | 37.000 | 1.332 | 39.000 | 1.835 | 37.000 | 1.332 |
| 68.000 | 45.000 | 39.000 | 1.863 | 37.000 | 1.355 | 39.000 | 1.863 | 37.000 | 1.355 |
| 70.000 | 45.000 | 39.000 | 1.889 | 37.000 | 1.378 | 39.000 | 1.889 | 37.000 | 1.378 |
| 72.000 | 45.000 | 39.000 | 1.922 | 37.000 | 1.402 | 39.000 | 1.922 | 37.000 | 1.402 |
| 74.000 | 45.000 | 37.000 | 1.971 | 29.000 | 1.421 | 37.000 | 1.971 | 29.000 | 1.421 |
| 76.000 | 45.000 | 29.000 | 2.029 | 29.000 | 1.430 | 29.000 | 2.029 | 29.000 | 1.430 |
| 78.000 | 45.000 | 27.000 | 2.016 | 27.000 | 1.420 | 27.000 | 2.016 | 27.000 | 1.420 |
| 80.000 | 45.000 | 27.000 | 2.035 | 27.000 | 1.435 | 27.000 | 2.035 | 27.000 | 1.435 |
| 82.000 | 45.000 | 25.000 | 2.035 | 25.000 | 1.434 | 25.000 | 2.035 | 25.000 | 1.434 |
| 84.000 | 45.000 | 25.000 | 2.044 | 25.000 | 1.441 | 25.000 | 2.044 | 25.000 | 1.441 |
| 86.000 | 45.000 | 23.000 | 2.051 | 23.000 | 1.445 | 23.000 | 2.051 | 23.000 | 1.445 |
| 60.000 | 47.000 | 41.000 | 1.777 | 39.000 | 1.282 | 41.000 | 1.777 | 39.000 | 1.282 |
| 62.000 | 47.000 | 41.000 | 1.795 | 39.000 | 1.297 | 41.000 | 1.795 | 39.000 | 1.297 |
| 64.000 | 47.000 | 41.000 | 1.813 | 39.000 | 1.315 | 41.000 | 1.813 | 39.000 | 1.315 |
| 66.000 | 47.000 | 41.000 | 1.837 | 39.000 | 1.332 | 41.000 | 1.837 | 39.000 | 1.332 |
| 68.000 | 47.000 | 41.000 | 1.861 | 39.000 | 1.353 | 41.000 | 1.861 | 39.000 | 1.353 |
| 70.000 | 47.000 | 41.000 | 1.885 | 41.000 | 1.374 | 41.000 | 1.885 | 41.000 | 1.374 |
| 72.000 | 47.000 | 39.000 | 1.930 | 39.000 | 1.398 | 39.000 | 1.930 | 39.000 | 1.398 |
| 74.000 | 47.000 | 37.000 | 1.997 | 31.000 | 1.415 | 37.000 | 1.997 | 31.000 | 1.415 |
| 76.000 | 47.000 | 31.000 | 2.021 | 31.000 | 1.425 | 31.000 | 2.021 | 31.000 | 1.425 |
| 78.000 | 47.000 | 29.000 | 2.008 | 29.000 | 1.414 | 29.000 | 2.008 | 29.000 | 1.414 |
| 80.000 | 47.000 | 29.000 | 2.026 | 29.000 | 1.428 | 29.000 | 2.026 | 29.000 | 1.428 |
| 82.000 | 47.000 | 27.000 | 2.024 | 27.000 | 1.425 | 27.000 | 2.024 | 27.000 | 1.425 |
| 84.000 | 47.000 | 27.000 | 2.034 | 27.000 | 1.434 | 27.000 | 2.034 | 27.000 | 1.434 |
| 58.000 | 49.000 | 43.000 | 1.764 | 41.000 | 1.273 | 43.000 | 1.764 | 41.000 | 1.273 |
| 60.000 | 49.000 | 43.000 | 1.781 | 41.000 | 1.284 | 43.000 | 1.781 | 41.000 | 1.284 |
| 62.000 | 49.000 | 43.000 | 1.797 | 41.000 | 1.299 | 43.000 | 1.797 | 41.000 | 1.299 |
| 64.000 | 49.000 | 43.000 | 1.814 | 41.000 | 1.315 | 43.000 | 1.814 | 41.000 | 1.315 |
| 66.000 | 49.000 | 45.000 | 1.836 | 41.000 | 1.333 | 45.000 | 1.836 | 41.000 | 1.333 |
| 68.000 | 49.000 | 43.000 | 1.859 | 41.000 | 1.352 | 43.000 | 1.859 | 41.000 | 1.352 |
| 70.000 | 49.000 | 41.000 | 1.899 | 41.000 | 1.373 | 41.000 | 1.899 | 41.000 | 1.373 |
| 72.000 | 49.000 | 39.000 | 1.958 | 39.000 | 1.404 | 39.000 | 1.958 | 39.000 | 1.404 |
