



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

"DISEÑO DE PRESAS DE CONCRETO"

T E S I S

PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

EDGAR VALENCIA GARCÍA

DIRECTOR DE TESIS:

DR. HUMBERTO MARENCO MOGOLLÓN

CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO, DF, 2006

Dedicatorias

A mis padres, Margarito y María Concepción, quienes gracias a ellos y a su gran amor por mí, me impulsaron a seguir adelante y nunca desistieron en su apoyo a pesar de los diversos traspiés que ocurrieron durante este lapso.

A mis familiares que creyeron en mí y que en todo momento me alentaron a seguir adelante en todo momento.

A mis amigos que durante mi estancia en la facultad tuvieron la delicadeza de apoyarme e incitaron a seguir adelante.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México y la Facultad de Ingeniería por haberme albergado durante este tiempo y darme su apoyo para lograr este escalafón tan importante para mí.

A mi director de tesis, el Dr. Humberto Marengo Mogollón, guía y ejemplo profesional a seguir, gracias a su apoyo y paciencia.

Al M. en I. Manuel García Flores, quien me apoyo y enseñó a llevar acabo los grandes retos que uno se propone, durante mi estancia en el Instituto de Ingeniería de la UNAM; gran ejemplo a seguir.

A la Comisión Federal de Electricidad por su apoyo en mi desarrollo profesional.

“Creo que el conocimiento que he recibido o que pueda recibir de un maestro o de un libro no me pertenece; que me ha sido confiado solamente; que pertenece y pertenecerá siempre a la Humanidad, la cual produjo tal conocimiento a través de todas las generaciones, creo que es mi deber administrarlo únicamente, de manera que el mundo pueda llegara ser un lugar más amable, más placentero y mejor en que vivir”.

Dr. John J. Seelman

“El hombre superior es el que no predica lo que practica sin antes haber practicado lo que predica”.

Kung-Fu-Tzu

ÍNDICE

	PÁGINA
INTRODUCCIÓN	10
CAPITULO I DISPONIBILIDAD DEL RECURSO AGUA	12
I.1 DISPONIBILIDAD DEL RECURSO AGUA EN EL MUNDO.	13
I.1.1 Usos del Agua.	15
I.2 DISPONIBILIDAD DEL RECURSO AGUA EN MÉXICO.	18
I.2.1 Precipitación	18
I.2.2 Disponibilidad Natural Media de Agua.	19
I.2.3 Grado de Presión Sobre el Recurso Hídrico.	20
I.2.4 Aguas Superficiales.	21
I.2.5 Aguas Subterráneas.	23
CAPITULO II PANORAMA ACTUAL DE LAS PRESAS	25
II.1 GENERALIDADES	26
II.2 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS.	26
II.2.1 Según el Proyecto Hidráulico.	26
II.2.2 Según los Materiales de Construcción.	26
II.2.3 Según su Uso.	28
II.3 SITUACIÓN ACTUAL DE LAS PRESAS EN EL MUNDO.	28
II.4 PRESAS CONSTRUIDAS.	30
II.5 SITUACIÓN ACTUAL DE LAS PRESAS EN MÉXICO.	38
II.5.1 Presas Construidas en México.	38
II.5.2 Hidroelectricidad y Termoelectricidad.	42
II.5.3 Irrigación.	44
CAPITULO III PRESAS DE GRAVEDAD.	45
III.1 ANTECEDENTES.	46
III.2 GENERALIDADES	46
III.3 PRESAS DE GRAVEDAD DE CONCRETO CONVENCIONAL.	46
III.4 FACTORES DE SELECCIÓN DEL SITIO.	47
III.5 TALUD MÍNIMO NECESARIO PARA EVITAR TENSIONES.	47
III.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	49
III.6.1 Estabilidad por Volteo.	50
III.6.2 Estabilidad por Deslizamiento.	51
III.7 TIPOS DE CARGA.	52
III.8 COMBINACIONES DE CARGAS.	56
III.9 ANÁLISIS DE ESFUERZOS.	57
III.9.1 Análisis de Esfuerzos por el Método del Muro Independiente.	57
III.9.2 Esfuerzos Permisibles.	58
III.9.3 Esfuerzos Normales sobre Planos Horizontales.	63
III.10 ANÁLISIS DINÁMICO.	67
III.10.1 Selección de los Sismos Controladores.	68
III.10.2 Método del Coeficiente Sísmico.	69
III.10.3 Método de la Viga Cortante.	71
III.11 EJEMPLO NUMÉRICO DE UNA PRESAS DE GRAVEDAD	76
III.12 VERTEDORES, DESAGÜES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.	87

CAPITULO IV	PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO	91
IV.1	ANTECEDENTES.	92
IV.2	GENERALIDADES	92
IV.3	TIPOS DE PRESAS DE CCR.	94
IV.4	VENTAJAS DE LAS PRESAS DE CCR.	96
IV.5	MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN.	98
IV.6	BENEFICIOS ECONÓMICOS.	98
IV.7	CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN.	99
CAPITULO V	PRESAS DE CONTRAFUERTES	102
V.1	CONSIDERACIONES GENERALES.	103
V.2	CLASIFICACIÓN DE PRESAS DE CONTRAFUERTES.	103
V.3	CONSIDERACIONES PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA DE MACHONES.	108
V.4	DETERMINACIÓN DEL TALUD NECESARIO PARA EVITAR TENSIONES.	109
V.5	CONDICIONES DE CARGA.	112
V.6	MÉTODOS DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO.	113
	V.6.1 Método de Pigeaud.	114
	V.6.2 Método de Stefko.	122
	V.6.3 Método de la Ley Trapezoidal o de la Escuadría.	125
	V.6.4 Método del Elemento Finito.	130
V.7	EJEMPLO NUMÉRICO.	132
CAPITULO VI	PRESAS DE ARCO	140
VI.1	ANTECEDENTES.	141
VI.2	TIPOS DE PRESAS DE ARCO.	141
VI.3	CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO.	141
VI.4	PROCESO DE DISEÑO GENERAL.	143
	VI.4.1 Diseño Manual.	144
VI.5	TEORÍA GENERAL PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE ARCO.	150
	VI.5.1 Acción del Arco.	150
	VI.5.2 Acción de Cantiliver y Arco.	152
VI.6	CARGAS EN PRESAS DE ARCO.	152
VI.7	COMBINACIONES DE CARGAS	154
VI.8	DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LAS PRESAS DE ARCO.	155
VI.9	MÉTODO DE PRUEBAS DE CARGA.	156
	VI.9.1 Análisis del Elemento Vertical o Cantiliver.	156
	VI.9.2 Análisis del Elemento Horizontal o Arco.	157
	VI.9.3 Ajustes en El Método.	157
	VI.9.4 Cargas Totales en Arcos.	159
	VI.9.5 Ajustes de Deflexiones en la Corona.	161
	VI.9.6 Movimientos de Roca.	163
	VI.9.7 Análisis de Cantiliver	164
	VI.9.8 Análisis de Arcos.	168
VI.10	MÉTODO MANUAL DE CÁLCULO.	169
	VI.10.1 Fuerzas en la Corona.	172
	VI.10.2 Deflexiones.	173
	VI.10.3 Constantes de Arco.	173
	VI.10.4 Fórmulas de Carga.	174
	VI.10.5 Constantes de Cargas.	175

VI.10.6	Cargas por Temperatura.	175
VI.10.7	Esfuerzos en Arcos.	176
VI.11	ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA.	176
VI.11.1	Investigación Sísmica-Geológica.	177
VI.11.2	Sismos de Diseño.	178
VI.11.3	Método de Análisis.	179
VI.12	MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO.	182
VI.12.1	Idealización con Elemento Finito.	182
VI.12.2	Elemento Cascarón Grueso, Representado por Nudos en un Plano Medio (Thkshel).	182
VI.12.3	Análisis Estático.	183
VI.12.4	Análisis Dinámico.	184
CAPITULO VII	CONCLUSIONES	185
ANEXO A:	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.	191
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.		199

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1	Fuentes de agua
Tabla 1.2	Relación entre la disponibilidad de agua y la población en porcentaje.
Tabla 1.3	Producción de energía hidráulica.
Tabla 1.4	Valores medios anuales del ciclo hidrológico de la republica mexicana.
Tabla 1.5.	Precipitación media mensual histórica por región administrativa de la republica mexicana.
Tabla 1.6	Disponibilidad natural media de agua per cápita.
Tabla 1.7	Disponibilidad natural media de agua por región administrativa de la republica mexicana.
Tabla 1.8	Ríos de la vertiente interior de México.
Tabla.1.9	Ríos de la vertiente del golfo de México
Tabla 1.10	Ríos de la vertiente del pacifico mexicano.
Tabla 1.11	Características físicas de los acuíferos por región administrativa de la republica mexicana.
Tabla 2.1	Número de presas de más de 15 m de altura.
Tabla 2.2	Número de presas terminadas anualmente.
Tabla 2.4	Grandes presas, distribución por tipo en porcentaje.
Tabla 2.5	Distribución de presas por regiones y por altura en porcentaje
Tabla 2.6	Número de presas por país en porcentaje
Tabla 2.7	Presas en operación por regiones y país
Tabla 2.8	Presas en operación en el 2001
Tabla 2.9	Presas en operación en el 2002
Tabla 2.10	Presas más altas en el mundo ($h > 200$ m)
Tabla 2.11	Distribución de presas por tipo en número y porcentaje.
Tabla 2.12	Distribución de presa por tipo en número y porcentaje.
Tabla 2.13	Presas de gran capacidad en México.
Tabla 2.13	Presas en operación en México.
Tabla 2.15	Posibles proyectos identificados para aprovechamiento hidroeléctrico.
Tabla 2.16	Proyectos hidroeléctricos a corto plazo.
Tabla.2.17	Proyectos hidroeléctricos a largo plazo
Tabla 3.1.	Factores de seguridad
Tabla 3.2	Esfuerzos de compresión permisibles
Tabla 3.3	Valores de cm
Tabla 3.4	Coefficientes a y b
Tabla 3.5	Determinación de fuerzas y momentos.
Tabla 3.6	Determinación de fuerzas actuantes y fuerzas resistentes.
Tabla 3.7	Fuerzas actuantes al nivel del name y sus brazos de palanca.
Tabla 5.1	Índice de volumen de los contrafuertes
Tabla 6.1	Valores de las constante k, siendo el coeficiente de poisson = 0.20
Tabla 6.2	Funciones para determinar los esfuerzos en la corona.
Tabla 6.3	Formulas para momentos, empujes y cargas tangenciales debidas a cargas exteriores radiales, tangenciales y de torsión
Tabla a.1	Esfuerzo cortante de rocas probadas <i>in situ</i> .
Tabla a.2	Constantes necesarias para el análisis de presas.

LISTA DE FIGURAS.

- Fig.1.1 Precipitaciones, evaporación y escurrimiento por región (km³/año)
Fig.1.2 Usos alternativos del agua según el nivel de ingreso de los países
Fig.1.3. Componentes del ciclo hidrológico (valores medios anuales en km³)
Fig.1.5 Precipitación media mensual histórica en mm. (1941-2004)
Fig.1.5 Contraste de disponibilidad natural media de agua
Fig.1.6 Grado de presión sobre el recurso hídrico por región administrativa
Fig.2.1 Distribución de presas en porcentaje.
Fig.3.1 Fuerzas actuantes en la cortina de gravedad
Fig.3.2 Determinación del ancho de la grieta.
Fig.3.3 Variación de la subpresión.
Fig.3.4 Variación de la subpresión con drenes
Fig.3.5 Fuerzas actuantes en una presa de gravedad.
Fig.3.6 Determinación de esfuerzos y planos principales. (case, 1999)
Fig.3.7. Estado de esfuerzos para una molécula aguas arriba
Fig.3.8. Estado de esfuerzos para una molécula aguas abajo.
Fig.3.9. Fuerzas actuantes en una molécula aguas arriba.
Fig.3.10 Esfuerzo normal sobre planos horizontales, σ_z .
Fig.3.11. Estado de esfuerzos plano.
Fig.3.12 Sección de aplicación de las cargas
Fig.3.13 Análisis pseudoestático de la presa
Fig.3.14 Ubicación de las fuerzas producidas por el empuje y el sismo en el agua.
Fig 3.15 Variación de la magnitud del sismo en la presa
Fig.3.16 Sistema unidimensional, estrechamente acoplado, lineal, sin amortiguamiento y con masa y rigidez uniforme.
Fig.3.17 Reemplazo de la presa real por una base.
Fig.3.18 Análisis de la presa por el método de la viga cortante
Fig.3.19 Niveles de análisis para una presa de gravedad.
Fig.3.20 Fuerzas actuantes en una combinación usual de cargas
Fig.3.20 Fuerzas actuantes al NAME
Fig.3.23 Sección típica de una presa de CCR.
Fig.3.24 Proceso de colocación del CCR.
Fig.3.25 Colocación de juntas de contracción.
Fig.5.1 Elementos de una presa de machones.
Fig.5.2 Cortina de machones tipo Ambursen
Fig.5.3 Cortina de machones de arcos múltiples
Fig.5.4 Cortina de machones cabeza redonda
Fig.5.5 Cortina de machones cabeza de diamante
Fig.5.6 Cortina de machones cabeza en "t"
Fig.5.7 Cortina de machones tipo Marcello
Fig.5.8. Determinación del talud mínimo para evitar tensiones
Fig.5.9 Paramento cara aguas arriba de sección triangular.
Fig.5.10 Sistema de ejes cartesianos
Fig.5.11 Estado plano de esfuerzos
Fig.5.12 Paramento aguas arriba y aguas abajo.
Fig.5.13 Definición de la relación de separación entre machones
Fig.4.14 Elementos geométricos del contrafuerte.
Fig.5.15 Definición de los elementos específicos.
Fig. 5.16 Malla propuesta para determinar esfuerzos en la cabeza del machón.
Fig.4.7 Determinación de esfuerzos en la cabeza del machón.

Fig.4.8	Presa de contrafuertes.
Fig.4.9	Análisis al nivel del NAME de una presa de machones.
Fig.4.10	Fuerzas actuantes en una presa de contrafuertes.
Fig.4.11	Corte del contrafuerte a diferentes elevaciones
Fig.4.12	Determinación de la malla de la cabeza del machón.
Fig.4.13	Corte normal al talud aguas arriba.
Fig.6.1	Perfiles esquemáticos de varios sitios para presas de arco.
Fig.6.3	Ángulo entre el arco y el estribo
Fig.6.4 ^a	Estribo radial
Fig.6.4b	Estribo totalmente radial
Fig.6.5	Determinación de los valores empírico L_1 y L_2
Fig.6.6	Diseño del eje de la presa.
Fig.6.7	Obtención de las proyecciones empíricas de la ménsula.
Fig.6.8	Definición de las superficies aguas arriba y aguas abajo.
Fig.6.9	Puntos de contacto entre la presa y la ménsula de la corona
Fig.6.10	Línea de contacto entre la presa y la cimentación aguas arriba
Fig.6.11	Trazo de los centros de arco
Fig.6.12	Desarrollo de las líneas de centros
Fig.6.13	Definición de la línea de centros.
Fig.6.14	Arco circular
Fig.6.15.	Angulo central del arco.
Fig.6.16	Planta, elevación y sección de una presa de arco.
Fig.6.17	Arco circular de espesor constante, empotrado en los arranques.
Fig. 6.18	Valores de c_s en función de e/r .
Fig.6.19	Elemento vertical de la presa de arco.
Fig. 6.20	Sección horizontal de ménsula con caras radiales.
Fig. 6.21	Dirección de cargas, fuerzas, momentos y desplazamientos.
Fig.6.22	Zona izquierda del arco cortado por la corona.
Fig.6.23	Elemento THKSHEL

LISTA DE SÍMBOLOS PRINCIPALES

A	Constante
A_{eh}	Aceleración horizontal
A	Área de la sección transversal, constante
A_n	Amplitud de vibración
B	Constante
B	Ancho de la superficie, constante
C	Constante, coeficiente de dilatación térmica
C	Coeficiente de cohesión, coeficiente máximo sísmico, constante
C_m	Coeficiente sísmico
D	Constante
D	Diámetro, movimiento angular, tangencial o radial, constante
E	Espesor
e'	Espesor no agrietado
E	Módulo de elasticidad o modulo de Young, empuje del agua
E_s	Empuje del sedimento
F_{per}	Esfuerzo permisible
G	Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante
h	Altura de la presa
H_d	Ancho del material depositado.
H	Altura de una presa, carga total
H_o	Empuje en la corona
H_a	Empuje en los estribos
I	Momento de inercia de la sección
K	Talud de la presa
M	Densidad de masa, talud aguas abajo
M	Momento con respecto a un punto.
M_a	Momento en los estribos
M_o	Momento en la corona
N	Talud aguas arriba
N	Fuerzas normales o verticales
NAMINO	Nivel de aguas mínimo de operación
NAMO	Nivel de aguas máximo de operación
NAME	Nivel de aguas máximo extraordinario
NAZ	Nivel de azolves
P	Peso del agua aguas arriba
P^1	Peso del agua aguas abajo
P_s	Peso del sedimento
P_{ola}	Presión debido al oleaje
Q	Factor de seguridad
R	Radio
R_u	Radio del extradós
R_d	Radio del intradós
S	Presión de poro (subpresión)
SMC	Sismo máximo creíble
SBO	Sismo base operativo
SIE	Sismo inducido por embalse

t_n	Desfasamiento arbitrario de tiempo
T_a	Sismo en el agua
T	Temperatura
T_c	Sismo en la presa
α	Ángulo, constante, coordenada polar
β	Ángulo, pendiente
γ	Peso específico del agua (unitario) ($= \rho g$)
γ_s	Peso específico del material (unitario) ($= \rho_s g$)
δ	Asentamiento por deflexión
ε	Deformación
ϕ	Ángulo de fricción interna, función
λ	Coefficiente sísmico
μ	Viscosidad dinámica del agua
ν	Relación de Poisson
θ	Ángulo
ρ	Densidad del agua, coordenada polar
ρ_s	Densidad del material
$\sigma_{1,2}$	Esfuerzos principales
σ_c	Esfuerzo de compresión
σ_T	Esfuerzos de tensión
τ	Esfuerzos cortantes
ω_n	Modo de vibración natural
Δ	Incremento
Δ_s	Carga por tangencial
Δ_θ	Carga por torsión
ξ, η	Componentes del vector desplazamiento
τ_x, τ_y	Deformación en las direcciones x, y.

INTRODUCCIÓN

Se sabe el agua es el elemento más abundante en la Tierra, únicamente 2,53 por ciento del total es agua dulce y el resto es agua salada. Aproximadamente las dos terceras partes del agua dulce se encuentran en glaciares y al abrigo de nieves perpetuas. Las principales fuentes de agua para uso humano son los lagos, ríos, la humedad del suelo y cuencas de aguas subterráneas relativamente poco profundas. (Marengo, 1999)

En México destacan dos grandes zonas de disponibilidad, el sureste y el norte, centro y noroeste del país. La disponibilidad natural en la zona sureste es 7 veces mayor que en el resto del país. La precipitación media anual del país es de 773 mm, mientras que en sureste es de 2,260 mm y para el norte es de 202 mm lo cual refleja la gran disparidad del recurso agua.

Las presas han sido diseñadas y construidas con propósitos de generación de energía eléctrica, control de avenidas, abastecimiento de agua potable, recreación, desarrollo turístico, etc. En la actualidad se construyen presas que cumplen con varias de estas funciones, estos proyectos se denominan proyectos multipropósitos, y su finalidad es satisfacer el mayor número de necesidades que ayuden al desarrollo de la región en que se establece dicho proyecto y del país mismo, optimizando al máximo los recursos disponibles.

La mayor parte de las presas construidas en el mundo se encuentra en el continente asiático, en donde China cuenta con la mayor infraestructura hidráulica, junto con otros países como la India, Japón, EEUU y España. La infraestructura hidráulica de presas que presenta México es de un poco más de 4,000 presas, en donde la Comisión Nacional de Agua (CNA) y la Comisión Federal de Electricidad (CFE) son los principales dueños.

Cada presa es una estructura única. Independiente de su tamaño y tipo, su respuesta a las cargas y su relación interactiva con la hidrología y geología del sitio son de gran complejidad. Por esto, y como reflejo de la naturaleza más o menos indeterminada de muchas de las variables de diseño más importante, la ingeniería de presas no es una ciencia formal y definida. Tal como se practica, es una actividad de gran especialización que se nutre de muchas disciplinas científicas y las equilibra teniendo en cuenta el criterio ingenieril.

Las presas de concreto pueden clasificarse en tres tipos principales de acuerdo con su forma física en particular y a las características de su diseño. Los tres tipos son Arco, Gravedad y Contrafuertes.

Una presa de gravedad resiste las cargas aplicadas principalmente por el peso de la presa. Las presas de gravedad usualmente son rectas en el plano pero algunas veces son curvadas a veces para aprovechar la topografía del sitio. En las presas de gravedad la sección transversal es aproximadamente triangular.

Las presas de contrafuertes dependen del peso del agua principalmente, además del peso del concreto para la estabilidad. Están compuestas de dos elementos estructurales: una cubierta agua o plancha, y el contrafuerte que respaldan la cubierta. Las presas de contrafuerte son clasificadas de acuerdo con el tipo de cubierta. Una presa de contrafuertes

de losa es aquella cuya cubierta es compresible en las losas planas soportadas sobre la sección de transición en el borde río arriba de los contrafuertes. Las presas de arco múltiples constan de unas series de segmentos de arco respaldados por contrafuertes. Una presa de contrafuertes de cabeza masiva es formada al acampanar los bordes aguas arriba de los contrafuertes para abarcar la distancia entre las paredes de los contrafuertes. El término de cabeza de diamante y cabeza de redonda, al cual hace referencia a los formas de ampliación en la superficie río arriba, describe este tipo de manera más completa.

Una presa de arco es curva aguas arriba en el plano y transmite la parte mayor de las cargas impuestas a las paredes de cañón por la presión horizontal. Una presa de arco de curvatura simple es curva en el plano solamente. Una presa de arco de doble curvatura es curvada en el plano y elevación con cortes sesgados en el talón, en la mayoría de los ejemplos, una saliente aguas abajo cercana a la cresta de la presa.

En el Anexo A se presentan las propiedades de los materiales de construcción de una cortina de concreto, es decir, las propiedades del concreto y de la roca de la cimentación en donde se presentan las propiedades elásticas, térmicas y dinámicas.

En el anexo B se presentan los métodos de control de la temperatura en estructuras de concreto masivo, en la cual se mencionan las recomendaciones a seguirse.

Los objetivos que se pretenden alcanzar con el presente trabajo son:

- Exponer la importancia que representa el recurso agua para el desarrollo de un país o región, ya sea para el suministro de agua a la población, uso agrícola o industrial, y así evaluar la importancia de construir una presa que satisfaga dichos procesos y presentar el panorama mundial y nacional en cuanto a infraestructura de presas.
- Presentar un proceso de diseño de presas rígidas; de gravedad, contrafuerte y arco; en el cual se presentarán las condiciones de estabilidad, las cargas y combinaciones a las cuales puede estar sujeta durante su operación y vida útil así como los esfuerzos a los que se encontrará sometidos.

Para cumplir con estos objetivos, en el capítulo uno se presentan datos importantes sobre la situación mundial y nacional en cuanto a la disponibilidad del recurso agua, así como su distribución e importancia en el desarrollo de un país o región.

En el capítulo dos se presenta información sobre la importancia que representa el establecer una presa, así como su clasificación en cuanto a su uso, materiales de construcción y a su proyecto hidráulico. Se presenta información de la infraestructura hidráulica a nivel mundial y nacional.

En el capítulo tres y cuatro se hace referencia al diseño de presas de gravedad de concreto convencional y concreto compactado con rodillo (CCR), respectivamente. Se presentan las cargas, combinaciones de las mismas a las cuales puede estar sujeta una presa y un proceso de cálculo para la determinación de los esfuerzos, así como un análisis dinámico e información sobre estructuras adjuntas a una presa.

En el capítulo cinco se analizan las presas de contrafuertes o machones, en donde se muestra una clasificación de este tipo de presas, así como los distintos métodos de cálculo como el de Pigeaud, Stefko, y de la escuadría, así como el de elemento finito.

En el capítulo seis se hace referencia sobre el diseño de presas de arco, en donde se presenta un análisis de esfuerzos mediante el método de cargas de prueba, así como un análisis mediante el Método del Elemento Finito (MEF), utilizando el elemento THKSHEL.

CAPITULO I

DISPONIBILIDAD DEL RECURSO AGUA

INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se presenta la distribución, disponibilidad y los usos del recurso agua en el mundo, así como su relación de disponibilidad por región de acuerdo con la población por regiones y se demarca la importancia que juega el recurso agua para el desarrollo de un país.

De la misma manera se aborda la distribución de agua por región administrativa, disponibilidad media del agua, grado de presión y las principales fuentes de agua subterránea y superficial en la república mexicana.

OBJETIVO

1. Conocer la distribución del recurso agua en el ámbito mundial para señalar la situación de escasez de agua en ciertas regiones del mundo y abundancia en otras, tomando en cuenta el crecimiento poblacional.
2. Mostrar la importancia que representa el recurso agua en los sectores domésticos, industrial y agrícola para el mundo y países de bajos recursos.
3. Observar la importancia de la hidrogenación y por lo tanto para un mayor desarrollo de un país o región.
4. Presentar la disponibilidad del recurso agua en México, así como su distribución por regiones administrativas y los principales cuerpos de agua existentes.
5. Señalar la importancia de la hidrogenación en México

II.1 DISPONIBILIDAD DEL RECURSO AGUA EN EL MUNDO.

En el mundo se ha incrementado el uso de recursos naturales y de productos de desecho. En una escala global, hay aproximadamente 1,385 millones de km³ de agua en el planeta, sin embargo, el 97 por ciento es agua de mar y solamente 2,67 por ciento es agua fresca. Del total de esta cantidad de agua fresca (37 millones de km³) el 76.5 por ciento está almacenada en los polos y glaciares. Otro 22.9 por ciento, está presente como aguas subterráneas y una pequeña fracción de solamente 1,500 km³ (o sea, el 0.004 por ciento) aparece en algún momento en los ríos del planeta, como se señala en la tabla 1.1. (Marengo, 1999)

Concepto	Volumen (km ³)	Porcentaje del total	
Agua salada en los océanos	1,347,900,000	97.3	
Lagos salados y mares interiores	105,000	0.010	
Agua fresca	37,000,000	2.655	
Total	1,385,000,000	99.965	
Fuentes de agua fresca (aproximada)	Volumen (km ³)	Porcentajes	
		Agua fresca	Total
Hielo en polos y glaciares	28,200,000	76.5	2.04
Aguas subterráneas			
800 m profundidad	3,740,000	10.01	0.27
400-800 m profundidad	4,710,00	12.8	0.34
Lagos	125,000	0.340	0.009
Humedad del suelo	69,000	0.190	0.005
Vapor en la atmósfera	13,500	0.037	0.001
Ríos	1,500	0.004	0.0001
Total	36,859,000	99.971	12.665

Tabla 1.1 Fuentes de Agua. (Marengo, 1999).

Las principales fuentes de agua para uso humano son los lagos, ríos, la humedad del suelo y las cuencas de aguas subterráneas relativamente poco profundas. La parte aprovechable proveniente de esas fuentes es aproximadamente de 200,000 km³ de agua, es decir, menos del 1 por ciento del total de agua dulce y sólo el 0.01 por ciento de toda el agua del planeta. La gran parte de esa agua disponible está ubicada lejos de las poblaciones, lo que complica su aprovechamiento. A la cantidad natural de agua dulce existente en lagos, ríos y acuíferos se agregan los 8,000 km³ almacenados en embalses. El agua dulce disponible se distribuye regionalmente tal como se indica en la tabla 1.2. Los recursos hídricos son renovables (excepto ciertas aguas subterráneas), con enormes diferencias de disponibilidad y amplias variaciones de precipitación estacional y anual en diferentes partes del mundo. La precipitación constituye la principal fuente de agua para todos los usos humanos y ecosistemas. (NU, 2004)

Región	Población	Agua Dulce
Asia	60	36
Europa	13	8
África	13	11
Australia / Oceanía	< 1	5
América del Norte y Central	8	15
América del Sur	6	26

Tabla 1.2 Relación entre la disponibilidad de agua y la población en porcentaje.

Cerca de $505,000 \text{ km}^3$, correspondiente a una capa de 1.4 m de espesor alrededor de la tierra, se evaporan de los océanos cada año. Cerca del 80 por ciento del total de las precipitaciones, es decir, alrededor de $458,000 \text{ km}^3/\text{año}$, cae en los océanos y los restantes $119,000 \text{ km}^3/\text{año}$, sobre la tierra. El contraste entre la precipitación sobre la superficie terrestre y la evaporación ($119,000 \text{ km}^3$ menos $72,000 \text{ km}^3$ por año) son los escurrimientos, de aproximadamente $47,000 \text{ km}^3$ por año. En la figura 1.1 se observa la variación de escurrimientos y evaporación media anual de las principales regiones continentales. (Shiklomanov, 1998)

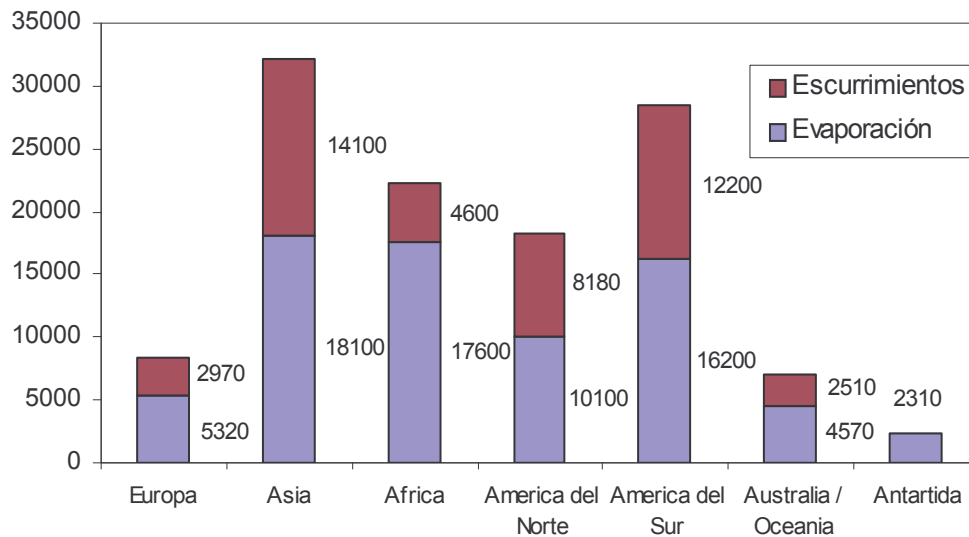


Fig. 1.1 Precipitaciones, evaporación y escurrimiento por región ($\text{km}^3/\text{año}$)

El ser humano extrae un 8 por ciento del total anual de agua dulce renovable y se apropia del 26 por ciento de la evapotranspiración anual y del 54 por ciento de las aguas de escurrimiento. El control que la humanidad ejerce sobre las aguas de escurrimiento es ahora global y el hombre desempeña un papel importante en el ciclo hidrológico. (NU, 2004)

Los recursos de agua dulce se ven reducidos por la contaminación. Unos 2 millones de toneladas de desechos son arrojados diariamente en aguas receptoras, incluyendo residuos industriales y químicos, vertidos humanos y desechos agrícolas (fertilizantes, pesticidas y residuos de pesticidas). Se estima que la producción global de aguas residuales es de aproximadamente $1,500 \text{ km}^3$. Asumiendo que un litro de aguas residuales contamina 8 litros de agua dulce, la carga mundial de contaminación puede ascender a $12,000 \text{ km}^3$. Así que, las poblaciones más pobres resultan las más afectadas, con un 50 por ciento de la población de los países en desarrollo expuesta a fuentes de agua contaminadas. (NU, 2004)

A mediados del presente siglo, 7,000 millones de personas en 60 países sufrirán escasez de agua, en el peor de los casos, y en el mejor se tratará de 2,000 millones de personas en 48 países. Las estimaciones recientes apuntan que el cambio climático será responsable de aproximadamente el 20 por ciento del incremento de la escasez global de agua. Los principales factores que causaron un aumento en la demanda de agua durante el siglo pasado fueron el crecimiento demográfico, el desarrollo industrial y la expansión del cultivo de riego. A la agricultura se le adjudica la mayor parte de la extracción de agua dulce en países en desarrollo durante los últimos dos decenios. El 48 por ciento de la población mundial vive en pueblos y ciudades. En el 2030 la proporción será de alrededor del 60 por

ciento. El crecimiento demográfico es claro: a mayor crecimiento económico, es mayor la urbanización, tal como ha sucedido en los últimos 40 años. (NU, 2004)

II.1.1 USOS DEL AGUA.

El riego consume el 70 por ciento del insumo total de agua. Esta cantidad aumentará en un 14 por ciento en los próximos treinta años, ya que la zona de riego se ampliará en un 20 por ciento. Hacia el 2030, el 60 por ciento del total de las tierras potencialmente regables se encontrarán en explotación. De los 93 países en desarrollo estudiados por la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO), diez están ya utilizando un 40 por ciento de su agua dulce renovable para riego, que es el nivel a partir del cual puede tornarse difícil elegir entre la agricultura y otros usos del agua. En Asia meridional se habrá alcanzado este nivel del 40 por ciento en 2030 y en Medio Oriente y en el norte de África alrededor del 58 por ciento. El uso eficiente del agua de riego, actualmente es del 38 por ciento en todo el mundo, debería mejorar lentamente hasta alcanzar un promedio del 42 por ciento en 2030. (NU, 2004)

El uso industrial representará entonces un 22 por ciento del consumo total de agua. Gran parte de este aumento se llevará a cabo en aquellos países en desarrollo que se encuentran actualmente en fase de crecimiento industrial acelerado. La Fig.1.2 muestra los volúmenes de agua utilizada por la industria en el mundo comparado con otros usos importantes. (NU, 2004)

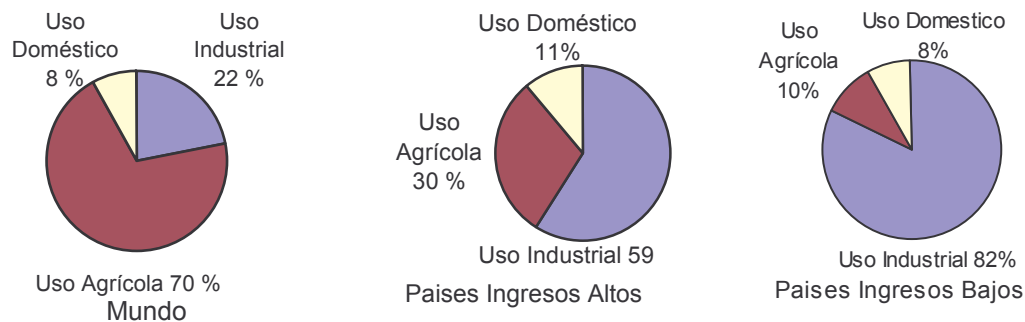


Fig.1.2 Usos alternativos del agua según el nivel de ingreso de los países

II.1.2 EL AGUA COMO FUENTE DE ENERGÍA.

Si bien el agua no es la única fuente de energía (en ciertas regiones el combustible fósil, la energía nuclear y la energía eólica constituyen importantes recursos), es, sin embargo, imprescindible para la producción de energía en diversas regiones. Las dos aplicaciones principales son la producción de hidroelectricidad y su uso a efectos de enfriamiento en centrales térmicas de energía eléctrica. Entre otros usos, excluyendo la energía hidráulica, cabe citar la energía de las mareas, la energía de las olas y la geotermia. (NU, 2004)

A pesar de la gran cantidad de electricidad generada en el mundo y del papel crucial de la energía en el desarrollo sostenible, el acceso a la electricidad es muy desigual. Alrededor de 2,000 millones de personas no disponen de electricidad, 1,000 millones utilizan medios de producción eléctrica antieconómicos (baterías de pila seca), velas o queroseno y 2,500 millones de personas de países en desarrollo tienen acceso reducido a servicios de electricidad. Del total de la producción de electricidad en 2001, la energía hidroeléctrica constituyó el 19 por ciento (2,740 Twh); 377 Twh suplementarios se encuentran en construcción o en fase de planificación. Queda aún un potencial hidroeléctrico no explotado de entre 4,000 a 7,500 Twh. (NU, 2004)

El uso de energía hidráulica puede reducir las emisiones de gases del efecto invernadero y de otros contaminantes procedentes de centrales térmicas, y se puede minimizar la contaminación asociada a la extracción de combustibles. Los países desarrollados explotan alrededor del 70 por ciento de su potencial eléctrico, mientras que los países en desarrollo esta cifra no llega al 15 por ciento. La energía hidráulica proporciona por lo menos el 50 por ciento de la producción eléctrica en 66 países y el 19 por ciento en 24 países. (NU, 2004)

Las centrales hidráulicas autónomas (no conectadas a una red) y pequeñas (que generan menos de 10 Mw.), tienen menos problemas que las muy grandes. Aunque no tienen la ventaja de producción de energía en gran volumen, pueden resultar provechosas en las zonas rurales y apartadas. En regiones áridas del mundo, como en los países del Golfo Pérsico, la energía es necesaria para la producción de agua. Esta región depende mucho del agua dulce producida por desalinización. Además, en zonas áridas, depende también de las aguas subterráneas, que requieren energía para su extracción. (NU, 2004)

En la tabla 1.3 se muestra la producción actual y futura de energía hidráulica en el mundo, la cual tiende a aumentar en todas las regiones, en particular en África, Asia y América Latina, donde el desarrollo es mayor. (Hydropower and Dams, 1997)

Ubicación	Área de mercado	Situación en 1995	Situación estimada en 2010
		(TWh/año)	(TWh/año)
Mundo	Grandes centrales	2.265	3.99
	Pequeñas centrales	115	220
	Total	2.38	4.21
UE + AELC	Grandes centrales	401,5	443
	Pequeñas centrales	40	50
	Total	441,5	493
CEE	Grandes centrales	57,5	83
	Pequeñas centrales	4,5	16
	Total	62	99
CIS	Grandes centrales	160	388
	Pequeñas centrales	4	12
	Total	164	400
NAFTA	Grandes centrales	635	685
	Pequeñas centrales	18	25
	Total	653	710
Pacífico OCDE	Grandes centrales	131	138
	Pequeñas centrales	0,7	3
	Total	131,7	141
Mediterráneo	Grandes centrales	35,5	72
	Pequeñas centrales	0,5	0,7
	Total	36	72,7
África	Grandes centrales	65,4	147
	Pequeñas centrales	1,6	3
	Total	67	150
Oriente Medio	Grandes centrales	24,8	49
	Pequeñas centrales	0,2	1
	Total	25	50
Asia	Grandes centrales	291	1.000
	Pequeñas centrales	42	100
	Total	333	1.100
América Latina	Grandes centrales	461,5	990
	Pequeñas centrales	3,5	10
	Total	465	1.000

Tabla 1.3 Producción de Energía Hidráulica. (Hydropower and Dams, 1997)

UE + AELC → Unión Europea & Asociación Europea para el Libre Comercio

CEE → Europa Central y del Este

NAFTA → Estados Unidos, Canadá, México

Mediterráneo → Turquía, Chipre, Gibraltar, Malta

CIS → Países Ex-URSS

Pacífico OCDE → Australia, Japón, Nueva Zelanda

Asia → Todos excluyendo ex-URSS de Asia

II.2 DISPONIBILIDAD DEL RECURSO AGUA EN MÉXICO.

Poco más del 70 por ciento del agua que llueve en el país se evapotranspira y regresa a la atmósfera, el resto escurre por los ríos o arroyos o se infiltra al subsuelo y recarga los acuíferos. En la tabla 1.4 y la Fig. 1.3 se muestran de manera simplificada los componentes del ciclo hidrológico. Las importaciones de otros países se refieren al volumen de agua que es generado en los países con los que México comparte cuencas (Estados Unidos de América, Guatemala y Belice) y que escurre hacia México. Las exportaciones se refieren al volumen de agua que México debe entregar a Estados Unidos de América conforme al Tratado de Aguas de 1944. (CNA, 2005)

Precipitación media histórica 1941-2004 (773 mm)	1 513 km ³
Evapotranspiración media	1 135 km ³
Escurrimiento natural medio superficial total	397 km ³
Recarga media total de acuíferos	78 km ³
Disponibilidad natural media total	475 km ³
Disponibilidad natural media por habitante	4 547 m ³

Tabla 1.4 Valores medios anuales del ciclo hidrológico.



Fig. 1.3. Componentes del ciclo hidrológico (Valores medios anuales en km³)

II.2.1 PRECIPITACIÓN

Con excepción de la región I, Península de Baja California, en México la mayor parte de la precipitación se presenta en el verano (entre junio y septiembre), el resto del año la precipitación es escasa (tabla 1.5). En el ámbito nacional, el 67 por ciento de la precipitación se presenta entre junio y septiembre, como se muestra en la figura 1.4. (CNA, 2005)

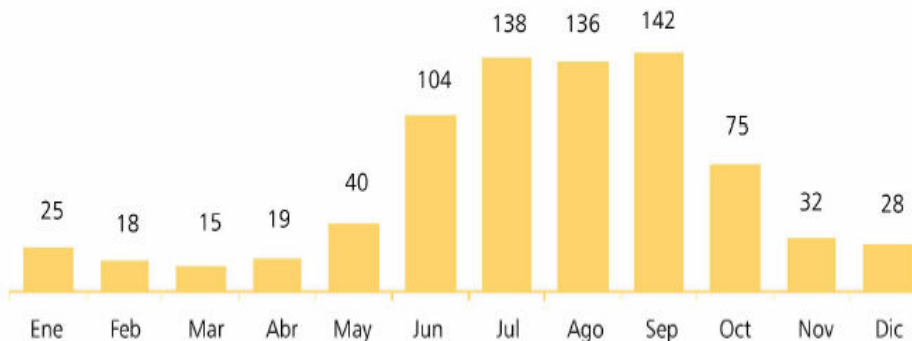


Fig. 1.4 Precipitación media mensual histórica en mm (1941-2004)

Región Administrativa	anual	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
	mm												
I.-Península de Baja California	202	22	19	14	5	1	1	14	36	41	14	11	24
II.-Noroeste	464	28	24	15	5	4	19	114	110	62	26	19	36
III.-Pacífico Norte	759	32	17	9	5	9	67	185	182	140	50	25	37
IV.-Balsas	963	13	6	7	17	54	183	193	182	195	84	20	9
V.-Pacífico Sur	282	13	8	8	17	71	241	240	237	281	124	31	12
VI.-Río Bravo	414	15	12	10	17	28	45	70	74	76	36	15	15
VII.-Cuenca Central del Norte	394	12	7	5	11	22	55	76	76	73	32	12	13
VIII.-Lerma - Santiago-Pacífico	854	17	8	6	5	15	145	190	178	170	92	16	13
IX.-Golfo Norte	816	20	15	19	37	64	127	122	123	165	78	27	18
X.-Golfo Centro	1 891	58	42	42	48	92	271	313	282	340	216	110	78
XI.-Frontera Sur	2 260	63	52	55	75	185	345	291	310	393	291	122	79
XII.-Península de Yucatán	1 163	42	32	32	36	86	170	156	159	198	139	66	47
XIII.- Valle de México y Sistema Cutzamala	737	10	5	10	23	51	134	158	141	127	57	15	7
Total Nacional	773	25	18	15	19	40	104	138	136	142	75	32	28

Tabla 1.5. Precipitación media mensual histórica por región administrativa (1941-2004)

II.2.2 DISPONIBILIDAD NATURAL MEDIA DE AGUA.

La cantidad de agua disponible varía considerablemente de un país a otro y la población que se asienta en cada uno de ellos no necesariamente corresponde con esta disponibilidad. Un indicador ampliamente utilizado en el mundo para detectar problemas de agua es el que se refiere a la disponibilidad natural media per cápita. De acuerdo con este indicador las regiones se clasifican de acuerdo a la tabla 1.6. (Shiklomanov, I. A. y Rodda, J. C., 2003)

En México destacan dos grandes zonas de disponibilidad, el sureste y el norte, centro y noroeste del país. La disponibilidad natural en el sureste es 7 veces mayor que en el resto del país. Además, en la zona norte, centro y noroeste se asienta el 77 por ciento de la población, se genera el 85 por ciento del Producto Interno Bruto y sólo se tiene el 32 por ciento de la disponibilidad natural media como se observa en la figura 1.5. En la tabla 1.7 se observa la disponibilidad natural media así como el escurrimiento natural y la recarga total de acuíferos por región administrativa. (CNA, 2005)

Disponibilidad natural media per cápita (m ³ /hab/año)	Clasificación
Menor a 1 000	Extremadamente baja
1 001 a 2 000	Muy Baja
2 001 a 5 000	Baja
5 001 a 10 000	Media
10 001 a 20 000	Alta
Más de 20 000	Muy Alta

Tabla 1.6 Disponibilidad natural media de agua per cápita.

Cabe aclarar que la disponibilidad natural media de agua considera únicamente el agua renovable, es decir, el agua de lluvia que se transforma en escurrimiento superficial y recarga de acuíferos.

Región Administrativa		Disponibilidad natural media total	Disponibilidad natural media per cápita	Escurrimiento natural medio superficial total	Recarga media total de acuíferos
		(hm ³)	(m ³ /hab)	(hm ³)	(hm ³)
I	Península de Baja California	4 423	1 317	3 012	1 411
II	Noroeste	8 213	3 210	5 459	2 754
III	Pacífico Norte	24 839	6 038	22 159	2 680
IV	Balsas	28 924	2 703	24 944	3 980
V	Pacífico Sur	32 508	7 782	30 799	1 709
VI	Río Bravo	14 182	1 356	8 962	5 219
VII	Cuenca Central del Norte	6 841	1 726	4 729	2 112
VIII	Lerma-Santiago-Pacífico	36 977	1 820	29 594b	7 383
IX	Golfo Norte	23 347	4 666	22 070	1 277
X	Golfo Centro	102 544	10 574	98 930	3 614
XI	Frontera Sur	158 260	24 549	139 839	18 421
XII	Península de Yucatán	29 646	8 255	4 330	25 316
XIII	Valle de México y Sistema Cutzamala	3 934	188	1 996c	1 938
Total Nacional		474 637	4 505d	396 823	77 814

Tabla 1.7 Disponibilidad natural media de agua por región administrativa, 2004

- a Incluye importaciones y excluye exportaciones.
- b Datos preliminares. En estas regiones aún no están concluidos los estudios al 100%.
- c Se consideran las aguas residuales de la Ciudad de México.
- d Con base en proyecciones de población al año 2004, de Conapo.

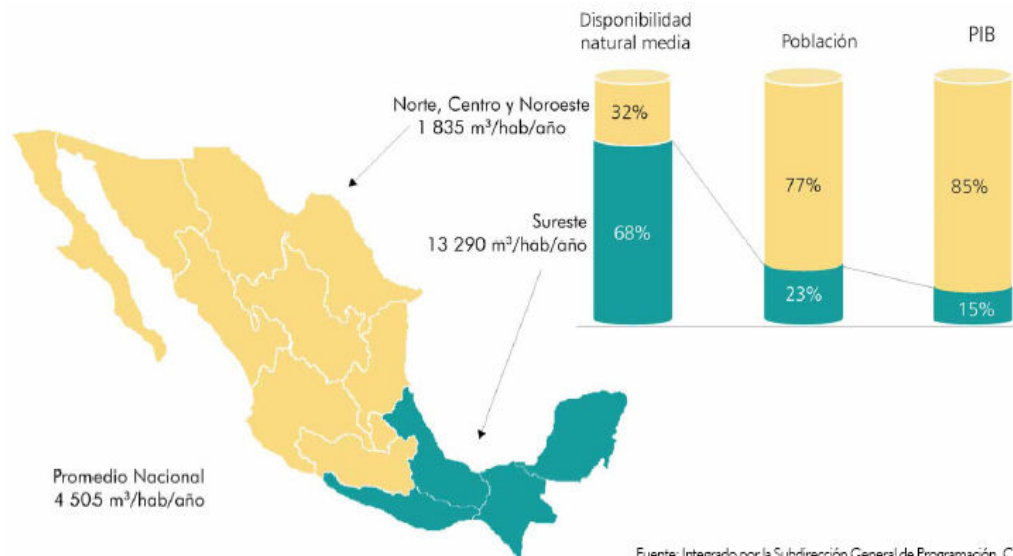


Fig. 1.5 Contraste de disponibilidad natural media de agua

II.2.3 GRADO DE PRESIÓN SOBRE EL RECURSO HÍDRICO.

Otra forma de evaluar la disponibilidad de agua es mediante la determinación de lo que se conoce como el grado de presión, que representa la proporción del agua disponible que se

extrae en una zona. La Comisión para el Desarrollo Sustentable de la ONU define cuatro categorías que incluyen desde una presión fuerte (la extracción supera el 40 por ciento de la disponibilidad natural) hasta una presión escasa (el agua extraída no rebasa el 10 por ciento del líquido disponible). México, con un valor del 15 por ciento estimado en el año 2000 se halla en la categoría de presión moderada, ligeramente superior al 12 por ciento estimado para el promedio de los países de la OCDE.