| 74.000 | 49.000 | 39.000 | 1.995 | 33.000 | 1.410 | 39.000 | 1.995 | 33.000 | 1.410 |
| 76.000 | 49.000 | 31.000 | 2.004 | 31.000 | 1.410 | 31.000 | 2.004 | 31.000 | 1.410 |
| 78.000 | 49.000 | 31.000 | 2.001 | 31.000 | 1.409 | 31.000 | 2.001 | 31.000 | 1.409 |
| 80.000 | 49.000 | 31.000 | 2.018 | 31.000 | 1.422 | 31.000 | 2.018 | 31.000 | 1.422 |
| 82.000 | 49.000 | 29.000 | 2.014 | 29.000 | 1.418 | 29.000 | 2.014 | 29.000 | 1.418 |
| 56.000 | 51.000 | 45.000 | 1.756 | 45.000 | 1.267 | 45.000 | 1.756 | 45.000 | 1.267 |
| 58.000 | 51.000 | 45.000 | 1.767 | 45.000 | 1.276 | 45.000 | 1.767 | 45.000 | 1.276 |
| 60.000 | 51.000 | 45.000 | 1.783 | 43.000 | 1.287 | 45.000 | 1.783 | 43.000 | 1.287 |
| 62.000 | 51.000 | 45.000 | 1.799 | 43.000 | 1.300 | 45.000 | 1.799 | 43.000 | 1.300 |
| 64.000 | 51.000 | 45.000 | 1.817 | 43.000 | 1.315 | 45.000 | 1.817 | 43.000 | 1.315 |
| 66.000 | 51.000 | 45.000 | 1.838 | 43.000 | 1.333 | 45.000 | 1.838 | 43.000 | 1.333 |
| 68.000 | 51.000 | 45.000 | 1.860 | 43.000 | 1.351 | 45.000 | 1.860 | 43.000 | 1.351 |
| 70.000 | 51.000 | 43.000 | 1.899 | 43.000 | 1.371 | 43.000 | 1.899 | 43.000 | 1.371 |
| 72.000 | 51.000 | 41.000 | 1.955 | 35.000 | 1.400 | 41.000 | 1.955 | 35.000 | 1.400 |
| 74.000 | 51.000 | 35.000 | 1.996 | 35.000 | 1.406 | 35.000 | 1.996 | 35.000 | 1.406 |
| 76.000 | 51.000 | 33.000 | 1.996 | 33.000 | 1.405 | 33.000 | 1.996 | 33.000 | 1.405 |
| 78.000 | 51.000 | 33.000 | 1.994 | 33.000 | 1.404 | 33.000 | 1.994 | 33.000 | 1.404 |
| 80.000 | 51.000 | 33.000 | 2.011 | 33.000 | 1.418 | 33.000 | 2.011 | 33.000 | 1.418 |
| 54.000 | 53.000 | 47.000 | 1.751 | 47.000 | 1.260 | 47.000 | 1.751 | 47.000 | 1.260 |
| 56.000 | 53.000 | 47.000 | 1.758 | 47.000 | 1.267 | 47.000 | 1.758 | 47.000 | 1.267 |
| 58.000 | 53.000 | 47.000 | 1.771 | 47.000 | 1.278 | 47.000 | 1.771 | 47.000 | 1.278 |
| 60.000 | 53.000 | 49.000 | 1.785 | 45.000 | 1.288 | 49.000 | 1.785 | 45.000 | 1.288 |
| 62.000 | 53.000 | 47.000 | 1.800 | 45.000 | 1.302 | 47.000 | 1.800 | 45.000 | 1.302 |
| 64.000 | 53.000 | 49.000 | 1.817 | 45.000 | 1.316 | 49.000 | 1.817 | 45.000 | 1.316 |
| 66.000 | 53.000 | 47.000 | 1.839 | 47.000 | 1.332 | 47.000 | 1.839 | 47.000 | 1.332 |
| 68.000 | 53.000 | 45.000 | 1.873 | 45.000 | 1.350 | 45.000 | 1.873 | 45.000 | 1.350 |
| 70.000 | 53.000 | 43.000 | 1.926 | 43.000 | 1.378 | 43.000 | 1.926 | 43.000 | 1.378 |
| 72.000 | 53.000 | 37.000 | 1.983 | 37.000 | 1.395 | 37.000 | 1.983 | 37.000 | 1.395 |
| 74.000 | 53.000 | 37.000 | 1.991 | 37.000 | 1.402 | 37.000 | 1.991 | 37.000 | 1.402 |
| 76.000 | 53.000 | 35.000 | 1.989 | 35.000 | 1.399 | 35.000 | 1.989 | 35.000 | 1.399 |
| 78.000 | 53.000 | 35.000 | 1.989 | 35.000 | 1.401 | 35.000 | 1.989 | 35.000 | 1.401 |

FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS
CONDICIONES INICIALES 1,7510
CONDICIONES INICIALES SISMO 1,2601
CONDICIONES FINALES 1,7510
CONDICIONES FINALES SISMO 1,2601

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA CONTINA

TALUD AGUAS ABAJO

180

| | | CONDICIONES INICIALES | | | | CONDICIONES FINALES | | | |
|---------|--------|-----------------------|-------|-----------|-------|---------------------|-------|-----------|-------|
| | | SIN SISMO | | COM SISMO | | SIN SISMO | | COM SISMO | |
| XC | YC | RADIO | FS | RADIO | FS | RADIO | FS | RADIO | FS |
| 134.000 | 43.000 | 21.000 | 2.063 | 21.000 | 1.455 | 21.000 | 2.063 | 21.000 | 1.455 |
| 136.000 | 43.000 | 21.000 | 2.065 | 21.000 | 1.454 | 21.000 | 2.065 | 21.000 | 1.454 |
| 138.000 | 43.000 | 23.000 | 2.053 | 23.000 | 1.447 | 23.000 | 2.053 | 23.000 | 1.447 |
| 140.000 | 43.000 | 23.000 | 2.036 | 23.000 | 1.434 | 23.000 | 2.036 | 23.000 | 1.434 |
| 142.000 | 43.000 | 25.000 | 2.044 | 25.000 | 1.441 | 25.000 | 2.044 | 25.000 | 1.441 |
| 144.000 | 43.000 | 25.000 | 2.035 | 25.000 | 1.433 | 25.000 | 2.035 | 25.000 | 1.433 |
| 146.000 | 43.000 | 27.000 | 2.044 | 27.000 | 1.441 | 27.000 | 2.044 | 27.000 | 1.441 |
| 148.000 | 43.000 | 27.000 | 2.026 | 27.000 | 1.427 | 27.000 | 2.026 | 27.000 | 1.427 |
| 150.000 | 43.000 | 27.000 | 2.032 | 27.000 | 1.430 | 27.000 | 2.032 | 27.000 | 1.430 |
| 152.000 | 43.000 | 29.000 | 2.018 | 29.000 | 1.421 | 29.000 | 2.018 | 29.000 | 1.421 |
| 154.000 | 43.000 | 29.000 | 2.021 | 29.000 | 1.422 | 29.000 | 2.021 | 29.000 | 1.422 |
| 156.000 | 43.000 | 31.000 | 2.013 | 31.000 | 1.418 | 31.000 | 2.013 | 31.000 | 1.418 |
| 158.000 | 43.000 | 31.000 | 2.004 | 31.000 | 1.411 | 31.000 | 2.004 | 31.000 | 1.411 |
| 156.000 | 45.000 | 23.000 | 2.048 | 23.000 | 1.441 | 23.000 | 2.048 | 23.000 | 1.441 |
| 138.000 | 45.000 | 25.000 | 2.041 | 25.000 | 1.439 | 25.000 | 2.041 | 25.000 | 1.439 |
| 140.000 | 45.000 | 25.000 | 2.022 | 25.000 | 1.426 | 25.000 | 2.022 | 25.000 | 1.426 |
| 142.000 | 45.000 | 27.000 | 2.034 | 27.000 | 1.434 | 27.000 | 2.034 | 27.000 | 1.434 |
| 144.000 | 45.000 | 27.000 | 2.024 | 27.000 | 1.426 | 27.000 | 2.024 | 27.000 | 1.426 |
| 146.000 | 45.000 | 29.000 | 2.034 | 29.000 | 1.434 | 29.000 | 2.034 | 29.000 | 1.434 |
| 148.000 | 45.000 | 29.000 | 2.017 | 29.000 | 1.421 | 29.000 | 2.017 | 29.000 | 1.421 |
| 150.000 | 45.000 | 29.000 | 2.021 | 29.000 | 1.422 | 29.000 | 2.021 | 29.000 | 1.422 |
| 152.000 | 45.000 | 31.000 | 2.011 | 31.000 | 1.416 | 31.000 | 2.011 | 31.000 | 1.416 |
| 154.000 | 45.000 | 31.000 | 2.012 | 31.000 | 1.419 | 31.000 | 2.012 | 31.000 | 1.419 |
| 156.000 | 45.000 | 33.000 | 2.007 | 33.000 | 1.413 | 33.000 | 2.007 | 33.000 | 1.413 |
| 158.000 | 45.000 | 33.000 | 1.997 | 33.000 | 1.406 | 33.000 | 1.997 | 33.000 | 1.406 |
| 160.000 | 45.000 | 35.000 | 2.009 | 35.000 | 1.415 | 35.000 | 2.009 | 35.000 | 1.415 |
| 138.000 | 47.000 | 27.000 | 2.031 | 27.000 | 1.432 | 27.000 | 2.031 | 27.000 | 1.432 |
| 140.000 | 47.000 | 27.000 | 2.023 | 27.000 | 1.424 | 27.000 | 2.023 | 27.000 | 1.424 |
| 142.000 | 47.000 | 29.000 | 2.026 | 29.000 | 1.428 | 29.000 | 2.026 | 29.000 | 1.428 |
| 144.000 | 47.000 | 29.000 | 2.011 | 29.000 | 1.419 | 29.000 | 2.011 | 29.000 | 1.419 |
| 146.000 | 47.000 | 31.000 | 2.010 | 31.000 | 1.415 | 31.000 | 2.010 | 31.000 | 1.415 |
| 148.000 | 47.000 | 31.000 | 2.001 | 31.000 | 1.407 | 31.000 | 2.001 | 31.000 | 1.407 |
| 150.000 | 47.000 | 33.000 | 2.005 | 33.000 | 1.412 | 33.000 | 2.005 | 33.000 | 1.412 |
| 154.000 | 47.000 | 33.000 | 2.004 | 33.000 | 1.410 | 33.000 | 2.004 | 33.000 | 1.410 |
| 156.000 | 47.000 | 35.000 | 2.001 | 35.000 | 1.409 | 35.000 | 2.001 | 35.000 | 1.409 |