El valor relativamente bajo de presión del recurso hídrico que presenta México está influido de manera significativa por la alta disponibilidad de agua en el sur del país, en regiones como la frontera sur, Golfo Centro, Península de Yucatán y Pacífico Sur no extraen más del 5 por ciento de su agua disponible; en contraste, las regiones de Baja California, Noroeste, Río Bravo, Cuencas Centrales y el Valle de México se encuentran en una situación diferente, debido a que su grado de presión tienen valores superiores al 40 por ciento, lo que las coloca en la condición de alto estrés hídrico, ver figura 1.6. (CNA, 2005)

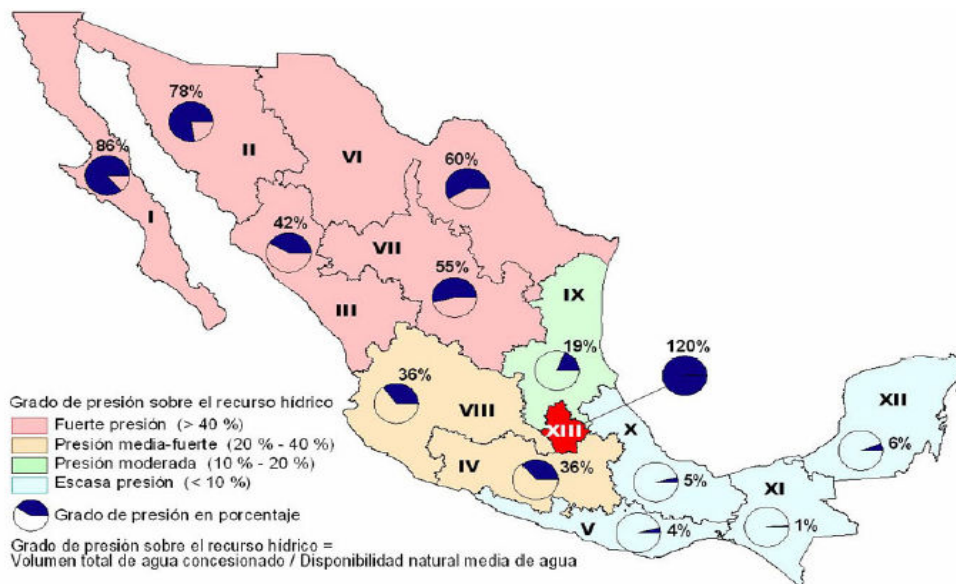


Fig. 1.6 Grado de presión sobre el recurso hídrico por región administrativa

II.2.4 AGUAS SUPERFICIALES.

En los ríos del país escurren aproximadamente 400 km³ de agua anualmente, incluyendo las importaciones de otros países y excluyendo las exportaciones. Aproximadamente el 87 por ciento de este escurrimiento se presenta en los 39 ríos principales que se indican a continuación y cuyas cuencas ocupan el 58 por ciento de la extensión territorial continental.

En la tabla 1.8 se observan los ríos que componen la vertiente interior así como su escurrimiento medio anual, longitud y área de cuenca. El 65 por ciento del escurrimiento superficial pertenece a siete ríos: Grijalva-Usumacinta, Papaloapan, Coatzacoalcos, Balsas, Pánuco, Santiago y Tonalá, cuya superficie es el 22 por ciento del país. Los ríos Balsas y Santiago pertenecen a la vertiente del Pacífico (tabla 1.10) y los otros cinco a la vertiente del Golfo de México (tabla 1.9). Por la superficie que abarcan destacan las cuencas de los ríos Bravo y Balsas. Por su longitud destacan los ríos Bravo, Grijalva Usumacinta. (CNA, 2005)

No.	Río	Región Administrativa	Escorrentamiento natural medio superficial (hm ³)	Área de la cuenca (km ³)	Longitud del río (km)
1	Lerma	VIII	4,908	47,116	708
2	Nazas	VII	1,999	57,101	600
3	Aguanaval	VII	509	32,138	481
	Total		7,416	136,355	1,789

Tabla 1.8 Ríos de la vertiente interior.

No.	Río	Región Administrativa	Escorrentamiento natural medio superficial (hm ³)	Área de la cuenca (km ³)	Longitud del río (km)
18	Balsas	IV	24,273	117,406	770
19	Santiago	VIII	7,849	76,416	562
20	Verde	V	5,937	18,812	342
21	Omotepec	V	5,779	6,922	115
22	El Fuerte	III	5,176	33,590	540
23	Papagayo	V	4,237	7,410	140
24	Yaqui	II	3,623	72,540	410
25	San Pedro	III	3,559*	26,480	255
26	Culiacán	III	2,912	15,731	875
27	Suchiate	XI	2,737	203	75
28	Ameca	VIII	2,020 ^b	12,214	205
29	Armería	VIII	2,015 ^b	9,795	240
30	San Lorenzo	III	1,885	8,919	315
31	Coahuayana	VIII	1,867 ^b	7,114	203
32	Colorado *	I	1,867	3,840	160
33	Sinaloa	III	1,829	12,260	400
34	Baluarte	III	1,751	5,094	142
35	Acaponeta	III	1,329	5,092	233
36	Piactla	III	1,288	11,473	220
37	Tehuantepec	V	950	10,090	240
38	Coatán *	XI	751	605	75
39	Huicicila	VIII	591	1,194	50
	Total		84,225	463,200	6,567

Tabla 1.10 Ríos de la vertiente del pacifico mexicano.

No.	Río	Región Administrativa	Escorrentamiento natural medio superficial (hm ³)	Área de la cuenca (km ³)	Longitud del río (km)
4	Grijalva–Usumacinta	XI	115,536	83,553	1,521
5	Papaloapan	X	44,662	46,517	354
6	Coatzacoalcos	X	32,752	17,369	325
7	Pánuco	IX	19,087	84,956	510
8	Tonalá	X	11,389	5,679	82
9	Bravo *	VI	7,398	226,280	2,018
10	Tecolutla	X	6,885	7,903	375

11	Nautla	X	2,284	2,785	124
12	Antigua	X	2,193	2,827	139
13	Tuxpan	X	2,580	5,899	150
14	Soto La María	IX	2,086	21,183	416
15	Candelaria *	XII	2,011	13,790	150
16	Cazones	X	1,716	2,688	145
17	San Fernando	IX	876	17,744	400
	Total		251,455	539,173	6,709

Tabla. 1.9 Ríos de la vertiente del Golfo de México

Notas: Los datos del escurrimiento natural medio superficial representan el valor medio anual de su registro histórico.

a El escurrimiento natural medio superficial, el área de la cuenca y la longitud se refieren sólo a la parte mexicana.

b Datos preliminares. En estos ríos aún no están concluidos los estudios al 100%.

c Longitud de frontera entre México y Estados Unidos de América.

México tiene una alta tasa de evapotranspiración que disminuye en forma significativa el volumen de agua disponible. La estimación de la evapotranspiración promedio en México es de aproximadamente 1,100 km³ (73 por ciento de la precipitación total), resulta menor que la de África (80 por ciento) pero mayor que la de Europa (64 por ciento), Asia (56 por ciento) o Australia (64 por ciento).

La disponibilidad del agua comúnmente se evalúa a través del volumen de agua por habitante. Se considera la cifra del censo de población del año 2000 (97.48 millones de habitantes), la disponibilidad natural de agua para ese año fue de 4,841 m³ anuales por habitante, volumen que corresponde a una categoría de disponibilidad baja, muy cerca de los 5,000 m³/hab/año del límite de disponibilidad media. Para poner en contexto esta cifra, en 1910 la disponibilidad promedio era de 31,000 m³/hab, para 1950 ya sólo era de un poco más de 18,000 m³ y en 1970 había caído por debajo de los 10,000 m³. (PNUMA, 2002)

Se estima que para 2010, de acuerdo con las proyecciones que realiza la Conapo sobre la población del país, la disponibilidad de agua por habitante se reducirá a 4,180 m³ y para el 2020 se limitará a cerca de 3,750 m³/hab/año. En un contexto mundial, la disponibilidad de agua por habitante en México en la actualidad es considerablemente menor que la que tiene países como Canadá (91,567 m³/hab/año), Estados Unidos (8,906 m³/hab/año), Brasil (32,256 m³/hab/año) y en general toda América del Sur, es ligeramente superior al promedio de los países europeos. (PNUMA, 2002)

II.2.5 AGUAS SUBTERRÁNEAS.

Para fines de administración del agua, el país se ha dividido en 653_a acuíferos, de los cuales, hasta el 2004 se ha publicado la disponibilidad de 202. El 31 de enero de 2003, en el Diario Oficial de la Federación (DOF) se publicó la disponibilidad de agua de 188 acuíferos, de los cuales se extrae el 66 por ciento del agua subterránea que se utiliza en el país y en los que se capta el 79 por ciento de la recarga de agua subterránea. El 29 de diciembre de 2003, se publicó en el DOF, la disponibilidad media anual de 14 acuíferos más, y la actualización de la disponibilidad del acuífero Valles Centrales, estado de Oaxaca, con lo que se alcanza un poco más del 80 por ciento del volumen de agua subterránea total que se extrae de los acuíferos del país. (CNA, 2005)

En la tabla 1.11 se muestran el total de los acuíferos por región administrativa, y se presentan él numero de acuíferos que presentan problemas diversos como la sobre

explotación, intrusión salina y salinización de suelos y aguas subterráneas, así como el volumen de recarga media. (CNA, 2005)

Región Administrativa	Acuíferos				
	Total	Sobreexplotados	Con intrusión salina	Con el fenómeno de salinización de suelos y aguas subterráneas salobres	Recarga media (hm ³)
I Península de Baja California	87	7	9	4	1,411
II Noroeste	63	18	5	0	2,754
III Pacífico Norte	24	1	0	0	2,680
IV Balsas	43	2	0	0	3,980
V Pacífico Sur	38	0	0	0	1,709
VI Río Bravo	96	16	0	4	5,219
VII Cuencas centrales del Norte	72	24	0	8	2,112
VIII Lerma-Santiago-Pacífico	126	29	1	0	7,383
IX Golfo Norte	41	3	0	0	1,277
X Golfo centro	21	0	2	0	3,614
XI Frontera Sur	23	0	0	0	18,421
XII Península de Yucatán	4	0	0	1	25,316
XIII Valle de México y Sistema Cutzamala	14	4	0	0	1,938
Total	653	104	17	17	77,814

Tabla 1.11 Características físicas de los acuíferos por región administrativa.

CAPITULO II

PANORAMA ACTUAL DE LAS PRESAS

INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se presenta la importancia de las presas para el aprovechamiento del recurso agua, en lo diversos rubros como lo son la irrigación, la hidrogenación y el suministro de agua a la población. De la misma manera se presenta la clasificación de las presas de acuerdo con su uso, materiales de construcción y el tipo de proyecto hidráulico.

No existen estadísticas disponibles para confirmar el número total de presas en operación en el mundo. Los datos estadísticos precisos están restringidos a las presas grandes inscritas en listas nacionales en el World Register of Dams (Registro Mundial de Presas) publicado por la ICOLD, Internacional Comisión on Large Dams (Comisión internacional de Grandes Presas) Se presentan las presas más altas construidas en el mundo, de acuerdo con la ICOLD. Para el caso de México se presenta la situación en cuanto a la infraestructura de presas, así como su distribución por tipo de presas y su importancia en la hidrogenación. Se presentan las presas más importantes en cuanto a su embalse y su operación. También se presentan algunos de los proyectos identificados por la CFE a realizarse a corto y largo plazo.

OBJETIVO

1. Determinar la importancia que representa la construcción de una presa para el desarrollo de un país o región.
2. Presentar la clasificación de las presas, de acuerdo con su proyecto hidráulico, materiales de construcción y de acuerdo a su uso.
3. Presentar el panorama general de las presas construidas en el mundo, con el fin de observar la infraestructura hidráulica con que se cuenta
4. Conocer la infraestructura de presas en el caso de México, y los proyectos que se tienen contemplados en la construcción de presas.
5. Evaluar la importancia que representan las presas en la hidrogenación, así como para otras actividades como la irrigación, recreación entre otras.

III.1 GENERALIDADES

Para satisfacer la demanda de agua se requieren más embalses superficiales para modificar la desigual distribución de la precipitación en el tiempo, y con los acueductos y conducciones, la mala distribución en el espacio. De esta manera, las presas representan un papel preponderante, ya que deben conceptuarse como proyectos de propósitos múltiples que permiten satisfacer las necesidades del consumo humano, las requeridas por la agricultura, y con el desnivel creado, la generación de energía eléctrica, vital hoy en día. (Marengo, 1999)

Adicionalmente, las presas producen grandes beneficios como el control de avenidas con la consecuente protección a vidas y propiedades en las llanuras de inundación, y la creación de programas de acuicultura y pesca, así como para recreación. (Marengo, 1999)

Las presas y sus embalses se han convertido también en una parte integrante de la infraestructura que se construye y en base de nuestra propia supervivencia. En el futuro muchas presas serán necesarias para asegurar la buena gestión de los recursos hidráulicos mundiales, limitados, mal repartidos y en muchas ocasiones drásticamente insuficientes.

III.2 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS.

Las presas se pueden clasificar en categorías diferentes, que dependen del objeto de la clasificación, es conveniente considerar tres amplias clasificaciones.

III.2.1 SEGÚN EL PROYECTO HIDRÁULICO.

- Presas vertedoras: se proyectan para descargar sobre sus coronas. Deben estar hechas de materiales que no se erosionen con tales descargas. Es necesario emplear concreto, mampostería, acero y madera, excepto en las estructuras vertedoras muy bajas de unos cuantos metros de altura.
- Presas no vertedoras: son las que se proyectan para que no rebase el agua por su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales incluyendo las presas de tierra y las de enrocamiento.

Con frecuencia se combinan los dos tipos para formar una estructura compuesta, que consiste de una parte vertedora de concreto de gravedad con extremos formados por terraplenes. (USDI, 1980)

III.2.2 SEGÚN LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.

La clasificación común que se usa en la discusión de los procedimientos de construcción se basa en los materiales que forman la estructura. La influencia de la disponibilidad de materiales de construcción adecuados en la determinación del tipo de cortina depende del costo relativo de los materiales, puestos a pie de obra, tanto para concreto como de tierra y enrocamiento. (USDI, 1980)

- Presa de Tierra: las presas de tierra constituyen el tipo de presas más común, principalmente por que en su construcción intervienen materiales en su estado natural que requieren un mínimo de tratamiento. Además, los requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes que para otros tipos.
- Presas de Enrocamiento. En las presas de enrocamiento se utiliza roca de todos los materiales para dar estabilidad a una membrana impermeable. La membrana puede ser una capa de material impermeable del lado del talud mojado, una losa de concreto, un

recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero, o cualquier otro dispositivo semejante; o puede ser un núcleo interior delgado de tierra impermeable.

- Presas de Materiales Graduados. En este tipo de cortinas consiste en una zona central o corazón impermeable, con zonas semipermeables y permeables colocadas progresivamente hacia aguas abajo y aguas arriba desde dicho corazón.
- Presas de Concreto Tipo Gravedad. Las presas de gravedad, de concreto se adaptan a los lugares en los que se dispone de una cimentación de roca razonablemente sana. Se adaptan bien para usarse como cresta vertedora y, debida a esta ventaja, a menudo se usan formando la parte vertedora de las presas de tierra y de enrocamiento o de una presa derivadora. Las presas de gravedad pueden tener una planta curva o recta. La planta curva puede proporcionar algunas ventajas en lo que respecta al costo y a la seguridad. Además, ocasionalmente, la curvatura hacia aguas arriba puede situar esa parte de la presa en una cimentación más elevada de roca. Es costumbre limitar el termino cortina de gravedad a las cortinas masivas de concreto o mampostería, las cuales resisten al sistema de fuerzas que les son impuestas y tienen una sección recta casi triangular.
- Presas de Concreto Compactado con Rodillo, (CCR). Las presas de gravedad de CCR son similares a una estructura de concreto convencional. La diferencia consiste en los métodos de construcción, el diseño de la mezcla de concreto y detalles de distribución de las estructuras. El CCR es relativamente en seco, pobre, sin revenimiento dado que los materiales que contiene el concreto son materiales finos y ásperos que se consolidan por vibración externa, usando vibradores de rodillo y otros equipos pesados. En las condiciones de endurecimiento, las propiedades de CCR son similares a las del concreto convencional. (USACE, 2000)
- Presa de Concreto Tipo Arco. Las presas de concreto tipo arco se usan para designar una estructura curva, masiva, de concreto o mampostería, con convexidad hacia aguas arriba. Se adaptan a lugares en los que la relación de la distancia entre los arranques del arco a la altura no es grande y donde la cimentación en estos mismos arranques del arco de la altura no es grande y donde la cimentación en estos mismos arranques es roca sólida capaz de resistir el empuje de arco.
- Presas de Concreto del tipo de Machones o Contrafuertes. Las presas del tipo de contrafuertes comprenden las de las losas y las de arcos. Requieren aproximadamente el 60 por ciento menos de concreto que las presas de gravedad y el refuerzo de acero necesario, generalmente contrarrestan las economías en concreto. El proyecto de las presas de contrafuertes se basa en el conocimiento y criterio que se adquiere solamente por la experiencia especializada en este tipo de obras. Las cortinas clasificadas con esta denominación comprenden dos elementos estructurales principales: una cubierta inclinada que soporta el empuje hidrostático y machones, contrafuertes o muros que soportan la cubierta y transmiten las cargas a la cimentación a lo largo de planos verticales.
 - Machones y Losas. La cubierta para este tipo de cortina está formada por losas planas apoyadas en ménsulas construidas en la parte de aguas arriba de los machones.
 - Arcos Múltiples. La cubierta formada por arcos múltiples consiste en una serie de cascarones cilíndricos inclinados, apoyados en los machones.

- Machones con Cabeza. Las cortinas de machones con cabeza se forman adelgazando el machón, propiamente dicho, hacia aguas abajo, y dejando un ensanchamiento o cabeza en el lado aguas arriba.

III.2.3 SEGÚN SU USO.

Las presas pueden clasificarse de acuerdo con la función más general que van a desempeñar, como de almacenamiento, de derivación o regulación. (USDI, 1980)

- Presas de Almacenamiento. Se construyen para embalsar el agua en los periodos de abundancia, para utilizarlos cuando sea escasa. Estos periodos pueden ser estacionales, anuales, o más largos. Las presas de almacenamiento se pueden a su vez clasificar de acuerdo con el objeto de almacenamiento, como para abastecimiento de agua, para recreo, para la cría de peces y animales salvajes, para la generación de energía eléctrica, irrigación, etc.
- Presas de Derivación. Se construyen ordinariamente para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia zanjas, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se va a usar.
- Presas Reguladoras. Se construyen para retardar el escurrimiento de avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos: de almacenamiento temporal y de almacenamiento por tiempo como sea posible. Las presas reguladoras también se construyen para detener los sedimentos. A menudo a éstas se les conoce como presa para arrastres.

III.3 SITUACIÓN ACTUAL DE LAS PRESAS EN EL MUNDO.

Antes de 1900 existían más de mil presas construidas en el ámbito mundial, según reportes del Registro Mundial de Presas (1984), sin embargo, se generó un enorme incremento en la construcción de presas a partir de la mitad del presente siglo. A la fecha, están construidas más de 100,000 presas en el mundo y se puede decir que están consideradas como grandes presas a más de 36 mil de ellas, sin considerar las construidas en China. Según la ICOLD define como grandes presas a aquellas que tienen más de 15 m de altura, las que están entre 10 y 15 m con una longitud de cresta en el vertedor superior a los 500 m o las que el gasto de descarga supera los 500 m³/s o bien que presenten condiciones complejas para su cimentación. (Marengo, 1999)

El sistema de presas más importante del mundo se encuentra en China, donde sólo en los últimos 30 años se han construido 70,000 presas y embalses; si bien en su mayor parte son presas relativamente pequeñas, su capacidad de almacenamiento supera los 300 km³. China ha enfatizado la construcción de pequeñas presas para reducir costos de construcción y poder hacerlo con tecnologías relativamente sencillas. Así pues, Asia tiene el mayor sistema de presas del mundo, lo cual le permite regular el flujo de agua de todos los continentes: 560 km³ por año. Si bien la mayoría de los grandes ríos asiáticos como el Yangtzé, el Mekong, el Brahmaputra, el Ganges, el Indo o el Irrawaddy han sido, en una u otra forma, explotados mediante presas y embalses, principalmente con fines de riego, obviamente Asia tiene aún un enorme potencial hidroeléctrico. (Marengo, 1999)

El número de presas construidas en los últimos 35 años supera el 85 por ciento del total. La distribución de grandes presas por continente se muestra en la tabla 2.1.

Continente	1950	1982	1986	En construcción
África	133	665	763	58
Asia	1,554	4,194	4,569	430
Australia /Oceanía	151	448	492	25
Europa	1,323	3,961	3,982	204
Norte-Centroamérica	2,099	7,303	6,595	39
Sudamérica			884	69
Rusia			132	18
Subtotal	5,260	16,571	17,417	843
China	8	18,595	18,820	183
Total mundial	5,268	35,166	36,327	1,026

Tabla 2.1 Número de presas de más de 15m de altura. (Marengo, 1999)

La construcción de embalses y presas representa inversiones cuantiosas. A comienzos de los ochenta se calculaba que el costo para retener un kilómetro cúbico de agua mediante una presa era de 120 millones de dólares. En esa misma época se calculaba que la renovación de los sistemas de riego deteriorados o dañados, junto con sus canales de distribución, costaban 680 dólares por hectárea, y si se incorporaban los mecanismos para corregir los niveles de salinización, había que añadir 240 dólares por hectárea.

La construcción de presas y embalses lleva aparejada, sin embargo, la pérdida neta de tierras, a menudo fértiles, que son inundadas por el lago artificial formado por la presa. La presa sobre el río Volta, en Burkina Faso, terminada en 1974, inundó un área de 85,000 km², desplazando 82,000 personas. La presa de Aswan, en Egipto, cubre 66,000 km² y provocó el desplazamiento de 120,000 personas. Salto Grande, en Uruguay y Argentina, formó al concluirse las obras un lago de 78,000 ha con riberas de más de 1,200 km.

La década de 1970 presenció en América Latina una fuerte actividad en construcción de embalses y presas, la mayoría para uso energético. Esa actividad disminuyó en los ochenta aun cuando la capacidad de embalse de las nuevas presas es considerablemente mayor. Estas actividades se concentraron en pocos países: Brasil y Argentina concentran 62 por ciento y 19 por ciento, respectivamente, del total de la capacidad de presas y embalses construidos entre 1970 y 1984.

El análisis de los sistemas de riego va inevitablemente asociado al de las grandes presas para uso tanto agrícola como energético. El potencial hidroeléctrico de América Latina es de 805,792 Mw, que corresponde a 35 por ciento del total mundial; sin embargo, sólo se utiliza 9.6 por ciento de ese total. Este hecho, asociado al alza de los precios del petróleo, explica la tendencia típica de América Latina en la expansión de presas.

La expansión de presas ha resultado, en las últimas dos décadas, en un aumento considerable de disponibilidad de energía hidroeléctrica. La capacidad instalada del potencial hidroenergético regional se incrementó a una tasa anual de 10.2 por ciento en los últimos años setenta y de 6.5 por ciento entre 1980 y 1987. El porcentaje de energía hidroeléctrica en relación con otras fuentes energéticas se incrementó del 53.9 por ciento en 1970, a 60.3 por ciento en 1987, al paso que el de energía eléctrica proveniente de plantas térmicas disminuye de 46.1 por ciento a 37.3 por ciento en el mismo periodo.

En el diseño, construcción y operación de presas se han registrado avances significativos. En los últimos 20 años se ha prestado una gran importancia a las consideraciones de durabilidad y falla de las mismas y se puede decir que se ha establecido la base técnica y científica para definir la seguridad que deben tener las presas y las obras temporales como las de desvío. Se han planteado bases científicas para entender los aspectos geológicos, hidrológicos y la naturaleza y comportamiento de los materiales así como las cargas y ciclos a los que las presas están sujetas. (Marengo, 1999)

El desarrollo de métodos numéricos y técnicas computacionales permite tener un mejor panorama en estos aspectos y se están haciendo serios esfuerzos para instrumentar y definir de una mejor manera el comportamiento estructural de las presas. A la fecha los factores de seguridad se están replanteando, se está tratando de reducir significativamente el error humano al someterse y actualizarse los criterios de diseño al consenso internacional. (Marengo, 1999)

III.4 PRESAS CONSTRUIDAS.

En los últimos 35 años se han construido aproximadamente el 85 por ciento del total de presas en el mundo, en donde 36,327 (78 por ciento del total), tienen una altura entre 15 y 30m, y solo 26 presas (0.1 por ciento) exceden los 200 m de altura. A la fecha, las presas almacenan más de 5 mil 500 km³ de agua; de este volumen dos terceras partes están disponibles como volumen útil y el resto es la llamada capacidad muerta. Esta capacidad útil de 3 mil 660 km³ añade un 26 por ciento a la porción estable del escurrimiento medio anual de los ríos (14 mil 010 km³) del mundo entero. Durante los últimos 40 años el número de presas terminadas ha decrecido gradualmente, como se muestra en la tabla 2.2.

Periodo	Número
1951-1974	373
1975-1982	258
1983-1986	211

Tabla 2.2 Número de presas terminadas anualmente.
(Marengo, 1999)

Es significativo que más de 200 presas fueron terminadas en 1989 de las cuales el 80 por ciento superó los 30m de altura, y el 1 por ciento los 100 m. También, 12 muy grandes presas superaron los 150 m de altura, con un volumen de más de 15 millones de m³ en la construcción de la cortina, y una capacidad de más de 25 km³ en el almacenamiento. Algo más de 45 grandes presas estaban en construcción en 1989 y 48 en 1990 como se muestra en la tabla 2.3. (Marengo, 1999)

Según P. N.Gupta y G. Le Moigneel (1996), en el mundo existen más de 36 mil grandes presas de más de 15 m de altura. Aproximadamente la mitad se encuentran en China y el resto se localizan en el resto del mundo. Aproximadamente el 65 por ciento de estas presas tienen alturas menores a 30 m y sólo el 1 por ciento son presas cuyas alturas exceden de 150 m. La mayoría de ellas son presas de tierra y su número aproximado se observa en la tabla 2.4.

Localización	En 1989	En 1990
Canadá	0	1
América Latina	20	17
China	6	7
Asia	6	8
Turquía	5	1
India	3	4
Europa	2	4
Rusia	2	2
África	1	4
Total	45	48

Tabla 2.3 Presas de más de 150 m de altura.

Tipo de presa	Porcentaje
Tierra	75
Concreto gravedad	10
Enrocamiento	7
Arco / arcos múltiples, contrafuertes	6
Mampostería / CCR	2

Tabla 2.4 Grandes presas; distribución por tipo en porcentaje.

Según la ICOLD (1998), la distribución de grandes presas de acuerdo a su altura y región se distribuye como se muestra en la tabla 2.5.

Altura de la presa	África	América del norte	América del sur	Asia	Australia	Europa	Mundo
0 < H < 30 m	72	74	57	59	59	61	65
30 < H < 60 m	22	19	30	30	29	27	25
60 < H < 150 m	5	6	11	10	11	11	9
H > 150 m	1	1	2	1	1	1	1

Tabla 2.5 Distribución de presas por regiones y por altura en porcentaje

Los cinco países con más presas suman más de las tres cuartas partes de todas las grandes presas del mundo (véase la tabla 2.6 y la Fig. 2.1), y aproximadamente dos tercios de ellas se encuentran en los países en desarrollo. La energía hidroeléctrica suministra más del 90 por ciento de la electricidad de 24 países.

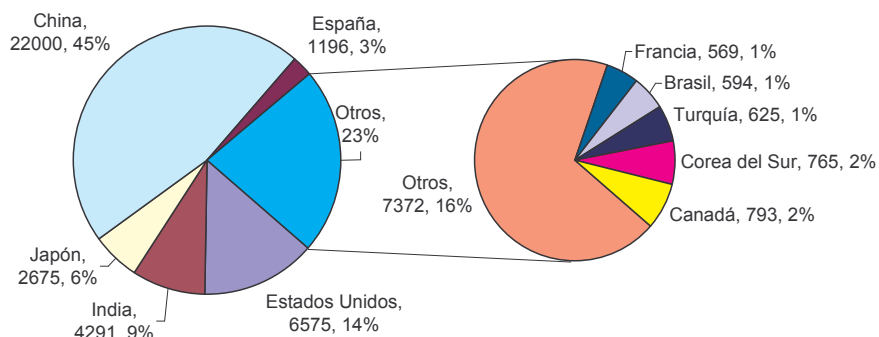


Fig. 2.1 Distribución de presas en porcentaje.

País	Porcentaje	No. de presas
Estados Unidos	14	6575
India	9	4291
Japón	6	2675
China	46	22000
España	3	1196
Canadá	2	793
Corea del Sur	2	765
Turquía	1	625
Brasil	1	594
Francia	1	569
otros	16	7372

Tabla 2.6 Número de presas por país en porcentaje

En la tabla 2.7 se muestra las presas en operación por región y país, considerando solo a las grandes presas de acuerdo a la definición de la ICOLD (1998).

Región y País	No. de presas	Región y País	No. de presas
Europa Occidental		Europa Oriental	
España	1 196	Albania	306
Francia	569	Rumania	246
Italia	524	Bulgaria	180
Reino Unido	517	Republica Checa	118
Noruega	335	Polonia	69
Alemania	311	Yugoslavia	69
Suecia	190	Eslovaquia	50
Suiza	156	Eslovenia	30
Austria	149	Croacia	29
Portugal	103	Bosnia / Herzegovina	25
Finlandia	55	Ucrania	21
Chipre	52	Lituania	20
Grecia	46	Macedonia	18
Islandia	20	Hungría	15
Irlanda	16	Austral-Asia	
Bélgica	15	Australia	486
Dinamarca	10	Nueva Zelanda	86
Holanda	10	Nueva Guinea	3
Luxemburgo	3	Fiji	2
Total	4 277	Total	577
Sudamérica		Norte y Centro América	
Brasil	594	Estados Unidos	6 575
Argentina	101	Canadá	793
Chile	88	México	537
Venezuela	74	Cuba	49
Colombia	49	Rep. Dominicana	11
Perú	43	Costa Rica	9
Ecuador	11	Honduras	9
Bolivia	6	Panamá	6
Uruguay	6	El Salvador	5
Paraguay	4	Guatemala	4
Guyana	2	Nicaragua	4
Surinam	1	Trinidad & Tobago	4
Total	979	Jamaica	2
		Antigua	1
		Haití	1
		Total	8 010

Tabla 2.7 Presas en operación por regiones y país

Región y País	No. de presas	Región y País	No. de presas
África		Asia	
Sudáfrica	539	China	22 000
Zimbabwe	213	India	4 291
Algeria	107	Japón	2 675
Maruecos	92	Corea del sur	765
Túnez	72	Turquía	625
Nigeria	45	Tailandia	204
Costa de Marfil	22	Indonesia	96
Angola	15	Rusia	91
Congo	14	Pakistán	71
Kenia	14	Corea del Norte	70
Namibia	13	Irán	66
Libia	12	Malasia	59
Madagascar	10	Taipei, China	51
Camerún	9	Sri Lanka	46
Mauritius	9	Siria	41
Burkina Faso	8	Arabia Saudita	38
Etiopía	8	Azerbaijón	17
Mozambique	8	Armenia	16
Lesotho	7	Filipinas	15
Egipto	6	Georgia	14
Suiza	6	Uzbekistán	14
Ghana	5	Irak	13
Sudan	4	Kazajistán	12
Zambia	4	Kirguizistán	11
Botswana	3	Tayikistán	7
Malawi	3	Jordán	5
Benin	2	Líbano	5
Congo	2	Myanmar	5
Guinea	2	Nepal	3
Malí	2	Vietnam	3
Senegal	2	Singapur	3
Seychelles	2	Afganistán	2
Sierra Leone	2	Brunei	2
Tanzania	2	Camboya	2
Togo	2	Bangladesh	1
Liberia	1	Total	31 340
Total	1 269		

Continuación Tabla 2.7 Presas en operación por regiones y país

En las tablas 2.8 y 2.9 se muestran las grandes presas en operación de acuerdo por su altura por país en donde se observa la distribución, así como las que se encuentran en construcción en el año de 2001 y 2002 de acuerdo con la ICOLD.

PAÍS	Presas en operación			Presas en construcción 2001
	TOTAL	15< H (m) >29	H (m) >30	
Argelia	50	6	44	3
Alemania	311	173	99	3
Australia	508	293	201	2
Bélgica	14	5	9	0
Brasil	643	404	239	19
Bulgaria	215	144	71	0
Canadá	642	429	213	0
China	25821	17174	4,688	245
Chipre	53	28	25	2
Colombia	50	15	35	1
Croacia	29	15	7	0
Egipto	7	5	2	0
España	1201	446	494	26
Finlandia	56	47	7	0
Francia	578	362	190	1
Ghana	10	9	1	0
Grecia	27	7	20	12
India	4522	2056	427	510
Irán	179	123	56	65
Irak	8	1	7	0
Irlanda	16	12	4	0
Italia	511	197	301	22
Japón	2641	1570	1071	111
Libia	12	2	10	2
Luxemburgo	3	2	1	0
Marruecos	98	50	48	7
Noruega	336	220	116	0
Pakistán	86	69	17	7
Holanda	11	9	2	0
Perú	52	21	13	0
Polonia	65	22	18	4
Portugal	182	96	75	11
Rep. Checa	118	66	43	0
Rumania	211	89	69	27
Suecia	190	148	42	0
Tailandia	36	14	22	16
Turquía	518	237	281	230
Venezuela	73	25	48	3
Zimbabwe	244	199	45	9
Total	40,377	24,813	9078	1,338

Tabla 2.8 Presas en operación en el 2001

País	PRESAS EN OPERACIÓN			Presas en construcción 2002
	TOTAL	15 < H (m) > 29	H (m) > 30	
Sudáfrica	1148	992	156	22
Albania	306	223	83	1
Alemania	302	169	97	2
Bélgica	14	5	9	0
Canadá	934	458	224	28
Chipre	53	28	25	1
Colombia	55	16	39	0
Croacia	29	15	7	0
Finlandia	56	42	7	0
Grecia	35	10	25	1
India	4525	2106	430	475
Irán	187	127	60	88
Irlanda	16	12	4	0
Japón	2738	1723	1015	110
Marruecos	103	53	50	4
México	617	437	180	3
Noruega	336	220	116	9
Nueva Zelanda	93	47	42	0
Pakistán	87	70	17	11
Holanda	11	9	2	0
Polonia	65	22	18	4
Rep. Checa	118	66	43	0
Rumania	213	90	70	25
Suecia	190	148	42	0
Tailandia	26	6	20	4
Uruguay	6	1	5	0
Venezuela	74	49	25	2
Total	12345	7149	2814	791

Tabla 2.9 Presas en operación en el 2002

Las presas más altas del mundo de acuerdo con el registro mundial de grandes presas de la ICOLD (2004) que se encuentran en operación se muestran en la Tabla 2.10.

Nombre	Río	País	Altura (m)	Embalse(hm ³)	Año
Rogun	Vakhsh	Tayikistán	335	11.600	1985
Nurek	Vakhsh	Tayikistán	300	10.500	1980
Grand Dixence	Dixence	Suiza	285	400	1962
Inguri	Inguri	Georgia	272	1.100	1984
Vaiont	Vaiont	Italia	262	169	1961
Manuel Torres	Grijalva	México	261	1.660	1981
Tehri	Baghirathi	India	261	3.540	UC
Álvaro Obregón	Mextiquic	México	260		1926
Mauvoisin	Drance Bagnes	Suiza	250	180	1957
Alberto Lleras	Orinoco	Colombia	243	1.000	1989
Mica	Columbia	Canadá	243	24.670	1972
Sayano	Yenisei	Rusia	242	31.300	1980
Ertan	Yangtze/Yalong	China	240	5.800	1999
La Esmeralda	Batá	Colombia	237	815	1975
Kishau	Tons	India	236	2.400	1985
Oroville	Feather	Estados Unidos	235	4.299	1968
El Cajón	Humuya	Honduras	234	5.650	1984
Chirkey	Sulak	Rusia	233	2.780	1977
Bhakra	Sutlej	India	226	9.870	1963
Luzzone	Brenno di Luzzone	Suiza	225	87	1963
Hoover	Colorado	Estados Unidos	223	35.154	1936
Contra	Verlasca	Suiza	220	86	1965
Mratinje	Piva	Bosnia	220	880	1973
Dworshak	Clearwater	Estados Unidos	219	4.259	1974
Glen Canyon	Colorado	Estados Unidos	216	33.304	1964
Toktogul	Naryn	Kirzsigistan	215	19.500	1978
Daniel Johnson	Manicouagan	Canadá	214	141.852	1968
Keban	Firat	Turquía	210	31.000	1974
Karun	Karun	Irán	205	2.900	1976
Lakhvar	Yamuna	India	204	580	1985
Dez	Dez Abi	Irán	203	3.340	1963
Almendra	Tormes	España	202	2.649	1970
Berke	Ceyhan	Turquía	201		2000
Kolnbrein	Malta	Austria	200	205	1977
Zimapan	Moctezuma	México	200		1994

Tabla 2.10 Presas más altas en el mundo (H > 200 m)

III.5 SITUACIÓN ACTUAL DE LAS PRESAS EN MÉXICO.

Históricamente las actividades y asentamientos humanos se han dado en zonas donde el agua escasea. Así en un área donde se capta el 20 por ciento de la precipitación se encuentra establecida el 76 por ciento de la población, 90 por ciento de la irrigación, 70 por ciento de la industria y se genera el 77 por ciento del Producto Interno Bruto. Adicionalmente se tiene que la cuarta parte de la población se encuentra asentada en regiones por encima de los 2,000 metros de altura sobre el nivel del mar, donde ocurre sólo un 4 por ciento del escurrimiento, en contraste, por debajo de los 500 metros ocurre el 50 por ciento del escurrimiento. Para equilibrar esta situación, ha sido necesario realizar un gran esfuerzo para desarrollar la infraestructura que permita regular el agua que escurre por los cauces de esta manera la construcción de presas forman parte de la infraestructura hidráulica del país para almacenamiento agua que se utiliza en la generación de energía, la industria, agricultura y para abastecer a la población. (Castelan-Crespo, 2000)

III.5.1 PRESAS CONSTRUIDAS EN MÉXICO.

La construcción de presas en México tiene sus inicios en el siglo XIX con pequeñas presas como: Batopilas(1889), Portezuelo (1898), Ixtaczoquitlán(1899), 20 años después se construyeron las presas de Tenango, Necaxa y Los Reyes, para la Mexican Light and Power Company, y se construyó también la presa La Boquilla, en 1910.

En nuestro país, terminada la Revolución Mexicana y promulgada la Constitución en 1917, se inició la construcción de la principal infraestructura hidráulica; se crea, en 1926 por el presidente Calles, la Comisión Nacional de Irrigación, y el presidente Cárdenas crea la Comisión Federal de Electricidad, (CFE) en 1937. (Marengo, 2006)

El registro de las presas construidas en México hasta 1996 es de 1,017 (véase Tabla 2.11), éstas pertenecen a la CNA, a la CFE y a la entonces llamada Secretaría de Agricultura y Ganadería. Muchas de estas presas fueron construidas por particulares y sin duda no están reportadas para fines estadísticos, en resumen; del orden de 173 presas pertenecieron a la Comisión Nacional de Irrigación, posteriormente pasaron a la Secretaria de Recursos Hidráulicos (SRH); cerca de 130 presas pertenecen a la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) y sólo 53 a la CFE, véase Tabla 2.12. (Marengo, 2006)

Tierra Y Enrocamiento 708 (69.62)		Concreto y mampostería 309 (30.38)			
Tierra	Enrocamiento	Gravedad	Arco	Concreto	Mampostería
559 (54.97)	149 (14.65)	273 (26.84)	10 (0.98)	25 (2.46)	1 (0.1)

Tabla 2.11 Distribución de presas por tipo en número y porcentaje.

Tierra y enrocamiento 25 (49.02)		Concreto y mampostería 26 (50.98)			
Tierra	Enrocamiento	Gravedad	Arco	Concreto	Mampostería
12 (48.0)	13 (52.0)	19 (73.07)	5 (19.23)	2 (7.70)	0 (0)

Tabla2.12 Distribución de presa por tipo en número y porcentaje

De las 4 mil presas construidas en México hasta 2003, de acuerdo con su capacidad, 667 están clasificadas como grandes presas; entre ellas destacan: La Angostura (19.549 km³), Malpaso (14.064 km³) y la de Infiernillo (11.86 km³), (véase tabla 2.13) (Marengo, 2003); más de 1,200 presas medianas y 2,090 presas derivadoras que en conjunto con otras obras hidráulicas permiten almacenar y regular 155 km³ que se suman a los 14 km³ de almacenamiento natural en lagos y lagunas. (Castelan-Crespo, 2000)

Presas	Capacidad (Mm ³)
La Angostura (Belisario Domínguez)	19,549
Nezahualcóyotl (Malpaso)	14,064
Chicoasén (Manuel Moreno Torres)	1,443.1
Infiernillo	11,860
Presidente Miguel Alemán (Temascal)	9,106
Internacional La Amistad	7,000
Aguamilpa	7,000
Miguel de la Madrid (Cerro de Oro)	5,380
Internacional Falcón	4,908
Álvaro Obregón (Oviachic)	4,200
Presidente Adolfo López Mateos (Humaya)	4,064
Lázaro Cárdenas (El Palmito)	4,438
Miguel Hidalgo (El Mahone)	4,030
Presidente Plutarco Elías Calles	3,676
Comedero	3,400
La Boquilla	3,336
Bacurato	2,900
Adolfo Ruiz Cortines (Mocuzari)	1,376
Solís	1,217
Vicente Guerrero (Las Adjuntas)	5,283

Tabla 2.13 Presas de gran capacidad en México. (CNA, 2006)

En México se calcula que la capacidad de almacenamiento de agua en presas y embalses es de 155,000 millones de metros cúbicos, de los cuales 95 por ciento correspondía a 59 presas de más de 100 millones de metros cúbicos de capacidad, estando el otro 5 por ciento repartido entre 1,250 embalse a lo largo del país. Del total almacenado, 33 por ciento se utiliza para riego, en su mayor parte en el norte y centro del país, y 37 por ciento para la generación de energía hidroeléctrica, principalmente en el sur y el sureste; 15 por ciento se utiliza para el control de avenidas en épocas de lluvia, y 15 por ciento corresponde a capacidad muerta. De acuerdo con la CNA (2005), las presas que se encuentran en operación de acuerdo con la región a la que pertenece se muestra en la tabla 2.14, cabe mencionar que son las que en cierta forma se tiene acceso a la información por parte de este organismo.

REGIÓN NOROESTE (NW)			REGIÓN NORESTE (NE)		
PRESA	Capacidad Muerta	Cap. Útil Diseño	PRESA	Capacidad Muerta	Cap. Útil Diseño
	Mm ³	Mm ³		Mm ³	Mm ³
Huites, Sin	500	2408	El Azúcar, Tams	8.2	821.78
El Novillo, Son	416	2509	Lago Toronto, Chih	129.68	2773.62
El Humaya, Sin	29.69	3042.27	La Amistad, Coah	84	4137.2
El Comedero, Sin	76	2174	Las Vírgenes, Chih	5.3	242.7
Bacurato, Sin	80.4	1779.43	Don Martín, Coah	1	1374
Angostura, Son	3.6	860.4	Falcón, Tams	14.5	3275.5
Sanalona, Sin	4.47	669	Cuchillo, NI	100.1	1023.04
El Sabino, Sin	24.32	489.54	Las Adjuntas, Tams	67	3833
Mocuzari, Son	24.8	989.7	El Granero, Chih	40	316
Guamúchil, Sin	2.35	110.39	Las Tórtolas, Dgo	29.9	335.1
Guadalupe, Chih	1.6	83.84	Cerro Prieto, NI	20	280
El Bosque, Dgo	4.9	73.8	Pico Del Águila, Chih	4.41	45.59
Canoas, Dgo	2.5	42.5	Las Lajas, Chih	0.41	82.86
El Sabinal, Sin	29.9	270.1	Las Blancas, Tams	24	60
Tunal I, Dgo	4	77.1	San Gabriel, Dgo	7.5	247.93
Peña Del Aguila, Dgo	1.9	29.8	Leobardo Reynoso Zac	5	113.07
Santa Teresa, Son	7	93	San Miguel, Coah	0.8	19.38
Sgo Bayacora, Dgo	1.5	49.5	El Cazadero, Zac	0.18	20.26
Tijuana, Bc	2.2	89.8	El Tintero, Chih	0.02	138.46
Villa Hidalgo, Dgo	1.92	23.08	Centenario, Coah	0.9	14.1
El Carrizo, Bc	5.24	34.76	Agua Puerca, Dgo	1	36.7
Comaquito, Son	0	0	Los Naranjos, Dgo	1.24	12.26
El Salto, Sin	40	375	La Boca, NI	3.51	35.98
El Molinito, Son	60	90	Pedro J Méndez, Tams	5	24.7
Vinoramas, Sin	3.5	51.5	El Sombrero, Tams	5	70
Ensenada, Bc	0.3	2.7	Santa Rosa, Zac	0.61	10.76
*Santa Lucia, Dgo	2.5	43.6	Chihuahua, Chih	2.04	22.81
Punta De Agua, Son	1.6	16.18	La Fragua, Coah	9	36
*Hermosillo, Son	0	220	El Rejón, Chih	0.4	6.2
Santa Elena, Dgo	1	14	La Colina, Chih	20	3.67
*Oviachic, Son	55	2934	Salinillas, NI	5	9

Tabla 2.14 Presas en operación en México por región.

REGIÓN CENTRO (CE)			REGIÓN SUR (S)		
PRESA	Capacidad Muerta	Cap. Útil Diseño	PRESA	Capacidad Muerta	Cap. Útil Diseño
	Mm ³	Mm ³		Mm ³	Mm ³
Santa Rosa, Jal	67	336	Malpaso, Chis	1120	8485
Zimapan, Hgo	680	710	Cerro De Oro, Oax	550	700
Calles, Ags	1.1	348.9	Infiernillo, Mich	495.9	8844.1
San Lorenzo, Tams	53	177.78	Temascal, Oax	119	8000.1
Est R Caballero, Tams	62.9	508.17	Peñitas, Chis	141.7	949.4
El Chique, Zac	3.97	135.98	La Villita, Mich	330	210.8
El Cuarenta, Jal	1	29.6	Lag De Catemaco, Ver	10	190
Julian Adame, Zac	4.86	29.61	Chicoasen, Chis	777.6	598.2
Cuquio, Jal	0.5	7	Tomatlan, Jal	55	411.69
San Ildefonso, Qro	5	47.75	Tacotan, Jal	10.2	138.8
El Palote, Gto	1.4	8.15	Necaxa, Pue	10	21
Media Luna, Ags	0	15	La Cangrejera, Ver	2.95	13.95
Peñuelitas, Gto	1	22.8	Villa Victoria, Méx.	3.7	182.03
Tenasco, Jal	0.5	10	Custepeques, Chis	27.8	72.2
Vicente Aguirre, Hgo	0.4	20.22	La Soledad, Pue	2.8	41.56
La Llave, Qro	0.6	8.7	Laguna Colorada, Jal	1	11.8
Cop De Los Cor, Mich	0	6.5	V C Villaseñor, Jal	0	14.44
Potrerillos, Ags	0.01	2	Sabaneta, Mich	0	5.19
La Peña, Hgo	4	42.3	La Calera, Gro	0.3	21.42
El Tule, Jal	1.1	28.9	Laguna De Tuxpan, Gro	5.4	13
Palo Verde, Jal	0.01	4.99	Pucuateo, Mich	0.62	8.96
El Trigo, Jal	0.01	4.39	Agostitlan, Mich	0.7	15.85
El Salto, Jal	5	80	Valle De Bravo, Méx.	0	418.25
San Bernabé, Méx.	2.6	32.7	Los Reyes, Pue	1.05	25
San Andrés, Jal	0.01	4.19	La Laguna, Pue	0.53	43
B Del Tesorero, Zac	0.1	26.9	San Juanico, Mich	20.3	40.18
El Estribon, Jal	0.3	6.1	El Rodeo, Mor	1.5	26.5
La Codorniz, Ags	0.43	4.93	Nexapa, Pue	0	15.54
El Llano, Jal	0.01	0.49	Los Olivos, Mich	1.6	20.07
La Soledad, Gto	1.7	2.5	Jose Atlanga, Tlax	3.5	51
Cincuenta Aniver, Ags	0.01	4.09	Las Piedras, Jal	11.6	174.07
La Venta, Qro	0.3	2.15	Tenango, Pue	0.12	42.88
Santa Rosalía, Jal	0.01	0.39	Laguna De Ámela, Col	12.2	26.14
Las Quemadas, Jal	0.01	1.49	Valerio Trujano, Gro	4.9	34.03
Chila, Jal	0.01	0.61	El Bosque, Mich	12.5	203.5
La Colonia, Jal	0.01	5.79	Trojes, Col	50	170
La Red, Jal	0.8	13.45	La Vega, Jal	0.7	43.3

Continuación Tabla 2.14 Presas en operación en México por región

REGIÓN CENTRO (CE)			REGIÓN SUR (S)		
PRESA	Capacidad Muerta	Cap. Útil Diseño	PRESA	Capacidad Muerta	Cap. Útil Diseño
	Mm ³	Mm ³		Mm ³	Mm ³
L Del Fresno, Mich	0.5	11.58	Valsequillo, Pue	22	281.7
Mariano Abasolo, Gto	1	20	El Guineo, Gro	9.13	117.87
Isla De Las Aves, Me	0.6	9.33	Andrés Figueroa, Gro	0.01	102.49
La Pólvara, Jal	0.01	51.69	El Marques, Oax	19.1	927.4
Ñado, Méx.	0.5	16.03	El Caracol, Gro	668.2	902.59
Abelardo Rdgz, Ags	0.01	15.98	El Gallo, Gro	220	221.44
Hurtado, Jal	0.5	22.12	Angostura, Chis	2000	8727
Jocoque, Ags	8.8	2.18	Trigo Mil, Jal	36	314
Danxho, Méx.	0.5	30.55	Palos Altos, Gro	41	209
Tercer Mundo, Mich	0.78	14.8	El Guineo, Gro	9.13	117.87
El Niagara, Ags	3.5	12.7	Andrés Figueroa, Gro	0.01	102.49
Centenario, Qro	3.2	7.3	*El Marques, Oax	19.1	927.4
Jaripo, Mich	0.6	9.6	El Caracol, Gro	668.2	902.59
De Gonzalo, Mich	1	6.58	El Gallo, Gro	220	221.44
Cointzio, Mich	0.5	84.3	Chilatan, Mich	150	451.19
Madin, Méx.	2.7	10.25	REGIÓN CENTRO (CE)		
Molino, Méx.	0.3	7.4	PRESA	Capacidad Muerta	Cap. Útil Diseño
La Concepción, Méx.	0.2	11.9		Mm ³	Mm ³
La Gavia, Méx.	1.7	18.8	Taxhimay, Hgo	0.2	42.6
La Begoña, Gto.	26.15	123.85	*Excame, Zac	1.3	70.31
La Purísima, Gto	25	85	Aguamilpa, Nay	1650	3890
Tepetitlan, Méx.	0.3	67.32	Requena, Hgo	0.1	52.4
Guaracha, Mich	2	36.2	Guadalupe, Méx.	1.2	55.5
Malpais, Mich	3.7	20.04	L De Yuriria, Gto	0.08	288.18
Huapango, Méx.	0.5	121	El Rosario, Mich	15	185
*const. De 1917, Qro	3.3	66.56	Solís, Gto	1.89	726.58
Calderón, Jal	2	78	La Golondrina, Gto	1.1	4.9

Continuación Tabla 2.14 Presas en operación en México por región

III.5.2 HIDROELECTRICIDAD Y TERMoeLECTRICIDAD.