| 158.000 | 47.000 | 35.000 | 1.992 | 35.000 | 1.402 | 35.000 | 1.992 | 35.000 | 1.402 |
| 160.000 | 47.000 | 35.000 | 2.004 | 35.000 | 1.409 | 35.000 | 2.004 | 35.000 | 1.409 |
| 162.000 | 47.000 | 37.000 | 1.987 | 37.000 | 1.399 | 37.000 | 1.987 | 37.000 | 1.399 |
| 140.000 | 49.000 | 29.000 | 2.014 | 29.000 | 1.417 | 29.000 | 2.014 | 29.000 | 1.417 |
| 142.000 | 49.000 | 31.000 | 2.019 | 29.000 | 1.422 | 31.000 | 2.019 | 29.000 | 1.422 |
| 144.000 | 49.000 | 31.000 | 2.008 | 31.000 | 1.414 | 31.000 | 2.008 | 31.000 | 1.414 |
| 146.000 | 49.000 | 33.000 | 2.002 | 31.000 | 1.405 | 31.000 | 2.002 | 31.000 | 1.405 |
| 148.000 | 49.000 | 33.000 | 2.004 | 33.000 | 1.411 | 33.000 | 2.004 | 33.000 | 1.411 |
| 150.000 | 49.000 | 33.000 | 1.994 | 33.000 | 1.402 | 33.000 | 1.994 | 33.000 | 1.402 |
| 152.000 | 49.000 | 35.000 | 2.000 | 35.000 | 1.408 | 35.000 | 2.000 | 35.000 | 1.408 |
| 154.000 | 49.000 | 35.000 | 1.997 | 35.000 | 1.405 | 35.000 | 1.997 | 35.000 | 1.405 |
| 156.000 | 49.000 | 37.000 | 1.996 | 37.000 | 1.406 | 37.000 | 1.996 | 37.000 | 1.406 |
| 158.000 | 49.000 | 37.000 | 1.987 | 37.000 | 1.398 | 37.000 | 1.987 | 37.000 | 1.398 |
| 160.000 | 49.000 | 37.000 | 1.996 | 37.000 | 1.403 | 37.000 | 1.996 | 37.000 | 1.403 |
| 162.000 | 49.000 | 39.000 | 1.983 | 39.000 | 1.396 | 39.000 | 1.983 | 39.000 | 1.396 |
| 164.000 | 49.000 | 39.000 | 1.982 | 39.000 | 1.394 | 39.000 | 1.982 | 39.000 | 1.394 |
| 142.000 | 51.000 | 33.000 | 2.007 | 31.000 | 1.414 | 33.000 | 2.007 | 31.000 | 1.414 |
| 144.000 | 51.000 | 33.000 | 2.002 | 33.000 | 1.409 | 33.000 | 2.002 | 33.000 | 1.409 |
| 146.000 | 51.000 | 33.000 | 1.995 | 33.000 | 1.403 | 33.000 | 1.995 | 33.000 | 1.403 |
| 148.000 | 51.000 | 35.000 | 1.998 | 35.000 | 1.407 | 35.000 | 1.998 | 35.000 | 1.407 |
| 150.000 | 51.000 | 35.000 | 1.986 | 35.000 | 1.398 | 35.000 | 1.986 | 35.000 | 1.398 |
| 152.000 | 51.000 | 37.000 | 1.995 | 37.000 | 1.404 | 37.000 | 1.995 | 37.000 | 1.404 |
| 154.000 | 51.000 | 37.000 | 1.991 | 37.000 | 1.401 | 37.000 | 1.991 | 37.000 | 1.401 |
| 156.000 | 51.000 | 39.000 | 1.992 | 39.000 | 1.402 | 39.000 | 1.992 | 39.000 | 1.402 |
| 158.000 | 51.000 | 39.000 | 1.982 | 39.000 | 1.395 | 39.000 | 1.982 | 39.000 | 1.395 |
| 160.000 | 51.000 | 39.000 | 1.990 | 39.000 | 1.399 | 39.000 | 1.990 | 39.000 | 1.399 |
| 162.000 | 51.000 | 41.000 | 1.980 | 41.000 | 1.393 | 41.000 | 1.980 | 41.000 | 1.393 |
| 164.000 | 51.000 | 41.000 | 1.977 | 41.000 | 1.391 | 41.000 | 1.977 | 41.000 | 1.391 |
| 166.000 | 51.000 | 43.000 | 1.978 | 43.000 | 1.392 | 43.000 | 1.978 | 43.000 | 1.392 |
| 144.000 | 53.000 | 35.000 | 1.996 | 35.000 | 1.405 | 35.000 | 1.996 | 35.000 | 1.405 |
| 146.000 | 53.000 | 35.000 | 1.988 | 35.000 | 1.398 | 35.000 | 1.988 | 35.000 | 1.398 |
| 148.000 | 53.000 | 37.000 | 1.994 | 37.000 | 1.403 | 37.000 | 1.994 | 37.000 | 1.403 |
| 150.000 | 53.000 | 37.000 | 1.983 | 37.000 | 1.394 | 37.000 | 1.983 | 37.000 | 1.394 |
| 152.000 | 53.000 | 39.000 | 1.980 | 39.000 | 1.391 | 39.000 | 1.980 | 39.000 | 1.391 |
| 154.000 | 53.000 | 39.000 | 1.981 | 39.000 | 1.392 | 39.000 | 1.981 | 39.000 | 1.392 |
| 156.000 | 53.000 | 41.000 | 1.983 | 41.000 | 1.395 | 41.000 | 1.983 | 41.000 | 1.395 |
| 158.000 | 53.000 | 41.000 | 1.976 | 41.000 | 1.389 | 41.000 | 1.976 | 41.000 | 1.389 |
| 160.000 | 53.000 | 43.000 | 1.976 | 43.000 | 1.391 | 43.000 | 1.976 | 43.000 | 1.391 |
| 162.000 | 53.000 | 43.000 | 1.973 | 43.000 | 1.388 | 43.000 | 1.973 | 43.000 | 1.388 |
| 164.000 | 53.000 | 45.000 | 1.975 | 45.000 | 1.390 | 45.000 | 1.975 | 45.000 | 1.390 |
| 166.000 | 53.000 | 45.000 | 1.971 | 45.000 | 1.386 | 45.000 | 1.971 | 45.000 | 1.386 |

FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS
 CONDICIONES INICIALES 1.9706
 CONDICIONES INICIALES SISMO 1.3958
 CONDICIONES FINALES 1.9706
 CONDICIONES FINALES SISMO 1.3958

PROBLEMA TERMINADO

TIPO DE CONDICION : VACIADO RAPIDO PARCIAL (PRESA VACIA)

| | FACTOR DE SEGURIDAD | |
|---------------------------------|---------------------|-------------------|
| | TALUD AGUAS ARRIBA | TALUD AGUAS ABAJO |
| Condiciones iniciales sin sismo | 1.10 | 1.35 |
| Condiciones iniciales con sismo | 1.00 | 1.15 |
| Condiciones finales sin sismo | 1.50 | 1.50 |
| Condiciones finales con sismo | 1.25 | 1.30 |

Comparando los factores de seguridad obtenidos para las diferentes condiciones de análisis con los factores de seguridad mínimos aceptables de la SARH, se observa que en todos los casos los primeros resultan mayores a los segundos con lo que se concluye que los taludes de la sección de la cortina propuesta son ESTABLES.

Sin embargo la estabilidad de la cortina se verificará manualmente por el Método Gráfico Modificado de May.

De acuerdo con los círculos de falla analizados por computadora se eligió aquel círculo que proporcionó el menor factor de seguridad. Este correspondió a un F.S. = 1.260 generado por el círculo de falla con centro en las coordenadas (54, 53) de la zona de centros del talud de aguas arriba y radio de 47 m; obtenido en el análisis de vaciado rápido parcial para condiciones finales con sismo.

DESARROLLO DEL ANALISIS.

Primeramente se dibujó la zona de la cortina a una escala conveniente y se trazó el círculo de falla propuesto identificando los distintos materiales que quedaron comprendidos en la posible masa deslizante; debe observarse que el círculo objeto de análisis no contiene al corazón impermeable.

En el plano III.1 se muestra la zona de la cortina que comprende el círculo objeto de análisis y la solución gráfica del mismo.

Las propiedades físicas de los materiales que constitu-

yen la posible zona de falla son:

| PROPIEDADES DE LOS MATERIALES | ZONA DE LA CORTINA | |
|--------------------------------------|--------------------|--------|
| | ENROCAMIENTO | REZAGA |
| γ_d (Ton/m ³) | 1.80 | 2.00 |
| γ_{sum} (Ton/m ³) | 1.00 | 1.24 |
| γ_{SAT} | - | - |
| ϕ | 45° | 40° |
| $\tan \phi$ | 1.00 | 0.839 |
| c | 0 | 0 |

Conocidos estos datos, se procedió a dividir la posible zona de deslizamiento en dovelas.

De acuerdo con el círculo de falla propuesto, las dovelas trazadas y el nivel de agua para esta condición de operación en la masa deslizante, se identificaron 4 zonas de materiales - (ver Plano III.1).

- 1.- Zona de enrocamiento sumergido definido por las dovelas (A) - (1) .
- 2.- Zona de rezaga sumergida; dovelas (1) a (6) .
- 3.- Zona de rezaga saturada (6) a (8) .
- 4.- Zona de enrocamiento saturado; dovelas (8) a (B) .

De cada una de las dovelas trazadas se obtuvo su peso correspondiente. En la siguiente Tabla se resume el cálculo -- realizado.

En cada dovela se trazó a escala el peso total a partir del círculo de falla en cada uno de sus vértices, y se realizó la descomposición gráfica del mismo para obtener las fuerzas -- normal y tangencial. (Ver Plano III.1) Con éstas, se realizaron los diagramas de fuerzas correspondientes.

En base a las 4 zonas antes definidas, del diagrama de fuerzas normales se obtuvieron las áreas respectivas y se afectaron por la tangente del ángulo de fricción interna del mate--