Actualmente las demandas de electricidad son cubiertas principalmente por termoeléctricas e hidroeléctricas con una capacidad de 27,491 Mw de un total de 43,727 Mw. De acuerdo con proyecciones de la CFE, para el año 2012 se deberá contar con una capacidad instalada de 62,730 Mw. La generación de electricidad vía termoeléctrica es más económica en cuanto a la infraestructura asociada, sin embargo, desde una perspectiva más amplia es conveniente analizar los costos económicos y ambientales derivados del uso de combustibles fósiles. Durante 1997 en México se utilizaron 19,736 millones de metros cúbicos de combustóleo, 5,617 millones de metros cúbicos de gas, 8,853 millones de toneladas de carbón y 0.343 millones de metros cúbicos de diesel principalmente. (CFE, 2005)

En 1990 las emisiones totales de bióxido de carbono fueron de 444,489 millones de toneladas, donde la fuente principal fue el sector de generación de energía eléctrica con una participación del 66.8 por ciento. Por otro lado, la generación de energía a través de hidroeléctricas requiere altas inversiones iniciales, además de generar los ya consabidos impactos ambientales y sociales (positivos y negativos) asociados a ellas. Si bien es cierto que la producción de energía (termoeléctrica e hidroeléctrica) está asociada a diferentes tipos de costos económicos, sociales y ambientales, es fundamental para el desarrollo económico y social del país. De hecho, se calcula un incremento en las demandas del 7 al 10 por ciento anual. (Castelán, 1999)

En lo relacionado con la hidroelectricidad se cuenta con 68 centrales las que generan el 23.24 por ciento de la producción nacional y permiten cubrir la sobre demanda principalmente en las horas pico, siendo el sector industrial y doméstico el más importante con una participación del 84.6 por ciento de los usuarios. La Comisión Federal de Electricidad (CFE) considera que el potencial hidroeléctrico sólo ha sido explotado en un 20 por ciento, actualmente existen 512 proyectos en estudio posibles para el aprovechamiento en generación eléctrica como se muestra en la tabla 2.15. (Marengo, 2005)

<i>Nivel del Proyecto</i>	<i>No. de proyectos</i>	<i>Potencia instalada (MW)</i>	<i>Generación media anual Gwh)</i>
	330	21,934	64,766
Gran visión	116	7,890	18,720
Prefactibilidad	33	4,411	13,395
Factibilidad	27	5,001	12,317
Diseño	3	1,886	4,562
Construcción	3	1,680	1,228
Total	512	42,802	114,988

Tabla 2.15 Posibles proyectos identificados para aprovechamiento Hidroeléctrico.

La tabla 2.16 muestra los proyectos identificados a corto plazo que se encuentran construcción y los que se licitarán, en donde se observa el potencial hidroeléctrico que aportará. De la misma manera se han identificado proyectos a largo plazo en donde se observa el potencial hidroeléctrico como se muestra en la tabla 2.17. (Marengo, 2005)

<i>En Construcción</i>		
<i>Central</i>	<i>Potencia Instalada (MW)</i>	<i>Generación Media Anual(GWh)</i>
Ampliación Manuel Moreno Torres	930	Transforma 1 857 GWh a energía de punta
El Cajón	750	1 228
Presa Reguladora Amata		Incrementa en 37 GWh firmes la energía de la C.H. Raúl J. Marsal
La Yesca	750	1 302
Parota	900	1 372
Ampliación La Villita	400	594
Ampliación Zimapán	580	706
Copainalá	225	572
Repotenciación Infiernillo	200	450

Tabla 2.16. Proyectos a corto plazo.

Proyecto	Potencia Instalable (MW)	Generación (GWh)
Convencionales		
Pozolillo	500	820
Ixtayutla	1500	4 462
Madera	276	726
Omitlán	230	789
Con problemática alta para su desarrollo		
Itzantún	540	1 520
San Juan Tetelcingo	609	1 312
Tenosique	420	2 328
Plantas de acumulación de energía por bombeo		
Agua Prieta	240	310
El Descanso	1 000	2 087
Monterrey	200	292

Tabla. 2.17 Proyectos a largo plazo

III.5.3 IRRIGACIÓN.

Indudablemente se requiere mejorar el manejo de la práctica de la irrigación para reducir las pérdidas por filtraciones, optimizar la distribución de agua durante el riego y controlar la cantidad y tiempo de su aplicación, para los cultivos, como actualmente se estudia en México por parte del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). La utilización del agua está influenciada por la importancia de la economía nacional de la irrigación requerida para la agricultura.

México ocupa el séptimo lugar dentro de los países que cuentan con infraestructura para riego. El desarrollo de las presas ha permitido mejorar sustancialmente los niveles de calidad de vida de la población. Existen 6.3 millones de hectáreas en 80 Distritos de Riego y más de 2 500 Unidades de Riego destinadas a la agricultura de riego, donde el 70 por ciento del agua utilizada proviene presas. El área irrigada representa el 30 por ciento de la utilizada para actividades agrícolas, 50 por ciento del valor de la producción agrícola nacional, 70 por ciento de las exportaciones agrícolas, 5 por ciento del PIB y genera 6.5 millones de empleos directos. A escala nacional más de 20 millones de personas (22 por ciento del total de la población) reciben agua para usos domésticos proveniente de presas. (Castelán, 1999)

Cerca del 40 por ciento del agua utilizada en la industria proviene de presas, donde los principales usuarios son los ingenios azucareros, petroquímica y alimentos. Considerando sólo las grandes presas se cuenta con una superficie de embalse de aproximadamente 500,000 hectáreas las cuales representan un gran potencial para el desarrollo de la acuicultura y actividades recreativas. Sin embargo, este potencial puede verse restringido por la calidad del agua, a la fecha no se cuenta con información al respecto. (Castelán, 1999)

Si bien los beneficios para los diferentes sectores de la economía han sido grandes éstos pueden ser mayores con adecuadas prácticas de manejo. La agricultura utiliza el 80 por ciento del agua extraída para usos consuntivos y se tienen eficiencias en conducción y riego del orden del 38 por ciento, si se elevara la eficiencia en 15 por ciento el agua ahorrada permitiría satisfacer las demandas actuales municipales e industriales.

CAPITULO III

PRESAS DE GRAVEDAD

INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se presenta la información necesaria para el diseño de presas de gravedad, de concreto convencional. Se desarrollan los temas de selección del sitio, estudios a realizarse y consideraciones que deben tomarse, así como las hipótesis. Se realiza un análisis de estabilidad, de esfuerzos mediante el método del muro independiente y las cargas a las cuales será sometida una presa durante su vida útil, combinaciones de cargas que pueden presentarse, así como un análisis dinámico. Se presenta los requerimientos necesarios de las propiedades de los materiales de construcción de la cortina y la cimentación.

OBJETIVO.

1. Establecer un procedimiento para de diseño de presas de gravedad que permita conocer la estabilidad de la estructura con distintas condiciones de carga.
2. Determinar las cargas a las cuales puede estar sujeta una presa de gravedad durante su operación y vida útil.
3. Establecer los esfuerzos a los cuales esta sometido una presa de gravedad, así como y realizar un análisis de estabilidad.

IV.1 ANTECEDENTES.

Las presas masivas de gravedad principalmente son presas que deben distinguirse de otras estructuras debido fundamentalmente a que en un principio se requirió una gran durabilidad de las mismas, solamente las presas masivas de gravedad fueron construidas en los principios de la construcción de presas, algunas veces con curvaturas en planta lo que las convierte en presas arco gravedad. En los inicios de las construcciones de presas, alrededor del año de 1586 se construyó la presa Almansa de 20.7 m de altura y de 1579 a 1594 se construyó la presa Alicante de 41 m de altura en España.

IV.2 GENERALIDADES

Básicamente las presas de gravedad son estructuras de concreto que mantienen su estabilidad contra las cargas de diseño por la forma geométrica y el peso del concreto; en ellas se aprovecha el peso del agua como elemento estabilizador en la cara aguas arriba y la casi total eliminación de la supresión al reducir la superficie en la que actúa, origina que el peso de la estructura sea menor y por ende menor volumen de material. Generalmente son construidas con un eje recto, pero puede ser ligeramente curva o angulada, dependiendo de las condiciones topográficas del sitio. Los factores importantes que intervienen en cortinas de gravedad son la facilidad de diseño y la mecanización de la construcción, provenientes de la simplicidad de forma y de la magnitud de su volumen. El desarrollo de los modelos matemáticos, la evolución de las computadoras y los avances en los procedimientos constructivos, reducen o anulan esas ventajas a favor de otro tipo de cortinas. (USACE, 1995)

Por otra parte, la eficiencia en el aprovechamiento de la resistencia intrínseca del material de construcción es pobre en una cortina de gravedad, resultando los esfuerzos a los que se ve sometido el concreto muy por debajo de los que podría soportar, sin que se puedan llevar a valores más razonables por el motivo mismo de que la estabilidad de la estructura se debe a su peso. Desde el punto de vista económico, lo que se hace es colocar concreto pobre, llegándose a suprimir totalmente como es el caso de las presas de materiales sueltos. Las presas de gravedad típicas, consisten de una sección sin derrames y otra sección vertedora. Los dos métodos generales de construcción de presas de gravedad son los de colocación de concreto convencional y Concreto Compactado con Rodillo, (CCR). (USACE, 1995)

IV.3 PRESAS DE GRAVEDAD DE CONCRETO CONVENCIONAL.

La colocación del concreto en una presa, esta determinada por el uso de los materiales de construcción y el empleo de técnicas de dosificación, colocación, curado y control de la temperatura en el concreto. La incorporación de nuevos métodos de construcción ha tenido una mejoría a través de los años, en el diseño y construcción de presas de concreto. El proceso de hidratación del cemento en el concreto limita el tamaño, así como la colocación del concreto y es necesaria la construcción de bloques para evitar y controlar el agrietamiento. Generalmente se utilizan agregados grandes y ásperos, la dosificación de la mezcla es elegida como producto del revenimiento del concreto, el cual tenga una trabajabilidad durante su colocación, desarrollando temperaturas mínimas durante el proceso de hidratación, que permita tener propiedades similares tales como dureza, impermeabilidad y durabilidad. (USACE, 1995)

El proceso de construcción incluye la dosificación por lotes y mezclado, y transportación, colocación, vibración, enfriamiento, curado y preparación de las juntas de construcción horizontales entre bloques. El gran volumen de concreto utilizado en una presa de concreto, justifica instalar una planta dosificadora en el sitio, o a una distancia económica del proyecto. El transporte de la planta dosificadora a la presa generalmente es mediante cubos de 3-9 m³, transportados por camiones, ferrocarril, bandas, grúas o una combinación de estos métodos. El tamaño de los cubos esta regido por la capacidad de esparcimiento y vibración del concreto. El

concreto es colocado en bloques de 1.5-3.0 m de altura, cada bloque consiste en una serie de capas sucesivas que no excedan de 40-50 cm. Los métodos de limpieza de las juntas de construcción, es mediante flujo de aire-agua a alta presión. (USACE, 1995)

El calor generado a medida que se hidrata el cemento, requiere de un control cuidadoso de la temperatura durante la colocación del concreto, así como varios días después. El control de la temperatura en el concreto, implica técnicas de preenfriamiento y postenfriamiento, la cual limita los picos de temperatura y controla la caída de temperatura (véase anexo B). La reducción en el contenido de cemento y su sustitución con puzolanas tiende a reducir el potencial de elevación de la temperatura.

IV.4 FACTORES DE SELECCIÓN DEL SITIO.

Durante los estudios de factibilidad, la selección preliminar del sitio depende del propósito del proyecto. Los estudios de factibilidad pueden establecer una localización adecuada y económica, así como el tipo de estructuras, las investigaciones pueden realizarse sobre hidrología, meteorología, localización, cimentación y el sitio geológico, materiales de construcción, motivos ambientales y formas de desvío. (USACE, 1995)

Una presa de concreto requiere sondeos del macizo rocoso donde se cimentará la cortina. Es importante que el macizo rocoso tenga una adecuada resistencia al esfuerzo cortante y la capacidad de carga para la estabilidad (véase anexo A). Cuando la presa cruza una falla o una zona de cizallamiento, se realiza un diseño especial (Juntas, monolitos largos, zonas de concreto, etc.) pueden incorporarse en el diseño para facilitar los movimientos esperados. Debe de realizarse un diseño especial basado en técnicas analíticas y pruebas de simulación en la falla. Se requiere investigar la permeabilidad de la cimentación, así como verificar si existen grutas en el sitio. (Davis, 1969)

La topografía es un factor importante en la selección y localización de una presa de concreto y de las estructuras anexas por lo que es necesario contar con un mapa topográfico del lugar. La construcción de la presa debe realizarse en un sitio cuyo perfil del cañón sea estrecho sobre un macizo rocoso, preferiblemente cercano a la superficie, dado que su localización puede minimizar los volúmenes de concreto requeridos y por consecuencia el costo. (Davis, 1969)

Los criterios de distribución de la casa de maquinas, el vertedor y otras estructuras son importantes en la selección del sitio. La relación y adaptabilidad de hacer lineamientos es necesaria una evaluación a lo largo del proyecto, asociado a los costos. Factores adicionales de menor importancia son necesarios a considerar son la localización y existencia de servicios públicos, que se encuentren cercanos o dentro del proyecto, y los caminos de acceso a la presa, incluyendo ferrocarriles, líneas de conducción eléctrica, autopistas, pueblos, etc. El método o el plan de desvío del flujo alrededor o a través de la presa durante la construcción, es una consideración importante en la economía de la presa. (USACE, 1995)

IV.5 TALUD MÍNIMO NECESARIO PARA EVITAR TENSIONES.

Es necesario determinar el talud para evitar tensiones en el talón de la presa, esto con el fin de evitar que exista una falla debida al concreto, ya que generalmente su resistencia a esfuerzos de tensión es mínima. (Véase Fig. 3.1). (Marengo, 2005)

Determinación del talud necesario para que no haya tensiones en “A”

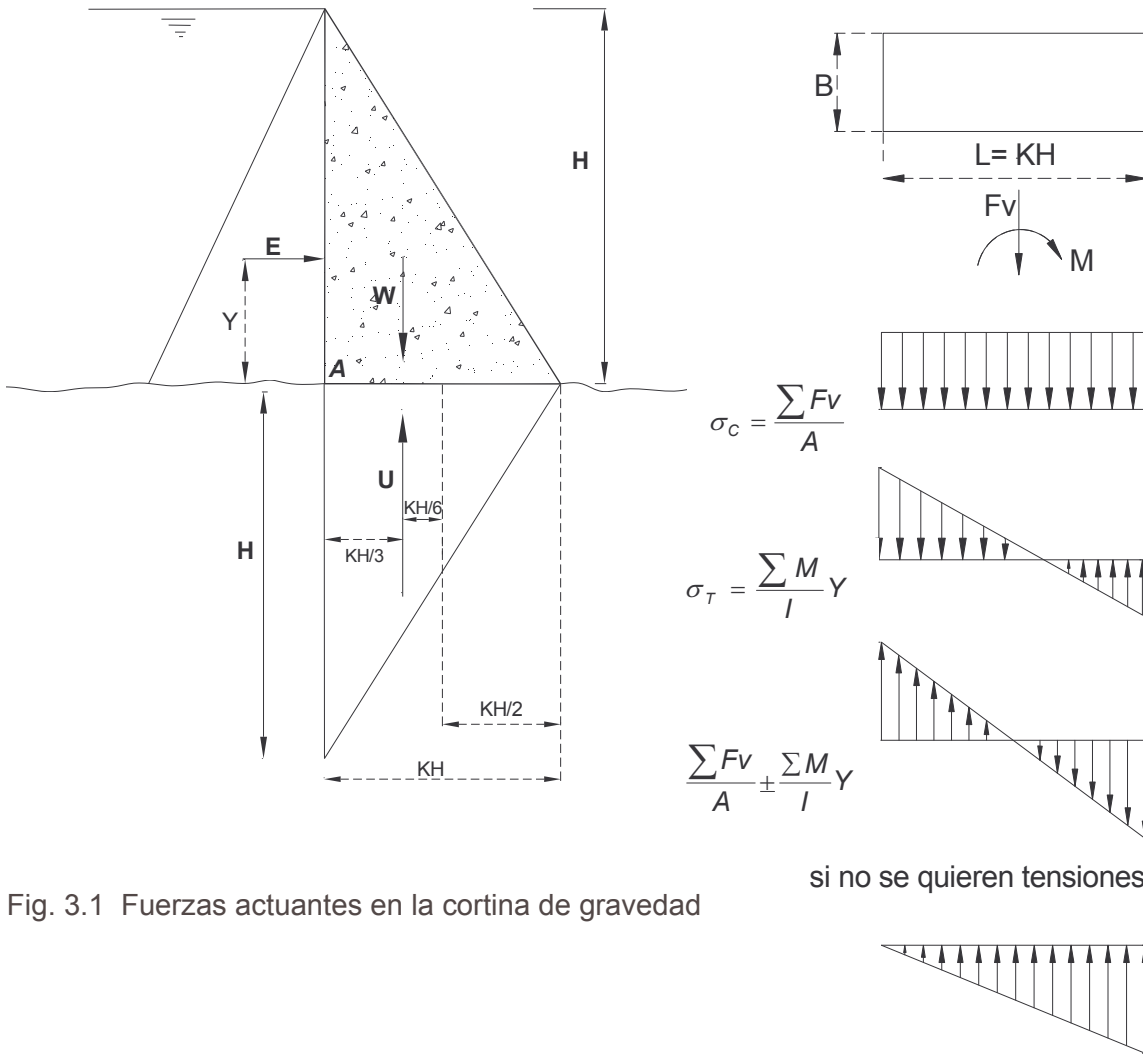


Fig. 3.1 Fuerzas actuantes en la cortina de gravedad

De acuerdo con la fig. 3.1 se obtienen las fuerzas que actúan sobre la estructura, así como los brazos de aplicación y sus respectivos momentos.

Fuerzas	Brazos	Momentos
$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 B$	$Y = \frac{1}{3} H$	$M_E = \frac{1}{6} \gamma H^3 B$
$W = \frac{1}{2} \gamma_s K H^2 B$	$X = \frac{1}{6} K H$	$M_W = \frac{1}{12} \gamma_s K^2 H^3 B$
$U = \frac{1}{2} \gamma_s K H^2 B$	$X = \frac{1}{6} K H$	$M_U = \frac{1}{12} \gamma_s K^2 H^3 B$

Realizando la suma de momentos con respecto a B se tiene

$$\sum M_B = \frac{1}{6} \gamma H^3 B + \frac{1}{12} \gamma K^2 H^3 B - \frac{1}{12} \gamma_m K^2 H^3 B$$

Agrupando términos

$$\sum M_B = \frac{1}{6}BH^3 \left[\gamma + \frac{1}{2}\gamma K^2 - \frac{1}{2}\gamma_m K^2 \right] \quad (3.1)$$

Suponiendo un ancho B y considerando los elementos área y momento de inercia se tiene que se evalúan de la siguiente manera

$$A = KHB; \quad I = \frac{BK^3 H^3}{12}; \quad Y = \frac{KH}{2}$$

Aplicando la formula de la escuadría para obtener los esfuerzos se tiene que

$$\sigma_{A,B} = \frac{\sum Fv}{A} \pm \frac{\sum M_B}{I} Y \quad (3.2)$$

Sustituyendo a los valores obtenemos que

$$\sigma_A = \frac{KH^2B[\gamma_s - \gamma]}{2KHB} - \frac{2BH^3 \left[\gamma + \frac{1}{2}\gamma K^2 - \frac{1}{2}\gamma_s K^2 \right]}{BK^3H^3} \frac{KH}{2} \quad (3.3)$$

Agrupando términos

$$\sigma_A = \frac{H}{2} [\gamma_s - \gamma] - \frac{2 \left[\gamma + \frac{1}{2}\gamma K^2 - \frac{1}{2}\gamma_s K^2 \right]}{K^3} \frac{KH}{2} \quad (3.4)$$

Sí se quiere que no ocurran tensiones en "A"; $\sigma_A = 0$

$$\frac{H}{2} [\gamma_s - \gamma] - \frac{2 \left[\gamma + \frac{1}{2}\gamma K^2 - \frac{1}{2}\gamma_s K^2 \right]}{K^3} \frac{KH}{2} = 0$$

Sí la presa es de concreto y el líquido agua: $\gamma_s = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ $\gamma = 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

$$(1.4) - \frac{2 \left[1 + \frac{1}{2}K^2 - \frac{1}{2}(2.4)K^2 \right]}{K^3} \frac{KH}{2} = 0$$

Donde despejando a K se tiene el talud necesario para evitar tensiones

$$0.7 - \frac{[1 - 0.7K^2]}{K^2} = 0; \quad K^2 = \frac{1}{1.4} \therefore \Rightarrow K = 0.845$$

Sí se sigue un proceso similar sin considerar la subpresión, el talud de la presa da 0.645 por esto, las presas de gravedad tienen un talud K= 0.7:1 (0.645 < 0.7 < 0.845) para que al tratar de eliminar la subpresión, se alcance la estabilidad.

IV.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Los requisitos de la estabilidad básica para una presa de gravedad para cualquier condición de carga son:

1. Que sea seguro en contra el volteo en cualquier plano horizontal dentro de la estructura, en la base, o en un plano debajo de la base.
2. Que sea seguro en contra de deslizamiento en cualquier plano horizontal o cercano dentro de la estructura en la base o sobre cualquier veta de roca en los cimientos.
3. Que los esfuerzos permisibles en el concreto o en los materiales de la cimentación no sean excedidos.

IV.6.1 ESTABILIDAD POR VOLTEO.

La cortina se considerara segura al volteo si los esfuerzos permisibles no se sobrepasan en el caso de carga extrema. Se debe considerar en este caso el agrietamiento, el cual se toma en cuenta si el esfuerzo de compresión para la combinación extrema es menor que el esfuerzo de compresión mínimo. La grieta es la respuesta de la estructura a la acción dinámica de las cargas.