| DOVELA | h(m) | γ_d | γ_{sum} | $W = h\gamma$ | $W_T = \Sigma W$ | $\Delta s = \alpha W_T$ |
|--------|--------|------------|----------------|---------------|------------------|-------------------------|
| 1 | 2.30 | - | 1.00 | 2.30 | 2.30 | .0.345 |
| 2 | E 2.20 | - | 1.00 | 2.20 | | |
| | R 2.25 | - | 1.24 | 2.79 | 4.99 | 0.749 |
| 3 | 2.20 | - | 1.00 | 2.20 | | |
| | 4.00 | - | 1.24 | 4.96 | 7.16 | 1.074 |
| 3' | 1.10 | 1.80 | - | 1.98 | | |
| | 1.10 | - | 1.00 | 1.10 | | |
| | 4.45 | - | 1.24 | 5.52 | 8.60 | 1.29 |
| 4 | 2.20 | 1.80 | | 3.96 | | |
| | 4.70 | | 1.24 | 5.83 | 9.79 | 1.47 |
| 4' | 2.20 | 1.80 | - | 3.96 | | |
| | 1.00 | 2.00 | - | 2.00 | | |
| | 3.80 | - | 1.24 | 4.71 | 10.67 | 1.60 |
| 5 | 2.20 | 1.80 | - | 3.96 | | |
| | 2.00 | 2.00 | - | 4.00 | | |
| | 2.80 | - | 1.24 | 3.47 | 11.43 | 1.71 |
| 5' | 2.20 | 1.80 | - | 3.96 | | |
| | 3.10 | 2.00 | - | 6.20 | | |
| | 1.50 | - | 1.24 | 1.86 | 12.02 | 1.80 |
| 6 | 2.20 | 1.80 | - | 3.96 | | |
| | 4.40 | 2.00 | - | 8.80 | 12.76 | 1.91 |
| 6' | 2.20 | 1.80 | | 3.96 | | |
| | 3.70 | 2.00 | | 7.40 | 11.36 | 1.70 |
| 7 | 2.30 | 1.80 | - | 4.14 | | |
| | 2.70 | 2.00 | - | 5.40 | 9.54 | 1.43 |
| 8 | 2.20 | 1.80 | - | 3.96 | 3.96 | 0.59 |

E - ENROCAMIENTO

R - REZAGA

3', 4', 5', 6' DOVELAS DE APOYO PARA EL TRAZO DE LOS
DIAGRAMAS DE FUERZAS

CALCULO DE LOS PESOS DE LAS DOVELAS

rial correspondiente; el material lo definió el círculo de falla.

| | AREA (m ²) | tan ϕ | A tan ϕ |
|----------------|------------------------|------------|-----------------|
| A ₁ | 4.60 | 1.000 | 4.60 |
| A ₂ | 163.60 | 0.839 | 137.26 |
| A ₃ | 60.00 | 0.839 | 50.34 |
| A ₄ | 2.40 | 1.000 | 2.40 |
| | | | Σ 194.60 |

En el diagrama de fuerzas tangenciales se aprecia una área positiva generada por la acción del deslizamiento y otra negativa producida por la masa de suelo que ayuda a mantener el equilibrio en el talud; esto último definido por el cambio de tangencia del círculo de falla.

Las áreas obtenidas de este diagrama son:

$$T (+) = 156.00$$

$$T (-) = 3.60$$

$$\Sigma T = 152.40$$

Los parámetros $\Sigma A \tan \phi$ y ΣT son los elementos necesarios para el cálculo del factor de seguridad. Como el círculo no comprende el corazón impermeable los parámetros cL y FF' se desprecian.

De la ecuación general para el cálculo del factor de seguridad tenemos finalmente:

$$F.S. = \frac{cL + \Sigma A \tan \phi}{\Sigma T + \frac{Ph}{FF'}}$$

de donde:

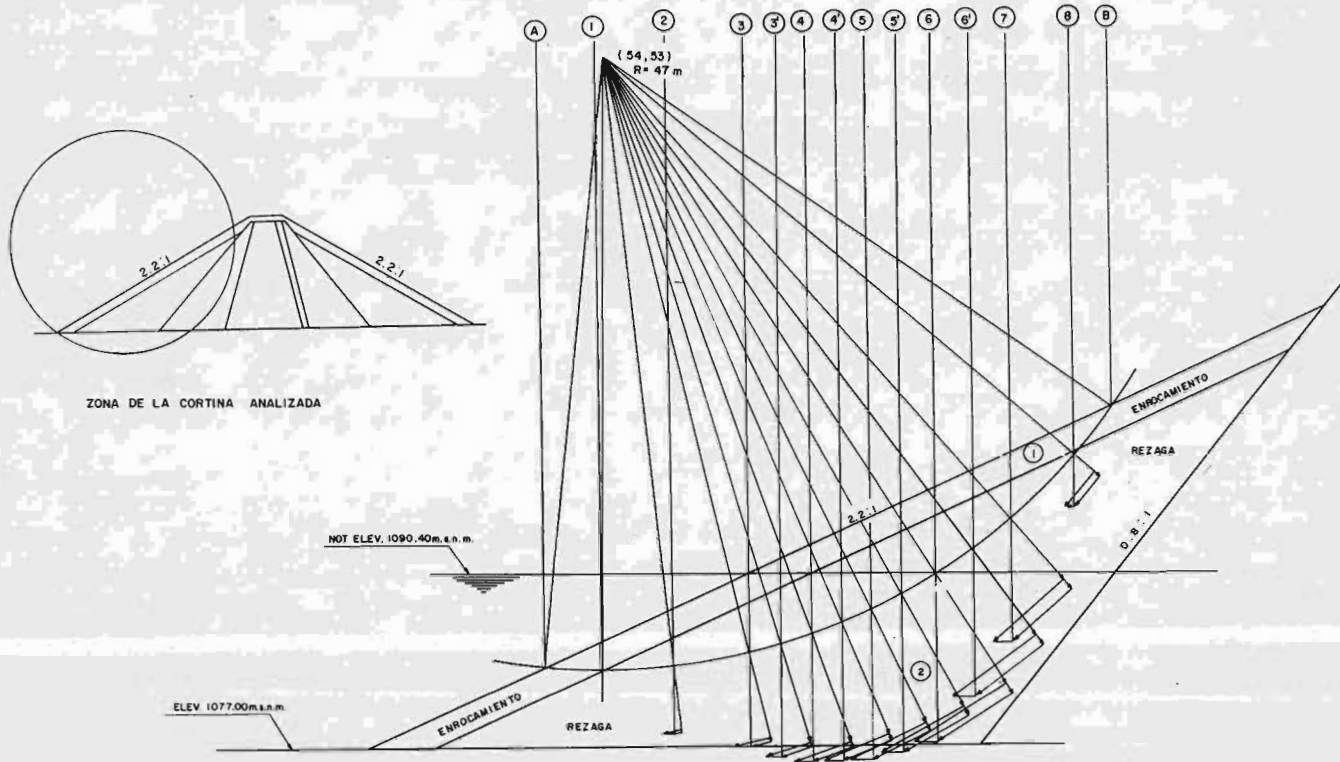
$$F.S. = \frac{\Sigma A \tan \phi}{\Sigma T}$$

$$F.S. = \frac{194.60}{152.40}$$

$$F.S. = 1.2769$$

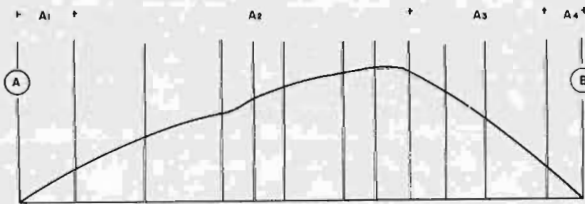
La diferencia máxima de este factor con respecto al va-

lor obtenido por el análisis con computadora es de 1.34% por lo que se reafirma la conclusión anterior: los taludes de la sección máxima de la cortina propuesta son ESTABLES.



ZONA DE LA CORTINA ANALIZADA

| | AREA (m ²) | tan φ | A tan φ |
|----------------|------------------------|-------|---------------|
| A ₁ | 4.60 | 1.000 | 4.60 |
| A ₂ | 163.60 | 0.639 | 137.26 |
| A ₃ | 60.00 | 0.839 | 50.34 |
| A ₄ | 2.40 | 1.000 | 2.40 |
| | Σ = | | 194.60 |



-- DIAGRAMA DE FUERZAS NORMALES

CONDICION DE ANALISIS :

- VACIADO RAPIDO PARCIAL
- CONDICIONES FINALES CON SISMO
- TALUD AGUAS ARRIBA

FORMULA

$$F.S. = \frac{\sum C + \sum A \tan \phi}{\sum T + \sum P \tan \phi - \sum FF}$$

de donde:

$$F.S. = \frac{\sum A \tan \phi}{\sum T}$$

$$F.S. = \frac{194.60}{152.40}$$

$$F.S. = 1.2769$$

$$T (+) = 156.00$$

$$T (-) = 3.60$$

$$\sum T = 152.40$$



DIAGRAMA DE FUERZAS TANGENCIALES

| | | |
|--|--------------------------------------|--------------|
| U. N. A. M. | | |
| ESUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON" | | |
| INGENIERIA CIVIL | | |
| EJEMPLO DE APLICACION ANALISIS DE ESTABILIDAD DE UNA CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS | | |
| SOLUCION POR EL METODO GRAFICO MODIFICADO DE MAY | | |
| TESIS PROFESIONAL | | |
| DAVID CRUZ RODRIGUEZ | | |
| PLANO III.1 | SAN JUAN DE ARAGON EDO. DE MEXICO | ABRIL - 1982 |

Capítulo IV

IV. CONCLUSIONES

La distribución y aprovechamiento del agua es y seguirá siendo un tema de suma importancia. El agua es un factor decisivo para todo tipo de vida, ya que su existencia o inexistencia y su escasez o abundancia son parámetros que determinan las pautas del desarrollo general. El agua, como elemento renovable, apoya al desarrollo y progreso a través de la producción de alimentos, la generación de energía y el impulso a las poblaciones e industrias.

Estos usos del agua, en la medida que proceda el desarrollo de México, van a competir más agudamente de como lo han hecho en el pasado. De tal manera que, el balance hidráulico, de acuerdo a las necesidades usuarias futuras, implicará una mayor extracción y consumo de agua, lo cual demandará un buen manejo - que posibilite y aliente un mayor y mejor aprovechamiento del agua. Así como una mayor eficiencia de las obras, de los sistemas de usuarios y del marco jurídico - administrativo, con acciones específicas para la tarificación, la recirculación, el tratamiento y el control de la calidad del vital líquido.

De acuerdo con lo anterior, la infraestructura hidráulica del país deberá crecer notablemente esperándose que la capacidad de almacenamiento se incremente en más del 50 %, para lo cual se requerirá planear, diseñar y construir obras con un mayor grado de dificultad. Dentro de este campo, la construcción de PRESAS será de gran importancia. Estas obras, en general, deberán ser de almacenamiento con propósito de usos múltiples para permitir un aprovechamiento racional del agua. Tal desarrollo de infraestructura, implica a su vez, un conocimiento más profundo -- del área ingenieril en nuestro país.

Conforme a la investigación realizada se conocen determinados tipos de presas los cuales, debido a la gran variedad de -- sus características, se describieron y analizaron de acuerdo a -- una obra típica en cada caso. Asimismo, debe recordarse que estas obras necesitan, para su realización, de diversos estudios -- complementarios.

Las consideraciones, los criterios y los métodos de diseño tratados en el contexto de este trabajo, son utilizados desde la etapa preliminar hasta un proyecto final en el análisis de estabilidad de una cortina. En general, éstos han sido ampliamente utilizados y son respaldados por el desarrollo constructivo de estas obras en el país. Los criterios de análisis que se desarrollaron desde hace varios años son el cimiento para la creación de métodos más depurados y de una aplicación más sencilla.