En el momento que la grieta se presenta, las presiones y subpresiones son iguales a cero (el ciclo de apertura y cierre de la presa con el terreno es mucho más rápido que el ciclo de formación de la subpresión). La profundidad de la grieta se extenderá hasta donde los esfuerzos por cargas normales sean iguales a los esfuerzos, causados por la presión hidrostática interna. El cálculo de la profundidad de la grieta es interactivo, debido a que la profundidad de la grieta depende en parte de la subpresión que actúa en la parte no agrietada. (USACE, 1995)

El proceso de cálculo puede iniciarse suponiendo que el ancho $B_2 = B/2$ y evaluando la posición de la resultante del diagrama de presiones respecto al centro de gravedad de la sesión analizada (véase Fig. 3.2). La base de la presa estará sujeta a las siguientes condiciones de carga:

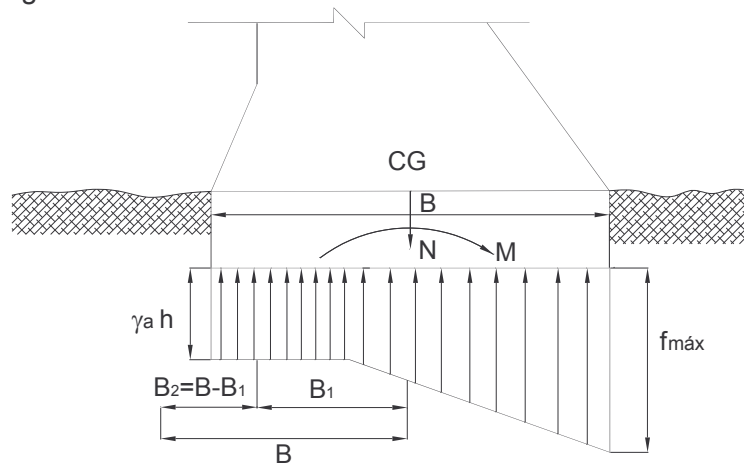


Fig. 3.2 Determinación del ancho de la grieta.

- N Σ Fuerzas en el CG de la presa
M Momento alrededor del CG de la presa
B Ancho total de la presa
 B_1 Ancho donde se apoya la cortina una vez agrietada
 $B_2 = B - B_1$ Ancho de la grieta
N, M sin considerar subpresión.

Se supone que la subpresión actúa a lo largo de toda la grieta por la rapidez con que se abre y se cierra la grieta. Se debe cumplir que:

$$\sum F_{ver} = 0 \Rightarrow N - (\gamma_a h + f_{m\acute{a}x})B_1 \frac{B_1}{2} - \gamma_a h(B - B_1) = 0 \quad (3.5)$$

$$\therefore N = \gamma_a h(B - B_1) + (\gamma_a h + f_{m\acute{a}x}) \frac{B_1^2}{2} \quad (3.6)$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow -M + \frac{NB}{2} - \gamma_a h(B - B_1) \frac{(B + B_1)}{2} - \frac{\gamma_a h B_1^2}{3} - \frac{f_{m\acute{a}x} B_1^2}{6} = 0 \quad (3.7)$$

$$\text{De (3.6)} \quad f_{m\acute{a}x} = \gamma_a h + 2 \frac{N - \gamma_a h B}{B_1} \quad (3.8)$$

$$\text{De (3.7)} \quad B_1 = \frac{3NB - 2M - \gamma_a h B^2}{N - \gamma_a h B} \quad (3.9)$$

De esta manera la ec. 3.9 permite evaluar en forma explícita el ancho de la grieta.

IV.6.2 ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO.

Debe establecerse una clara distinción entre el factor de deslizamiento y el factor de seguridad contra el deslizamiento. El primero está más exactamente definido como el coeficiente de fricción que se necesita para impedir el deslizamiento de la presa sobre su propia base en condiciones especiales de carga o presión. Un tercer término, el coeficiente de rozamiento estático, es un factor límite y es igual a la fuerza horizontal máxima que puede aplicarse a un cuerpo de peso unitario sin que se produzca deslizamiento sobre un plano horizontal. Si el plano sobre el cual descansa la unidad de peso se inclina gradualmente, la tangente del ángulo entre la horizontal y la inclinación máxima en la cual no ocurre el deslizamiento es igual a este coeficiente de fricción estática. El coeficiente de fricción estático varía de 0.65 a 0.8 para los materiales empleados comúnmente en la construcción de presas de gravedad. (Davis, 1969)

El factor de deslizamiento en una presa de gravedad, cuando la base es horizontal, es igual a la tangente del ángulo formado por la perpendicular a la base, y la reacción directa de los cimientos de acuerdo a las condiciones de carga dadas. Cuando el coeficiente de deslizamiento es mayor que el coeficiente de fricción estática, la presa está en peligro. La resistencia definitiva de la presa al deslizamiento depende de las condiciones de carga y es igual al producto de la reacción normal directa de la cimentación multiplicada por el coeficiente de fricción estática.

El factor de seguridad contra el deslizamiento se define propiamente como la razón del coeficiente de rozamiento estático a la tangente del ángulo que la forman la perpendicular a la base y la reacción directa de los cimientos. Es evidente, por lo tanto, que la resistencia de una presa de gravedad al deslizamiento depende, principalmente, del desarrollo de una resistencia cortante suficiente. (Davis, 1969)

El factor de seguridad debido a la combinación de la resistencia al corte y al deslizamiento puede expresarse como:

$$Q = \frac{CA + (\sum N - \sum U) \tan \phi}{\sum H} \quad (3.10)$$

C cohesión
 $\sum N$ suma de fuerzas normales
 $\tan \phi$ resistencia friccionante (0.8 según el USBR, 1976)

A área de la sección
 $\sum U$ suma de fuerzas subpresión

En la tabla 3.1 se muestran los factores de seguridad para los distintos niveles de análisis, ya sea en la cimentación, planos de debilidad de la cimentación y por deslizamiento a los cuales estarán sometidos. (Marengo, 2005)

Nivel correspondiente de análisis	Cualquiera	Cimentación	Deslizamiento	Planos de debilidad de la cimentación
Combinación usual de cargas	Compresión 3 Tensión 3	4	3	> 4
Combinación usual de cargas	Compresión 2 Tensión 2	2.7	2	>2.7
Combinación extrema de cargas	Compresión 1 Tensión	1.3	>1	>1.3

Tabla 3.1. Factores de seguridad

IV.7 TIPOS DE CARGA.

En el diseño de presas de gravedad, es fundamental determinar las cargas requeridas para la estabilidad y hacer hincapié en el análisis. Las siguientes fuerzas podrían afectar el diseño:

1) Cargas muertas. El peso específico del concreto puede suponerse de 23.5 kN/m³, aunque si los agregados son porosos el peso es menor, pero debe determinarse el peso específico exacto por investigación de los materiales del concreto. En el cálculo de cargas muertas, los vacíos relativamente pequeños como galerías no son deducidas normalmente, excepto en presas pequeñas, donde tales vacíos podían crear un efecto apreciable sobre la estabilidad de la estructura. Las cargas muertas deben incluir el peso de concreto, colocación de relleno, y estructuras como compuerta y puentes. (USACE, 1995)

2) Carga Aguas Arriba y Aguas Abajo. Las cargas que actúan aguas abajo y aguas arriba sobre una presa son determinadas por la hidrología, la meteorología, y estudios de regulación de presas. La frecuencia de los diferentes niveles del embalse es necesaria para determinar cual debe usarse en las distintas condiciones de cargas analizadas en el diseño, entre ellos se encuentra en Nivel de Aguas Mínimo de Operación, (NAMINO), el Nivel de Aguas Máximo de Operación, (NAMO), el Nivel de Aguas Máximo Extraordinario, (NAME) y el Nivel de Azolves (NAZ).

2.1) Aguas Arriba. La presión de hidrostática en contra de la presa es función de la profundidad de agua calculado por el peso específico del agua. El peso específico del agua debe tomarse como 10 kN/m³, aunque el peso varía ligeramente con la temperatura. En algunos casos el flujo de agua sobre una sección de vertedora ejercerá presión sobre la estructura. Normalmente tal fuerza debe ser inadvertida en el análisis de estabilidad.

2.2) Aguas Abajo. La presión de hidrostática sobre la superficie aguas abajo de una sección sin derrame son atribuibles al tirante aguas abajo. Para el diseño de secciones vertedoras. La presión aguas abajo debe ajustarse por regresión, esto cuando las condiciones del flujo dan como resultado un salto hidráulico importante en el canal aguas abajo, i.e., el flujo sobre vertedor cae sobre las profundidades de aguas abajo. Las fuerzas que actúan sobre la superficie río abajo de la sección vertedora debido a que aguas abajo pueden variar significativamente así como la energía disipada en el canal amortiguador. Por lo tanto, esta fuerza debe ser evaluada reservadamente cuando se usa como fuerza estabilizadora en el análisis de estabilidad. (USACE, 1995)

3) Subpresión. La subpresión que resulta en pie y talón existe a través de la sección transversal dentro de la presa, en la superficie de contacto entre la presa y los cimientos, y en los cimientos por debajo de la base. Esta presión está presente en las grietas, poros, juntas, y uniones en el concreto y los materiales de la cimentación. La subpresión es una fuerza activa que debe ser incluida en el análisis de estabilidad y de resistencia para asegurar la capacidad estructural. Estas presiones varían con el tiempo y están relacionado con las condiciones límite y permeabilidad de los materiales. La subpresión es supuesta igual para cargas sísmicas.

3.1) A lo largo de la base. La subpresión es considerada que actúa en un 100 por ciento sobre la base. El gradiente hidráulico entre embalses bajos y altos es desarrollado entre el talón y el pie de la presa. La distribución de presión a lo largo de la base y en los cimientos está en función de la eficacia de los drenes y túneles en la cortina y las características geológicas como la permeabilidad de la roca, uniones, juntas y fallas.

3.1.1) Sin Drenes. Donde no se han tenido algunas precauciones facilitando la reducción de la subpresión, la variación del gradiente hidráulico será tomada, como una línea recta, desde el talón a cero en el pie o la carga debida aguas bajo de la cortina. La determinación de la subpresión, en cualquier punto sobre o debajo de los cimientos varía linealmente como se muestra en la Fig. 3.3.

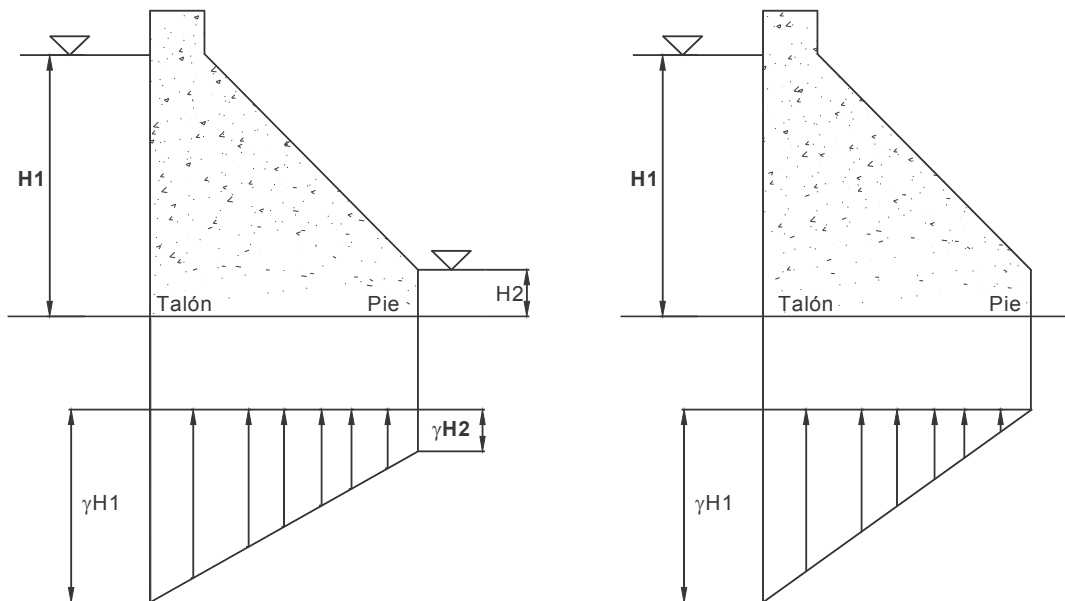


Fig. 3.3 Variación de la Subpresión.

3.1.2) Con Drenes. Las subpresiones en la base o por debajo de los cimientos pueden ser reducido por la disposición de drenes en la cimentación. La eficacia del sistema de drenes dependerá de la profundidad, el tamaño, y el espaciado de los drenes; la calidad de la cimentación; y la facilidad con la que los drenes puede ser conservados en buen estado. La eficiencia será tomada entre el 25 y 50 por ciento, y los informes de diseño deben contener los datos de soporte para la hipótesis usada. A lo largo de la base, la subpresión varia linealmente del talón al pie cuando no existen drenes, pero se reduce en la línea de los drenes y se comporta de manera lineal al pie.

De acuerdo con las mediciones de subpresión realizadas por Tennessee Valley Authority (1967), conviene suponer un diagrama de subpresión normal como se muestra en la figura 3.4. El valor mayor de la subpresión en la línea de drenes se calcula de la siguiente manera según Tennessee Valley Authority (1967):

$$0.5 \gamma H_1 \tag{3.11}$$

$$\gamma_a H_1 + 0.25 \gamma (H_2 - H_1) \tag{3.12}$$

3.2) Dentro de la presa. La subpresión en el cuerpo de una presa de gravedad de concreto convencional será supuesta que varia linealmente de 50 por ciento de aguas arriba máxima en la superficie río arriba a 50 por ciento de aguas abajo, o cero, según sea el caso, en la superficie río abajo. Esta simplificación está basada en la impermeabilidad relativa de concreto intacto que impide la acumulación de presión interna de poro. El agrietamiento en la superficie aguas arriba de una presa existente o en juntas de construcción horizontales débiles en el cuerpo de una presa podría afectar esta suposición. (USACE, 1995)

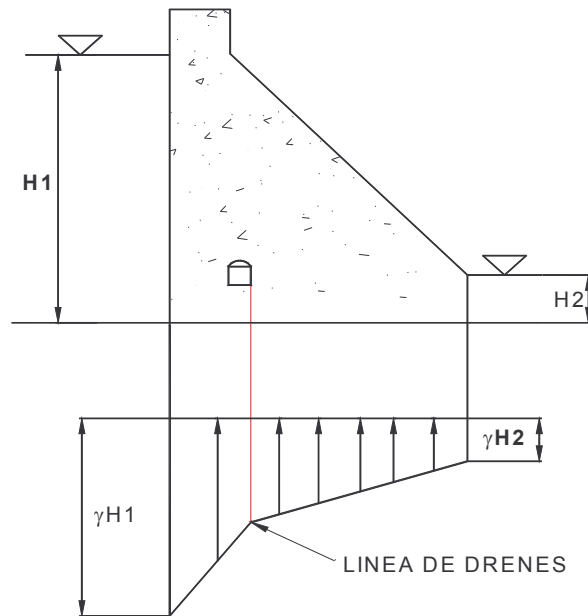


Fig. 3.4 Variación de la subpresión con drenes

4) Temperatura. En la construcción de una presa de concreto es muy importante tener control del agrietamiento que resulta del cambio de temperatura. Durante el proceso de hidratación, la temperatura aumenta debido a la hidratación del cemento. Los bordes del bloque liberan calor más rápido que el interior; por lo tanto, el núcleo estará en compresión y los bordes en tensión. Cuando la resistencia del concreto es excesiva, las grietas aparecen

sobre la superficie. Cuando el bloque empieza a enfriarse, la contracción del concreto es contenida por la cimentación o las capas de concreto que ya se ha enfriado y endurecido. Otra vez, si esta tensión excede la capacidad del concreto, las grietas se propagarán completamente a través del bloque. Los cuidados principales con el agrietamiento son que afecta la permeabilidad, durabilidad, apariencia, y tensiones durante toda la estructura y podría resultar en la propagación del agrietamiento no deseada que afecta la seguridad estructural.

La combinación de cargas térmicas combinadas con cargas muertas y cargas del embalse puede crear fuerzas de tensión suficientes en el eje longitudinal para causar agrietamiento transversal en la presa.

5) Presión del Sedimento (Azolves). Las presiones de sedimentos en contra la presa podría ocurrir donde el relleno es depositado en la excavación de los cimientos y dónde limita el terraplén de relleno y circunda alrededor de los monolitos de concreto. Los materiales de relleno pueden o no estar sumergidos. Las presiones de sedimentos son consideradas en el diseño si las mediciones de sedimento suspendido indican que tales presiones son esperadas. Ya sea que las presiones de tierra laterales se encuentren en un estado activo o en estado pasivo es determinado por los resultados de la deformación lateral de la estructura.

Se valora como el peso del material que se apoya sobre el talud aguas arriba de la cortina; se considera el peso volumétrico sugerido, si se ha calculado el espacio ocupado por azolves. Se considera que:

$$P_s = \frac{\gamma_s h_d^2}{2} \quad (3.13)$$

h_d es el ancho del material depositado

La determinación del empuje del sedimento E_s , se valúa como el empuje de un fluido de peso volumétrico igual al del material sumergido, si se ha considerado la presión del agua por separado. Por lo común, los valores de $\gamma_s = 18-20 \text{ kN/m}^2$ y $\phi = 30^\circ$ son representativos, lo que genera un peso específico del fluido equivalente, aproximadamente igual a 3 kN/m^3 . (Novak, 2001)

$$E_s = \frac{\gamma_s h_d^2}{2} \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \quad (3.14)$$

6) La presión de hielo. La presión de hielo es de poca importancia en el diseño de una presa de gravedad que en el diseño de compuertas y otras estructuras de la presa. El daño de hielo a las compuertas es muy común, no existe ejemplo conocido de daño de hielo serio que ocurra en una presa. Para el propósito del diseño, una presión unitaria de no más 145 kN/m^2 para espesores de no más de 0.6 m (USBR, 1976) debe aplicarse a la superficie de contacto de la estructura. Los estudios climatológicos determinarán si se propone un valor para la presión de hielo. (Novak, 2001)

7) Carga Sísmica. Las cargas sísmicas usadas en el diseño de presas de gravedad de concreto están basadas en los sismos de diseño y movimientos en zonas específicas, determinadas por la evaluación sismológica. El método de análisis del coeficiente sísmico debe ser usado para determinar la ubicación resultante y la estabilidad por deslizamiento de

la presa. En áreas de sismicidad fuerte, es necesario un análisis dinámico para el análisis de esfuerzos internos.

9) Presión Subatmosférica. En la presión hidrostática para la cual el perfil del cimacio es diseñado, las presiones teóricas a lo largo de la superficie río abajo de un cimacio de un vertedor de arco se aproxima a la presión atmosférica. Para presiones mayores que la presión de diseño, la presión subatmosférica es obtenida a lo largo del vertedor. Cuando los perfiles del vertedor son diseñados para presiones menores que el máximo posible a obtenerse, la magnitud de esa presión puede ser determinada y considerada en el análisis de estabilidad.

10) Presión de oleaje. Mientras las presiones por oleaje son de mayor importancia sobre compuertas y estructuras adjuntas, podrían tener un efecto apreciable sobre la presa. La altura de las olas, el runup, y el viento son generalmente los factores importantes para determinar el bordo libre necesario en cualquier presa. Las dimensiones de la ola y las fuerzas dependen de la extensión de la superficie de agua o *Fetch*, la velocidad de viento y la duración, entre otros factores. Cuando se necesita un valor específico de la presión del oleaje, una estimación conservadora de la carga hidrostática adicional en el nivel de la superficie del embalse está dado por:

$$P_{ola} = 2 \gamma H_s^2 \quad (3.15)$$

Donde H_s es la altura significativa de la ola, y se refleja con una amplitud doble sobre el paramento vertical que golpea. (Novak, 2001)

11) Reacción de la Cimentación. En general, la resultante de todas las fuerzas horizontales y verticales incluyendo la subpresión debe ser igualada por una reacción igual y opuesta en los cimientos que constan de los componentes normales y tangenciales. Para que la presa esté en equilibrio estático, la ubicación de esta reacción debe ser tal que la suma de todas las fuerzas y los momentos son iguales al cero. La distribución de la componente normal es asumida como lineal, conociendo las propiedades elásticas y plásticas de los materiales de la cimentación y el concreto que afectan la distribución verdadera.

El problema para determinar la distribución real es complicado por la reacción tangencial, las relaciones de esfuerzos internos, y otras consideraciones teóricas. Además, las diferencias de materiales de la cimentación con la profundidad, el agrietamiento, y las fisuras que interrumpen la resistencia a tensión y cortante de la cimentación también hacen el problema más complejo.

IV.8 COMBINACIONES DE CARGAS.

Las condiciones de carga básicas es la combinación de cargas a las que puede estar sujeta la presa a lo largo de su vida útil. Las cargas que no son mencionadas deben incluirse donde sea aplicable. Las secciones de obras de toma deben investigarse con compuertas de emergencia cerradas y todos los conductos de agua bajo condiciones usuales. Según el USBR (1976) son:

- a) combinación usual de cargas
 - nivel de embalse al correspondiente de operación
 - peso propio y accesorios
 - carga de agua
 - subpresión (drenos operando)

acción del hielo
carga de azolves

b) combinación no usual de cargas

nivel máximo de agua
peso propio y accesorios
carga de agua
subpresión (drenes operando)
carga de azolves

c) combinación extrema

sismo máximo creíble
cargas correspondientes a la combinación usual

d) combinación especial (a juicio del proyectista)

puede ser combinación usual o no usual con drenes inoperantes

IV.9 ANÁLISIS DE ESFUERZOS.

El análisis de esfuerzos en presas de gravedad debe llevarse a cabo para determinar la magnitud y la distribución de los esfuerzos en toda la estructura para condiciones de cargas estáticas y dinámicas e investigar la suficiencia estructural de la subestructura y la cimentación.

Los esfuerzos en una presa de gravedad son analizados por cualquier método simplificado o el método de elemento finito dependiendo de la exactitud requerida para un nivel particular de diseño, el tipo y la configuración de la presa. Para diseños preliminares, los métodos simplificados usan el modelo de una ménsula en Cantiliver, en el análisis bidimensional o el método de torsión para cargas de prueba para el análisis tridimensional los cuales son los más apropiados. (USACE, 1995)

Análisis de Elemento Finito. Los modelos de elemento finito son usados para los análisis estáticos y dinámicos elásticos lineales y para análisis no lineales que explican la interacción entre la presa y los cimientos. El método de elemento finito provee la capacidad de modelar geometrías complejas y variaciones amplias en las propiedades de los materiales. Los esfuerzos en los bordes, alrededor, y en zonas de tensión pueden ser aproximados a un modelo de elemento finito. Puede hacerse un modelo del comportamiento térmico del concreto y unir los esfuerzos térmicos con otras cargas. Una ventaja importante de este método es que involucran distintos materiales en la cimentación, juntas débiles sobre betas, y el agrietamiento puede modelarse fácilmente. (USACE, 1995)

IV.9.1 ANÁLISIS DE ESFUERZOS POR EL MÉTODO DEL MURO INDEPENDIENTE.

Hipótesis:

- 1) Las juntas de contracción transversales no tienen llaves, ni se inyectan. En caso contrario, el método sirve solo para diseño preeliminar, debiendo revisarse el comportamiento de la cortina por otro método (por ejemplo las cargas de prueba).
- 2) El problema de estabilidad es bidimensional, no hay transición de esfuerzos lateralmente a los otros elementos de la cortina.
- 3) Los esfuerzos normales en planos horizontales varían linealmente entre la cara aguas arriba y aguas abajo.