Un ejemplo claro de lo anterior, es el Método de análisis de estabilidad de una cortina de materiales graduados por computadora realizado por la SARH, que se fundamenta en los principios del Método Sueco o de Fellenius. Este ha sido ampliamente utilizado para el diseño y proyecto de este tipo de obras en el país, razón por lo que puede considerarse como un método ya establecido.

Considerando que, en México, el tipo de presa de materiales graduados es el de mayor uso, se realizó el análisis de estabilidad de una cortina de este tipo, cuyas condiciones se idealizaron. Los métodos empleados fueron el desarrollado por la SARH y el Gráfico Modificado de May.

El análisis de la sección que se muestra en la figura -- III.1, realizado mediante el método por computadora, ha conducido a resultados favorables. Conocido el método y de acuerdo a -- las condiciones propuestas se codificaron los datos de entrada -- para el programa de computación que fundamenta al mismo. Como --

se observó, los factores de seguridad obtenidos son mayores que los factores de seguridad mínimos permisibles por la SARH; por lo tanto, el método puede considerarse como confiable. De la aplicación de este método se obtuvo el conocimiento de un análisis práctico, relativamente fácil de aplicar y de rapidez en la obtención de resultados. Este método puede clasificarse como óptimo para un diseño y proyecto definitivo. Para complementar este ejemplo se realizó una verificación de resultados empleando el Método Gráfico Modificado de May.

Del análisis efectuado (ver plano III.1) se llegó a la conclusión de que los resultados obtenidos por el Método de computadora son aceptables, ya que la diferencia máxima del factor de seguridad mínimo obtenido por este método, con respecto al obtenido por el Método Gráfico es de sólo 1.34%, mucho menor que la diferencia máxima permitida de 5%. Por ello se concluye que la sección de la cortina propuesta es estable a las condiciones de trabajo impuestas.

Como se observa, el estudio de estas obras requiere de ingenieros cada día más preparados, con experiencia interdisciplinaria, la cual sólo se adquiere con la práctica profesional, y sobre todo, conscientes de la problemática que afronta el país.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Comisión del Plan Nacional Hidráulico, SARH. Plan Nacional Hidráulico 1981.
- 2.- Comisión del Plan Nacional Hidráulico, SARH. Plan Nacional Hidráulico 1981. Anexo 2: Disponibilidad de Agua y Suelo.
- 3.- Comisión del Plan Nacional Hidráulico, SARH. Plan Nacional Hidráulico 1975. Resumen.
- 4.- Davis, C.V.: Sorensen, K.E.-Handbook of Applied Hydraulics. Mc Graw-Hill. New York, 1969.
- 5.- Espinosa González, C.:-Análisis Preliminar de Esfuerzos en Presas de Contrafuertes., Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería U.N.A.M. México 1977.
- 6.- González Villarreal, F.J.-Aspectos de la Planeación Central en el Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos. Seminario de las Naciones Unidas, Roma, Italia Junio - de 1979.
- 7.- Iracheta Martínez, F.I.-Diseño de Presas. Tesis Profesional. Escuela de Ingeniería Municipal, SEP. 1976
- 8.- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A.-Mecánica de Suelos. Tomos I, II y III. Tercera Edición, Editorial Limusa. México 1978.
- 9.- Linsley, Ray K. y Franzini, Joseph B.-Ingeniería de los Recursos Hidráulicos. CECSA.
- 10.- Marsal R.J. y Reséndiz N.D.-Presas de Tierra y Enrocamiento. Editorial Limusa. México 1975.
- 11.- Margalli M.G.-Consideraciones Generales sobre Diseño -- Preliminar de Cortinas de Concreto. Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería U.N.A.M. México 1974.
- 12.- Márquez Manuel.-Cálculo Estructural de Cortinas en Arco. Infraestructura, Recursos y Servicios, (IRS), S.C.
- 13.- Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural, SRH.-Pequeños Almacenamientos. México, Agosto 1975.

- 14.- Presas de Derivación. Secretaría de Recursos Hidráulicos. México 1963.
- 15.- Rivero, R.A.-Proyecto de la Presa "El Sifón" o Acolihuia en el Municipio Chignahuapan, Pue. Tesis Profesional. - Universidad La Salle México. 1977.
- 16.- Torres Herrera, F.-Apuntes del Curso de Obras Hidráulicas. Primera, segunda, tercera y cuarta partes. Facultad de Ingeniería U.N.A.M. México 1972-1974.
- 17.- Tirado Ledesma, S.-Apuntes del Curso Obras Hidráulicas. Universidad Michoacana.
- 18.- U.S. Corps of Engineers de la División "Engineering and Design". Traducción del original efectuada por el Departamento de Ingeniería Experimental del Manual "EM 1110-2-1902, 27 Dec. 60". Septiembre de 1963.
- 19.- United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation. Diseño de Presas Pequeñas. C.E.C.S.A. Décima impresión.
- 20.- Villegas de la Fuente, J.L.-Estudio de Mecánica de Suelos para el Diseño y Construcción de una Presa de Tierra. Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería U.N.A.M. México 1974.
- 21.- Vega Roldán, O. y Arreguín C., F.-Presas de Almacenamiento y Derivación. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería U.N.A.M. Junio 1981.