- 4) Los esfuerzos cortantes en planos horizontales varían en forma parabólica entre las caras aguas arriba y agua

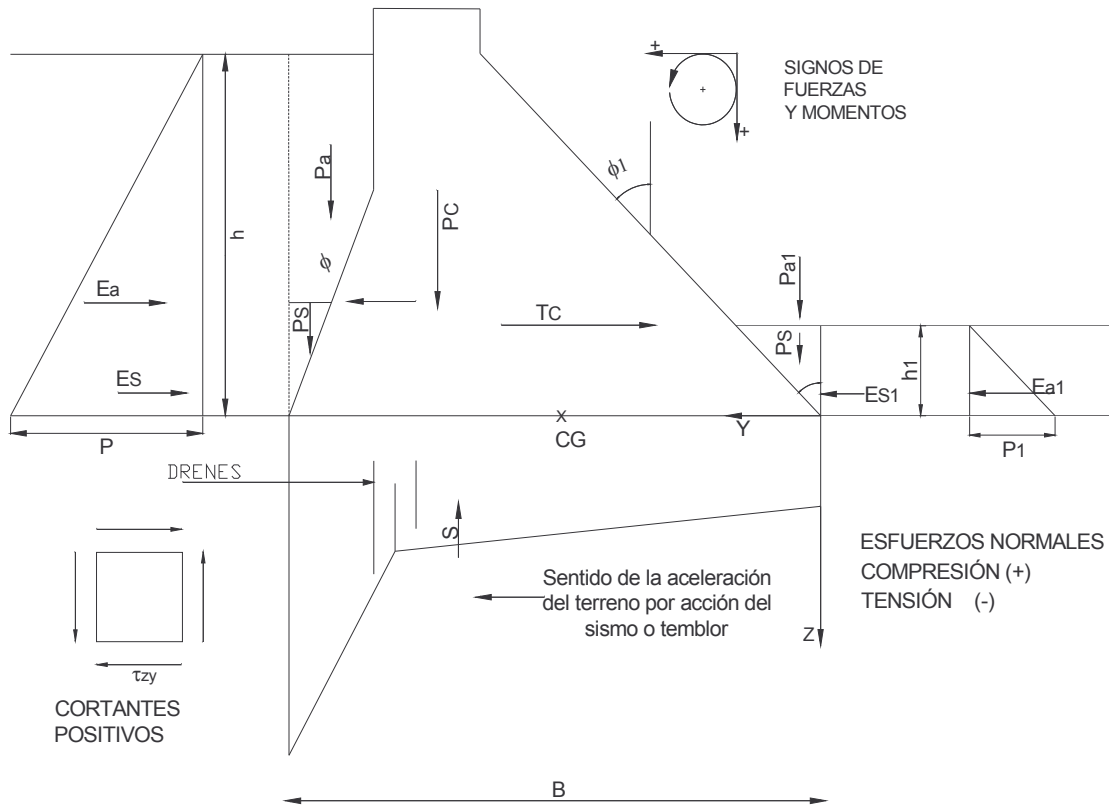


Fig. 3.5 Fuerzas actuantes en una presa de gravedad.

Donde:

P	presión aguas arriba	P_1	presión aguas abajo
P_c	peso de la presa	P_a	peso del agua aguas arriba
P_s	peso del azolve aguas arriba	P_{1a}	peso del agua aguas abajo
P_{1s}	peso del azolve aguas abajo	E_a	empuje del agua aguas arriba
E_{1a}	empuje del agua aguas abajo	E_s	empuje del azolve aguas arriba
E_{1s}	empuje del azolve aguas abajo	T_a	sismo en el agua
T_c	sismo en la presa	h	altura de la presa
S	subpresión		

IV.9.2 ESFUERZOS PERMISIBLES.

Se deberán revisar los siguientes conceptos:

1. Esfuerzos máximos de compresión (principales) que deben ser menores que los permisibles.
2. Esfuerzos mínimos (principales) (pueden ser negativos, tensiones en algunos casos), mayores que los permisibles.
3. Resistencia al deslizamiento, que debe ser superior a las fuerzas deslizantes.

Los esfuerzos de compresión generados en una presa de gravedad por las cargas son muy bajos, rara vez exceden $2.0 - 3.0 \text{ MN/m}^2$, excepto en las estructuras más grandes. No

obstante se recomienda un factor de seguridad, F_S , con respecto a la resistencia de la compresión mínima especificada para el concreto como se muestra en la tabla 3.2

Combinación de cargas	Factor de seguridad mínimo a la resistencia a compresión	
	Concreto	Roca
Normal	$3.0(\sigma_{m\acute{a}x} > 10 \text{ MN/m}^2)$	4.0
Inusual	$2.0(\sigma_{m\acute{a}x} > 15 \text{ MN/m}^2)$	2.7
Extrema	1.0	1.3

Tabla 3.2 Esfuerzos de compresión permisibles (USB, 1976)

La resistencia definitiva del concreto se alcanza a una edad que oscila entre los 90 días y los dos años y viene a ser del orden de $1.75 f'_c$, si f'_c representa la resistencia del concreto a los 28 días según pruebas ACI. (Véase anexo A)

De las ecuaciones de equilibrio de moléculas triangulares en las dos caras de la cortina y de la variación supuesta de la masa de la misma, se deduce las siguientes fórmulas

Para molécula cualquiera, Fig. 3.6

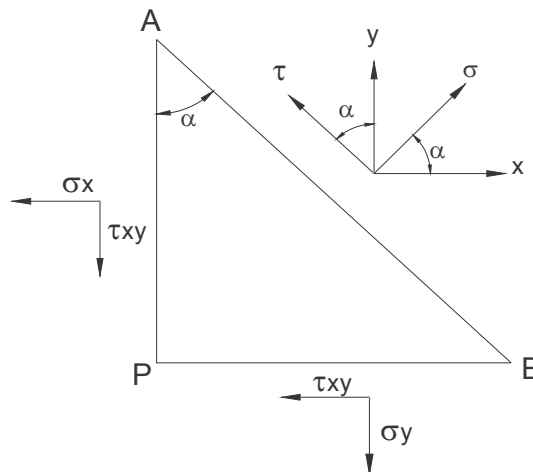


Fig. 3.6 Determinación de esfuerzos y planos principales. (Case, 1999)

De acuerdo con la Fig. 3.6 se obtiene la suma de las fuerzas en dirección de x.

$$\sum F_x = 0 \quad (\sigma \cos \alpha - \tau \operatorname{sen} \alpha)AB - \sigma_x PA - \tau_{yx} PB = 0 \quad (3.16)$$

Dividiendo por AB

$$\sigma \cos \alpha - \tau \operatorname{sen} \alpha = \sigma_x \cos \alpha - \tau_{yx} \operatorname{sen} \alpha \quad (3.17)$$

Obteniendo la suma de fuerzas en y

$$\sum F_y = 0 \quad (\sigma \operatorname{sen} \alpha + \tau \cos \alpha)AB - \sigma_y PB - \tau_{yx} AP = 0 \quad (3.18)$$

Dividiendo por AB

$$\sigma \operatorname{sen} \alpha + \tau \cos \alpha = \sigma_y \operatorname{sen} \alpha + \tau_{yx} \cos \alpha \quad (3.19)$$

Multiplicando a (3.17) por $\operatorname{sen} \alpha$ y a (3.19) por $\cos \alpha$

$$\sigma \cos \alpha \operatorname{sen} \alpha - \tau \operatorname{sen}^2 \alpha = \sigma_x \cos \alpha \operatorname{sen} \alpha + \tau_{yx} \operatorname{sen}^2 \alpha \quad (3.20)$$

$$\sigma \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha + \tau \cos^2 \alpha = \sigma_y \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha + \tau_{yx} \cos^2 \alpha \quad (3.21)$$

Sumando las expresiones (3.20) y (3.21)

$$2\sigma(\operatorname{sen} \alpha \cos \alpha) + \tau(\cos^2 \alpha - \operatorname{sen}^2 \alpha) = (\sigma_x + \sigma_y) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha + \tau_{yx}(\cos^2 \alpha + \operatorname{sen}^2 \alpha) \quad (3.22)$$

Utilizando las siguientes identidades trigonométricas y sustituyendo en las ecuaciones

$$\operatorname{sen} \alpha \cos \alpha = \frac{1}{2} \operatorname{sen}(2\alpha); \quad \cos^2 \alpha - \operatorname{sen}^2 \alpha = \cos 2\alpha; \quad \cos^2 \alpha + \operatorname{sen}^2 \alpha = 1$$

Sustituyendo estas funciones trigonométricas en (3.22) se tiene

$$\sigma \operatorname{sen}(2\alpha) + \tau \cos(2\alpha) = (\sigma_x + \sigma_y) \frac{1}{2} \operatorname{sen}(2\alpha) + \tau_{xy} \quad (3.23)$$

Si restamos (3.20) de (3.21):

$$\tau(\cos^2 \alpha + \operatorname{sen}^2 \alpha) = (\sigma_y - \sigma_x) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha + \tau_{yx}(\cos^2 \alpha - \operatorname{sen}^2 \alpha) \quad (3.24)$$

De tal forma que si despejamos a τ

$$\tau = \frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2} \operatorname{sen}(2\alpha) + \tau_{yx} \cos(2\alpha) \quad (3.25)$$

Sustituyendo (3.25) en (3.24)

$$\sigma \operatorname{sen}(2\alpha) + \left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2} \operatorname{sen}(2\alpha) + \tau_{yx} \cos(2\alpha) \right] \cos(2\alpha) = (\sigma_x + \sigma_y) \frac{1}{2} \operatorname{sen}(2\alpha) + \tau_{xy} \quad (3.26)$$

Despejando a σ

$$\sigma = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} + \tau_{xy} - \frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2} \cos(2\alpha) - \tau_{yx} \frac{\cos^2(2\alpha)}{\operatorname{sen}(2\alpha)} \quad (3.27)$$

Agrupando términos

$$\sigma = \frac{\sigma_x}{2}(1 + \cos(2\alpha)) + \frac{\sigma_y}{2}(1 - \cos(2\alpha)) + \tau_{xy} \left(\frac{1 - \cos^2(2\alpha)}{\text{sen}(2\alpha)} \right)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_x}{2}(1 + \cos(2\alpha)) + \frac{\sigma_y}{2}(1 - \cos(2\alpha)) + \tau_{xy} \left(\frac{\text{sen}^2(2\alpha)}{\text{sen}(2\alpha)} \right)$$

$$\boxed{\sigma = \frac{\sigma_x}{2} \cos^2 \alpha + \frac{\sigma_y}{2} \text{sen}^2 \alpha + \tau_{xy} \text{sen} (2\alpha)} \quad (3.28)$$

De acuerdo con la Fig. 3.7 las ecuaciones de equilibrio para una molécula aguas arriba, (upstream), se pueden deducir como

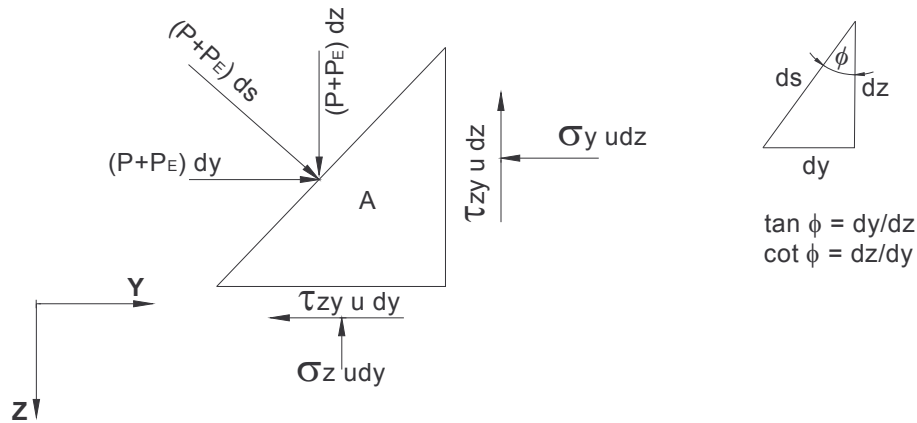


Fig. 3.7. Estado de esfuerzos para una molécula aguas arriba

P – Presión Hidrostática + azolve

P_E – Presión hidrodinámica por sismo

De la figura 3.7 obtenemos la sumatoria de fuerzas en dirección y.

$$\sum F_y = 0 \quad (P \pm PE) dz - \sigma_{yu} dz - \tau_{zyu} dy = 0 \quad (3.29)$$

Dividiendo por dz $P \pm PE = \sigma_{yu} + \tau_{zyu} \tan \phi$ (3.30)

Despejando a σ_{yu} $\boxed{\sigma_{yu} = P \pm PE - \tau_{zyu} \tan \phi}$ (3.31)

Obteniendo la suma de fuerzas en dirección z.

$$\sum F_z = 0 \quad (P \pm PE) dy - \sigma_{zu} dy - \tau_{zyu} dz = 0 \quad (3.32)$$

Dividiendo por dy $P \pm PE = \sigma_{zu} + \tau_{zyu} \cot \phi$ (3.33)

Despejando a σ_{yu} $\sigma_{zu} = P \pm PE - \tau_{zyu} \cot \phi$ (3.34)

De acuerdo con la Fig. 3.8 las ecuaciones de equilibrio para una molécula aguas abajo, (downstream), se pueden deducir como.

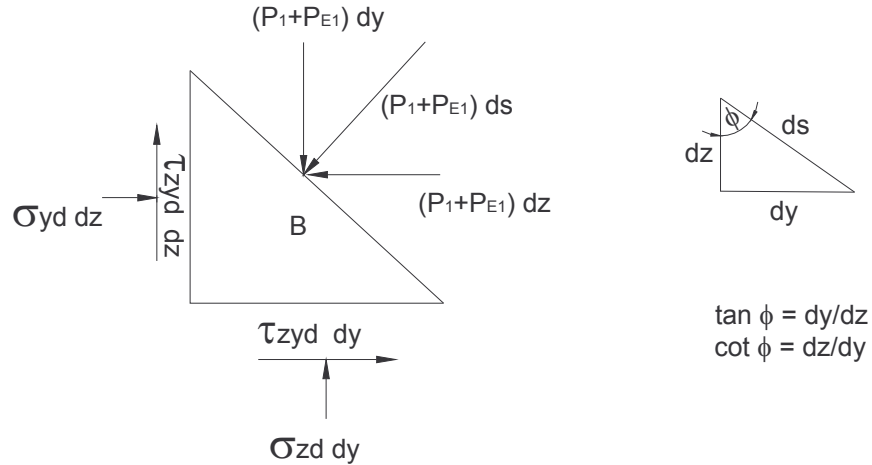


Fig. 3.8. Estado de esfuerzos para una molécula aguas abajo. (Case, 1999)

P_1 – Presión Hidrostática + azolve P_{E1} – Presión hidrodinámica por sismo

Obteniendo la suma de fuerzas en dirección de y

$$\sum F_y = 0 \quad (P_1 \pm P_{E1}) dz - \sigma_{yd} dz + \tau_{zyd} dy = 0 \quad (3.35)$$

Dividiendo por dz (3.36)

$$P_1 \pm P_{E1} = \sigma_{yd} - \tau_{zyd} \tan \phi$$

Despejando a σ_{yd} $\sigma_{yd} = P_1 \pm P_{E1} + \tau_{zyd} \tan \phi$ (3.37)

Obteniendo la suma de fuerzas en dirección de z

$$\sum F_z = 0 \quad (P_1 \pm P_{E1}) dy - \sigma_{zd} dy + \tau_{zyd} dz = 0 \quad (3.38)$$

Dividiendo por dy (3.39)

$$P_1 \pm P_{E1} = \sigma_{zd} - \tau_{zyd} \cot \phi$$

Despejando a σ_{zd} $\sigma_{zd} = P_1 \pm P_{E1} + \tau_{zyd} \cot \phi$ (3.40)

Para una molécula aguas arriba:

Si σ_{1u} es un esfuerzo principal (que tiene la dirección según la cual el esfuerzo es puramente normal): $\sigma_{1u} = 0$ y $\sum M_c = 0$ y es la única fuerza que produciría momento en C Véase Fig. 3.9.

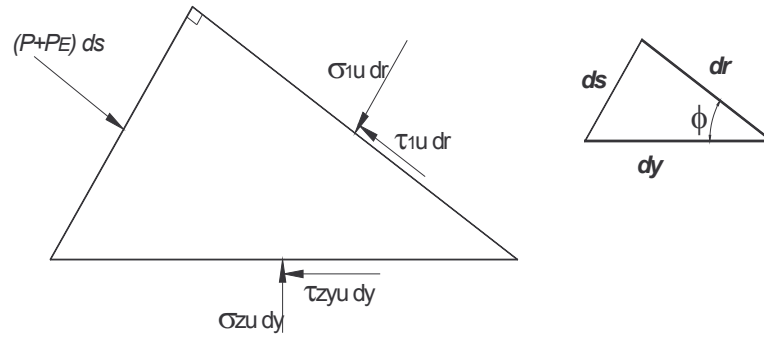


Fig. 3.9. Fuerzas actuantes en una molécula aguas arriba.

$$\sum F_y = 0 \quad (P \pm P_E) ds \cos \phi - \tau_{zyu} dy - \sigma_{1u} dr \operatorname{sen} \phi = 0 \quad (3.41)$$

Despejando a σ_{1u}

$$\sigma_{1u} = (P \pm P_E) \frac{ds \cos \phi}{dr \operatorname{sen} \phi} - \tau_{zyu} \frac{dy}{dr \operatorname{sen} \phi};$$

$$\boxed{\sigma_{1u} = (P \pm P_E) - \tau_{zyu} \operatorname{sec} \phi \operatorname{csc} \phi} \quad (3.42)$$

$$\sum F_z = 0 \quad (P \pm P_E) ds \operatorname{sen} \phi - \sigma_{zu} dy + \sigma_{1u} dr \operatorname{cos} \phi = 0 \quad (3.43)$$

Despejando a σ_{1u}

$$\sigma_{1u} = \sigma_{zu} \frac{dy}{dr \operatorname{cos} \phi} - (P \pm P_E) \frac{ds \operatorname{sen} \phi}{dr \operatorname{cos} \phi}$$

$$\boxed{\sigma_{1u} = \sigma_{zu} \operatorname{sec}^2 \phi - (P \pm P_E) \tan^2 \phi} \quad (3.44)$$

IV.9.3 ESFUERZOS NORMALES SOBRE PLANOS HORIZONTALES.

Los esfuerzos normales verticales sobre cualquier plano horizontal se determinan mediante la aplicación de la acción de voladizo de una carga combinada axial y de flexión con modificaciones apropiadas, (Novak, 2001), es decir:

$$\sigma_z = \frac{\sum F_y}{A} \pm \frac{\sum M}{I} y \quad (3.45)$$

$$\sigma_{zu} = \frac{\sum F_v}{B} + \frac{\sum M}{B^3} \frac{B}{2} = \frac{\sum F_v}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} \quad (\text{Aguas arriba}) \quad (3.46)$$

$$\sigma_{zd} = \frac{\sum F_v}{B} - \frac{\sum M}{B^3} \frac{B}{2} = \frac{\sum F_v}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} \quad (\text{Aguas abajo}) \quad (3.47)$$

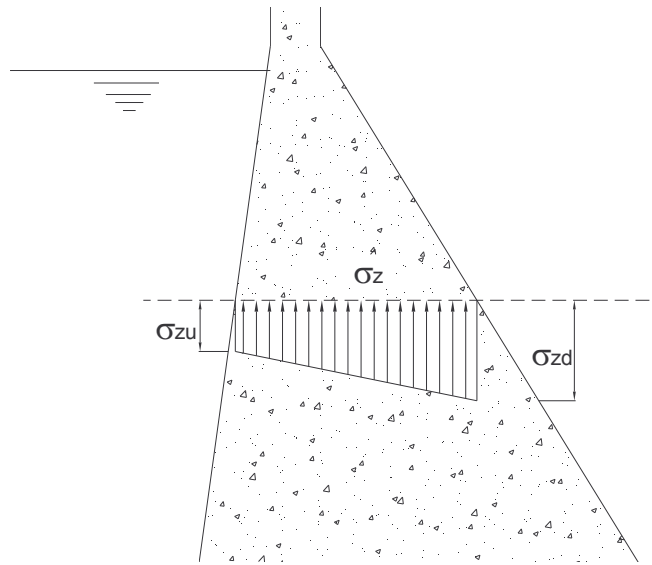


Fig 3.10 Esfuerzo normal sobre planos horizontales, σ_z .

De acuerdo con la Fig. 3.11 se pueden obtener las ecuaciones elásticas para una molécula:

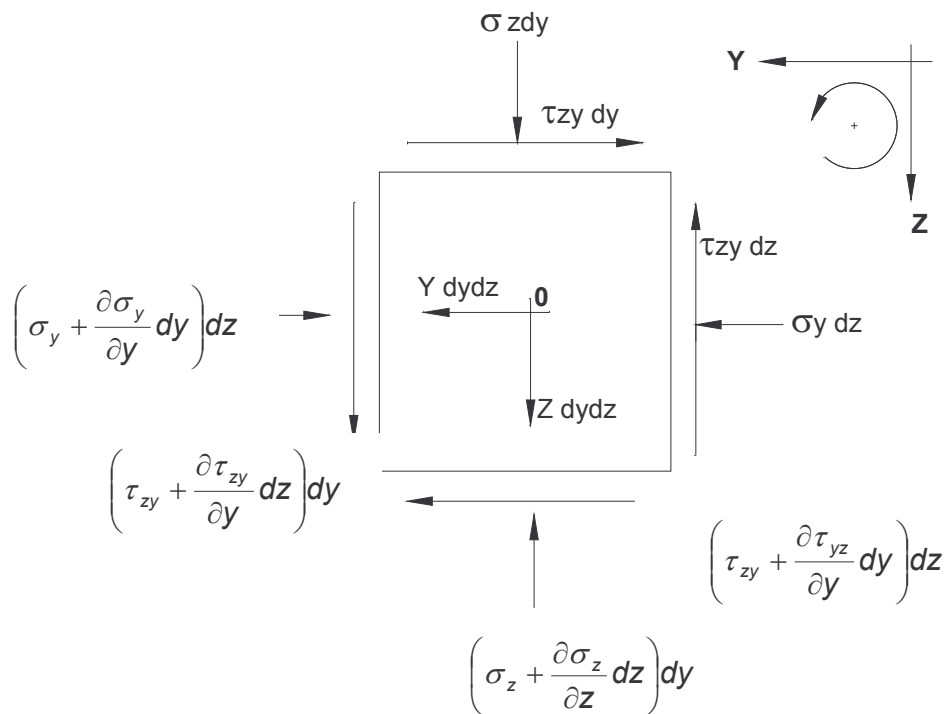


Fig. 3.11. Estado de esfuerzos plano. (Case, 1999)

$$\sum F_y = 0 \quad -\left(\sigma_y + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} dy\right) dz + \sigma_y dz + y dy dz - \tau_{zy} dy + \left(\tau_{zy} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} dz\right) dy = 0$$

$$-\frac{\partial \sigma_y}{dy} dydz + ydydz + \frac{\partial \tau_{zy}}{dy} dydz = 0; \Rightarrow \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} - \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = y \quad (3.48)$$

$$\sum F_z = 0 \quad \sigma_z dy - \left(\sigma_z + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} dz \right) dy + \left(\tau_{zy} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} dy \right) dz - \tau_{zy} dz + z dydz = 0$$

$$-\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} dydz + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} dydz + z dydz = 0 \Rightarrow \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = z \quad (3.49)$$

$$\sum M_0 = 0 \quad \left(\tau_{yz} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} dy \right) dz \frac{dy}{2} - \left(\tau_{zy} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} dz \right) dy \frac{dz}{2} + \tau_{yz} dz \frac{dy}{2} - \tau_{zy} dy \frac{dz}{2} = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} d^2 y \frac{dz}{2} - \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} d^2 z \frac{dy}{2} + \tau_{yz} dz \frac{dy}{2} - \tau_{zy} dy \frac{dz}{2} = 0$$

Si se desprecia diferencias de 3º orden:

$$\tau_{yz} = \tau_{zy} \quad (3.50)$$

El procedimiento de cálculo que se propone a seguir es el que a continuación se describe:

- 1) Se propone una sección con taludes $0.645 < K < 0.845$ y un sistema de drenaje.
- 2) Se escogen las condiciones de carga a analizar (según el USBR, 1976).
- 3) Se revisa el deslizamiento con el criterio "fricción-cortante" y los factores de seguridad apropiados para cada condición de carga.
- 4) Se revisa el volteo y el posible agrietamiento de la presa con los factores de seguridad dados.
- 5) Se revisan los esfuerzos obteniéndose para cada nivel de análisis $\sigma_{yu}, \sigma_{yd}, \sigma_{zu}$ y σ_{zd} con las ecuaciones 3.31, 3.37, 3.42 y 3.43;
- 6) Se obtienen los esfuerzos normales en planos verticales con las formulas 3.28 y 3.34
- 7) Se obtienen los esfuerzos principales con las formulas 3.39 y 3.41
- 8) De las formulas 3.31 y 3.37 se obtienen los esfuerzos cortantes τ_{zyu} y τ_{zyd}
- 9) Con la siguiente formula Se valoran los esfuerzos comparándose con los permisibles.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + \tau_{yz}^2} \quad (3.51)$$

$$(+) \text{ si } \sigma_z > \sigma_y \quad (-) \text{ si } \sigma_z < \sigma_y$$

Para valores mayores a los permisibles, se propone un cambio en la calidad del material.

Es necesario determinar la relación de esbeltez de una cortina de gravedad de manera que de acuerdo con la Fig. 3.12 las fuerzas actuantes en una cortina son:

$$E = \frac{1}{2} \gamma_a H^2; \quad W = \frac{1}{2} (B_1 \cdot H) \gamma_m; \quad U = \frac{1}{2} \gamma_a (B_1 \cdot H) m \quad (3.52)$$

Donde m es una relación de linealidad de la presión de agua distribuida en la base de la presa.

Considerando que se encuentra en equilibrio estático.

$$\Rightarrow E = W - U \quad (3.53)$$

$$\frac{1}{2} \gamma_a H^2 = \frac{1}{2} (B_1 \cdot H) \gamma_m - \frac{1}{2} \gamma_a (B_1 \cdot H) m$$

Despejando a la relación altura-ancho, relación de esbeltez, y reagrupando términos se tiene que

$$H = (B_1) \frac{\gamma_m}{\gamma_a} - B_1 \cdot m \quad \frac{H}{B_1} = \frac{\gamma_m}{\gamma_a} - m = \frac{\gamma_m - m \gamma_a}{\gamma_a} \Rightarrow \frac{B_1}{H} = \frac{\gamma_a}{\gamma_m - m \gamma_a} \quad (3.54)$$

Si se consideran los esfuerzos alrededor del centro de gravedad, CG, y realizando el mismo procedimiento se tiene que:

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} Y$$

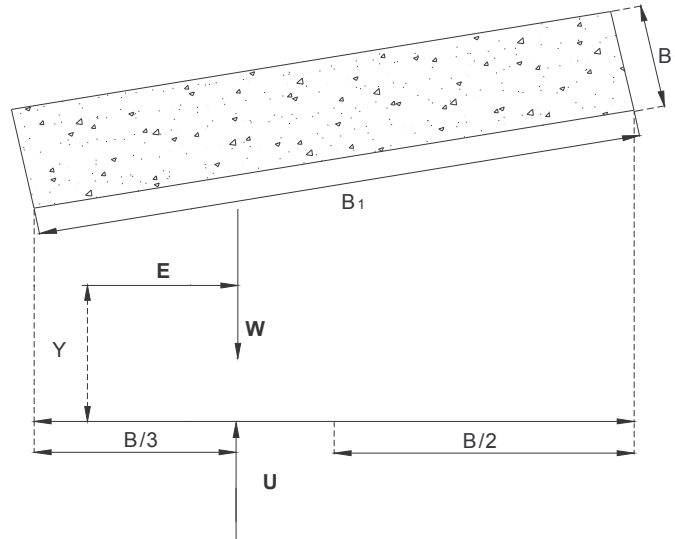


Fig.3.12 La sección en que se aplican las cargas

Considerando que las fuerzas normales son el peso de la estructura y la subpresión.

$$N = W - U = \frac{1}{2} (B_1 \cdot H) \gamma_s - \frac{1}{2} \gamma_a (B_1 \cdot H) m \Rightarrow N = \frac{1}{2} (B_1 H) [\gamma_s - \gamma \cdot m] \quad (3.55)$$

Suponiendo un área unitaria $A = B_1 \cdot 1 = B_1$ y considerando a la suma de momentos de acuerdo con la Fig 3.11

$$M = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \frac{1}{3} H + \frac{1}{2} \gamma (B_1 \cdot H) m \cdot \frac{B_1}{6} - \frac{1}{2} (B_1 \cdot H) \gamma_s \cdot \frac{B_1}{6} \quad (3.56)$$

Considerando el momento de inercia y la distancia de aplicación

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot B_1^3}{12} = \frac{B_1^3}{12}; \quad Y = \frac{B_1}{2}$$

Considerando los esfuerzos

$$\Rightarrow \sigma_A = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y; \quad \sigma_B = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} Y$$

De tal manera que al sustituir los valores y evitar las tensiones en A, $\sigma_A = 0$

$$\frac{\frac{1}{2}(B_1 \cdot H)[\gamma_s - \gamma_a \cdot m]}{B_1} - \frac{\left[\frac{1}{6} \gamma H^2 \cdot H + \frac{1}{12} \gamma (B_1^2 \cdot H)m - \frac{1}{2} (B_1 H) \gamma_s \cdot B_1 \right]}{\frac{B_1^3}{12}} \cdot \frac{B_1}{2} = 0$$

Agrupando términos

$$\frac{\frac{1}{2}(B_1 \cdot H)[\gamma_s - \gamma \cdot m]}{B_1} = \frac{\left[\frac{1}{6} \gamma H^2 \cdot H + \frac{1}{12} \gamma (B_1^2 \cdot H)m - \frac{1}{2} (B_1 H) \gamma \cdot B_1 \right]}{\frac{B_1^3}{12}} \cdot \frac{B_1}{2}$$

Despejando a la relación altura-ancho, relación de esbeltez, y reagrupando términos se tiene que

$$\Rightarrow H[\gamma_s - \gamma \cdot m] = \frac{2 \gamma H^3 + \gamma B_1^2 \cdot H \cdot m - B_1^2 H \gamma_s}{B_1^2}$$

$$H B_1^2 \gamma_s - H B_1^2 \gamma \cdot m = \gamma H^3 + H B_1^2 \gamma \cdot m - B_1^2 \gamma_s$$

$$B_1^2 \gamma_s - B_1^2 \gamma \cdot m + B_1^2 \gamma_s - B_1^2 \gamma \cdot m - 2 \gamma H^2 = 0$$

$$B_1^2 [2 \gamma_s - 2 \gamma \cdot m] = 2 \gamma H^2$$

De esta manera se obtiene la siguiente relación:

$$\frac{B_1^2}{H^2} = \frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma \cdot m} = \frac{1}{\frac{\gamma_s}{\gamma} - m} \Rightarrow \frac{B_1}{H} = \left(\frac{1}{\frac{\gamma_s}{\gamma} - m} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.57)$$

De manera que para un análisis de esfuerzos de una presa para una sección constante se puede obtener con la ec. 3.56 y para un análisis de estabilidad con la ec. 3.53, esto de una manera aproximada, considerando la relación de esbeltez.

IV.10 ANÁLISIS DINÁMICO.

Las cargas dinámicas generadas por las perturbaciones sísmicas deben considerarse en el diseño de las presas de concreto. Las simplificaciones inherentes en el análisis de coeficientes sísmicos son considerables, de manera que debe tenerse en cuenta los problemas complejos de la interacción presa-cimentación y presa-embalse, ya que

colectivamente modifican las propiedades dinámicas de la presa y, en consecuencia, pueden afectar de forma significativa su respuesta a las cargas. (USACE, 1995)

El proceso para llevar a cabo un análisis dinámico se describe a continuación:

1. Examine la geología, la sismología, y el marco tectónico actual.
2. Determine el origen de los sismos.
3. Seleccione las magnitudes del Sismo Máximo Creíble (SMC) y el Sismo Base Operativo (SBO) y sus ubicaciones.
4. Seleccione la relación de atenuación para los sismos.
5. Seleccione los SMC y SBO controlables basados en movimientos severos de suelo en el sitio.
6. Elija los espectros de respuesta de diseño para los sismos controlados.
7. Seleccione los registros de aceleración-tiempo convenientes que son compatibles con los espectros de respuesta de diseño si son necesarios.
8. Seleccione las propiedades dinámicas de los materiales para el concreto y la cimentación.
9. Seleccione el método de análisis dinámico.
10. Evalúe los esfuerzos del análisis dinámico (USACE, 1995).

IV.10.1 SELECCIÓN DE LOS SISMOS CONTROLADORES.

Sismo Máximo Creíble (SMC). El primer paso para seleccionar el SMC controlado es especificar la magnitud y la intensidad en la escala de Mercalli Modificada (MM) del SMC para cada estructura sismo-tectónica o el área de origen de la región examinada alrededor del sitio. El segundo paso es seleccionar el SMC controlado basado en el movimiento vibratorio más desfavorable de la tierra dentro del rango de frecuencia predominante de la presa y determinar la separación de la cimentación. Si más que un candidato SMC produce grandes movimientos de tierra en diferentes bandas de frecuencia significantes a la reacción de la presa, cada uno debe ser considerado como un SMC controlado.

Sismo Base Operativo (SBO). La selección del SBO está basada en el nivel pretendido de la protección para el proyecto, evitando el daño producido por sismo y pérdida de vida de proyecto. La vida de proyecto de nuevas presas es tomada como 100 años generalmente. La probabilidad de excedencia del SBO durante la vida del proyecto no debe ser mayor que el 50 por ciento a menos que los ahorros en costos de diseño debido a un sismo menor superan el riesgo de incurrir en costos de reparaciones y pérdida del servicio por un sismo mayor.

Consideración de Movimiento de Tierra. Después de especificar la ubicación y la magnitud (o la intensidad epicentral) de cada sismo y una relación de atenuación regional adecuado, las características del movimiento vibratorio de tierra esperada del sitio pueden ser determinadas. Los movimientos vibratorios de tierra pueden ser descrita por diferentes maneras, como los parámetros de movimiento de tierra, los registros de aceleración-tiempo (acelerogramas), o espectros de respuesta. Para el análisis y diseño de presas de concreto, la determinación del movimiento vibratorio de tierra depende de los espectros de respuesta del sitio.

El análisis estructural para cargas sísmicas consta de dos partes: primero, la ubicación de la resultante aproximada y un análisis de estabilidad por deslizamiento usando el coeficiente sísmico y un análisis de esfuerzos interno dinámico usando el movimiento sísmico y que dependen del sitio si existen las siguientes condiciones: (USACE, 1995)

- Si la presa es de 30 m de altura o mayor y la aceleración de suelo máxima en el sitio es mayor que $0.2g$ para el SMC.
- Si la presa es menor de 30 m de altura y la aceleración máxima del suelo es mayor que $0.4g$ en el sitio.
- Si hay compuertas, amplias carreteras, estructuras de toma, y otros bloques cuyas formas geométricas son inusuales.

IV.10.2 MÉTODO DEL COEFICIENTE SÍSMICO.

El método de análisis del coeficiente sísmico es comúnmente conocido como el análisis pseudoestático. La carga de sísmica es tratada como una fuerza inercial estática aplicable a la estructura. Las cargas son de dos tipos: la fuerza de inercia debido a la aceleración horizontal de la presa y la fuerza hidrodinámica que resulta de la reacción del agua contra la presa. La magnitud de la fuerza de inercia es calculada por el principio de la masa durante la aceleración del sismo. La fuerza de inercia es supuesta que actúa a través del centro de gravedad de la sección o elemento. El coeficiente sísmico es una relación de la aceleración sísmica a la gravedad; es una unidad adimensional, y de ninguna manera puede estar relacionado directamente a la aceleración de un movimiento fuerte.

Sismo en el agua. Adoptando la hipótesis de que el líquido es incompresible, Zangar (1953) ha obtenido las distribuciones de presiones hidrodinámicas contra pantallas inclinadas y otras formas usuales. Si se limita a pantallas planas que forman un ángulo ϕ con la vertical, la presión máxima obtenida por Zangar puede aproximarse mediante la formula

$$P_e = c \lambda w h \quad (3.58)$$

Si siguiendo un análisis pseudoestático (Fig. 3.13), según el USBR (1976) se aplican las siguientes fórmulas:

$$T_a - \text{presión} \quad T_a = C \gamma_a \lambda h \quad (3.59)$$

$$P_{Ta} - \text{empuje} \quad P_{Ta} = 0.726 T_a Y \quad (3.60)$$

$$M_a - \text{momento} \quad M_a = 0.229 T_a Y^2 \quad (3.61)$$

Donde

- λ coeficiente sísmico del lugar o de la presa
- h altura de la presa
- C coeficiente máximo

Determinando el valor de C con la ec.3.62

$$C = \frac{Cm}{2} \left[\frac{y}{4} \left(2 - \frac{h}{4} \right) + \sqrt{\frac{h}{4} \left(2 - \frac{h}{4} \right)^2} \right] \quad (3.62)$$

donde el valor de cm se obtiene de la tabla 3.3

ϕ	cm
--------	----

0°	0.726
10°	0.67
20°	0.60
30°	0.54

Tabla 3.3 Valores de C_m

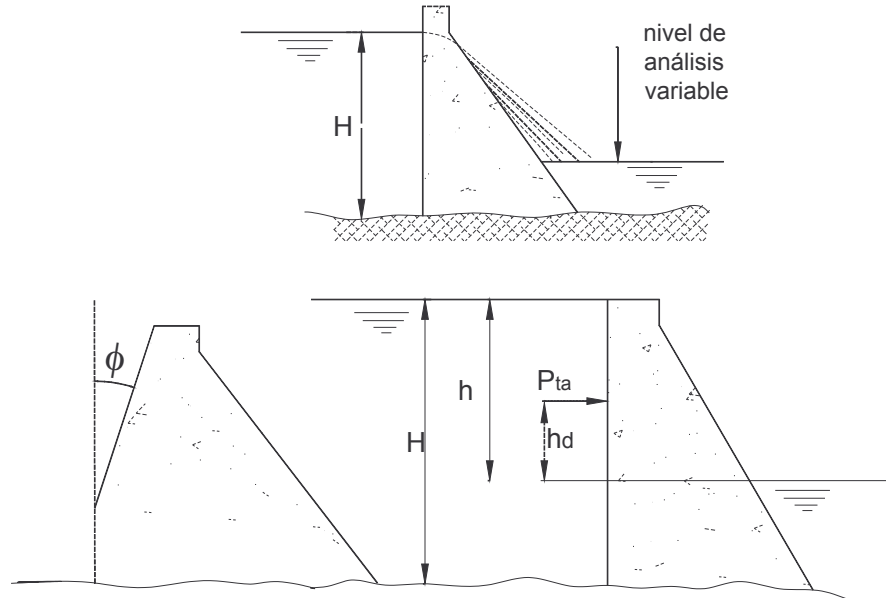


Fig. 3.13 Análisis pseudoestático de la presa

En forma aproximada:

$$C = -0.0081\phi + 0.73 \quad \phi \text{ en grados} \quad (3.63)$$

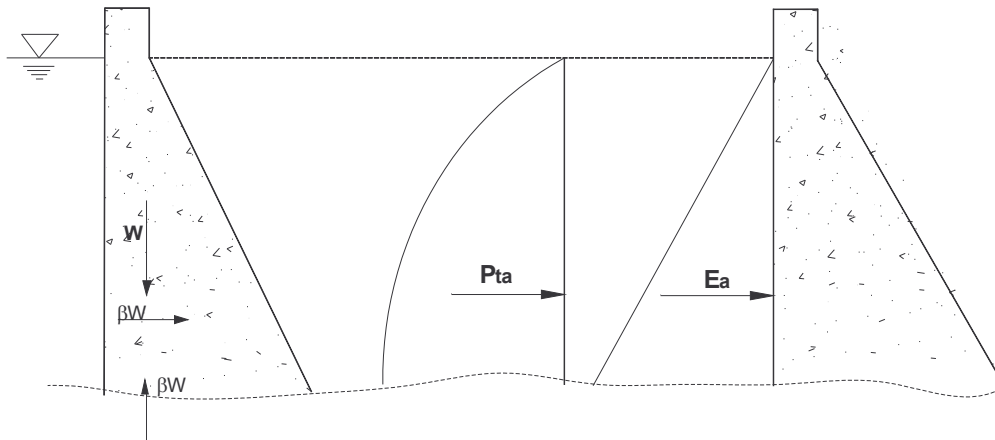
Para evaluar el empuje “hidrostático dinámico” en cada nivel se aplicará:

$$P_{Ta} = a \frac{cm}{2} \gamma_a \lambda H^2 \sec \phi \quad (3.64)$$

A una profundidad $h_y = b h$, donde a y b se obtienen de la tabla 3.4.

h/H	a	b
0.0	0.00	0.389
0.1	0.04	0.385
0.2	0.11	0.383
0.3	0.22	0.383
0.4	0.34	0.384
0.5	0.50	0.385
0.6	0.69	0.388
0.7	0.86	0.39
0.8	1.05	0.394
0.9	1.24	0.397
1	1.43	0.402

Tabla 3.4 Coeficiente a y b



3.14 Ubicación de las fuerzas producidas por el empuje y el sismo en el agua.

$\beta < 1$ (Generalmente varia de 0.05 a 0.15 en la mayor parte de las normas). La acción del sismo se considera variable en la presa, puede corresponder al doble o triple de la base. (Véase Fig. 3.15)

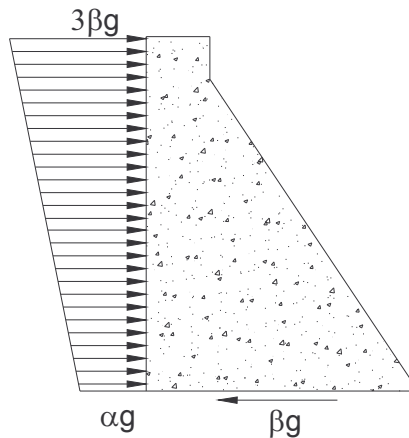


Fig 3.15 Variación de la magnitud del sismo en la presa

IV.10.3 MÉTODO DE LA VIGA CORTANTE.

En este apartado se muestra una forma de análisis dinámico de una estructura, considerando al elemento como una viga cortante uniforme.

Método de la Viga Uniforme de Corte sin Amortiguamiento. La estructura del parámetro más sencilla es un sistema sin amortiguamiento, unidimensional, estrechamente acoplado, lineal y con masa y rigidez uniformes por unidad de longitud. El movimiento es regido por la ecuación diferencial parcial.

$$m \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} - k \frac{\partial^2 x}{\partial X^2} = p \quad (3.65)$$

Donde m es la densidad de masa (masa por unidad de longitud o por unidad de volumen), x el desplazamiento de un punto de abscisa X y en el tiempo t , k la rigidez y p la carga distribuida (carga por unidad de longitud o por unidad de volumen) aplicada en la dirección x .

Uno de tales sistemas es la viga de cortante, estructura cuyo cambio de pendiente en cada sección es proporcional a la fuerza cortante que obra allí. En este caso, m y p se miden por unidad de longitud, k es la rigidez al corte, X se mide a lo largo del eje de la viga y x es perpendicular a X . (Newmark, 1971)

La ecuación 3.65 puede deducirse fácilmente como sigue. Con referencia a la figura 3.16, sea dX la longitud de un segmento infinitesimal de la viga cortante. Supóngase que la pendiente $\partial x / \partial X$ es proporcional al esfuerzo cortante medio de la sección transversal:
$$\frac{\partial x}{\partial X} = \frac{S}{k}$$

S denota la fuerza cortante transversal en la sección considerada. La diferencia entre S de la parte superior a la inferior de un segundo infinitesimal es $(\partial S / \partial X) dX$. Según el principio de D'Alembert, ésta debe estar en equilibrio con la suma de las fuerzas externas que obran en dicho segmento, $p dX$, y las fuerzas correspondientes, $-(\partial^2 x / \partial t^2) m dX$:

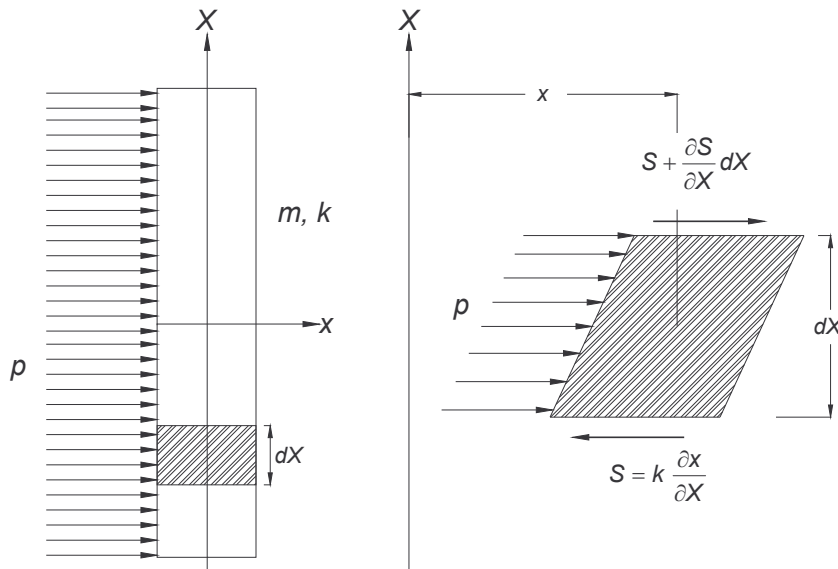


Fig. 3.16 Sistema unidimensional, estrechamente acoplado, lineal, sin amortiguamiento y con masa y rigidez uniforme.

$$\frac{\partial S}{\partial X} dX + p dX - m \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} dX = 0$$

Pero
$$S = k \frac{\partial x}{\partial X}$$

Sustituyendo y dividiendo ambos miembros entre dX tenemos que:

$$m \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} - k \frac{\partial^2 x}{\partial X^2} = p$$

La solución general de la ecuación (3.65) se puede expresar ya sea como un desarrollo en serie, en función de los modos naturales de vibración de la viga de corte o en la forma de

ecuación de la onda. Deduciendo el primer tipo de solución por el método de separación de variables como sigue.

La ecuación homogénea, obtenida haciendo $p=0$ en la ecuación 3.65 es

$$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} - v^2 \frac{\partial^2 x}{\partial X^2} = 0 \quad (3.66)$$

Donde $v^2 = k / m$. Se supone que $x(X,t)$ puede expresarse como el producto de una función de X y una función de t ,

$$x = z_n \theta_n(t) \quad (3.67)$$

Se puede reescribir la ec. 3.66

$$z_n \ddot{\theta}_n - v^2 z_n'' \theta_n = 0$$

Donde los apóstrofes indican diferenciación con respecto a X . Por lo tanto,

$$\frac{\ddot{\theta}_n}{\theta_n} = v^2 \frac{z_n''}{z_n} = -\omega_n^2$$

Donde ω_n es arbitrario. La última expresión puede descomponerse en

$$\frac{\ddot{\theta}_n}{\theta_n} = -\omega_n^2 \quad (3.68)$$

y
$$\frac{z_n''}{z_n} = -\omega_n^2 \quad (3.69)$$

La ec. 3.68 indica que ω_n no depende de X , y la ec. 3.69 establece que no depende de t ; por lo tanto ω_n es una constante.

La solución general de la ec. 3.68 es, entonces,

$$\theta_n = \text{sen} \omega_n (t - t_n) \quad (3.70)$$

Salvo por un factor arbitrario que estará incluido en z_n . Aquí en t_n es arbitrario. La solución general de la ec. 3.69 es

$$z_n = A_n \text{sen} \frac{\omega_n}{v} (X - a_n) \quad (3.71)$$

En que A_n y a_n son arbitrarios. Sustituyendo las ecs. 3.70 y 3.71 en 3.67 se obtiene:

$$x = A_n \text{sen} \left[\frac{\omega_n}{v} (X - a_n) \right] \text{sen} [\omega_n (t - t_n)] \quad (3.72)$$

Esta forma describe el modo natural enésimo de vibración del sistema. La frecuencia circular natural correspondiente es ω_n , que junto con la constante a_n se determina en cada caso de manera que satisfaga las condiciones de frontera. La constante arbitraria A_n define la amplitud de vibración y t_n es un desfase arbitrario de tiempo. Las amplitudes y

desfasamientos de tiempo pueden determinarse de manera que satisfagan cualquier condición inicial de desplazamientos de velocidades que cumplan con las condiciones de frontera. (Newmark, 1971)

Método de la Viga de Cortante, no Uniforme, sin Amortiguamiento. En la deducción de la ec. (3.65) se supone que tanto k como m son constantes en toda la viga de corte. Cuando éste no es el caso, se encuentra

$$\frac{\partial x}{\partial X} = \frac{\partial k}{\partial X} \frac{\partial x}{\partial X} + k \frac{\partial^2 x}{\partial X^2}$$

Empleando el mismo razonamiento que se aplicó al deducir la ec. 3.65

$$m \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} - k' \frac{\partial x}{\partial X} - k \frac{\partial^2 x}{\partial X^2} = p \tag{3.73}$$

Donde $k' = \partial k / \partial X$. Se ve que la ecuación se aplica aún cuando m sea función de X , pero que la variación de rigidez por unidad de longitud requiere la adición del término $k' \partial k / \partial X$. Así sucede por ejemplo en una presa de gravedad. (Newmark, 1971)

Método de la Viga Cortante para una Presa. Si la sección real de la presa es remplazada por una base idéntica en ancho y altura, tal como se muestra en la Fig.3.17, el desplazamiento horizontal se puede calcular fácilmente con la ayuda del método de la viga cortante (Fig.3.18). En este método, sólo la deformación cortante horizontal de la presa se toma en cuenta. (Nota: hay que hacer notar que z es considerada desde la cresta)

Carga muerta supuesta para actuar horizontalmente

$$q_z = \gamma B_z dz = \gamma \frac{B}{H} z dz \tag{3.74}$$

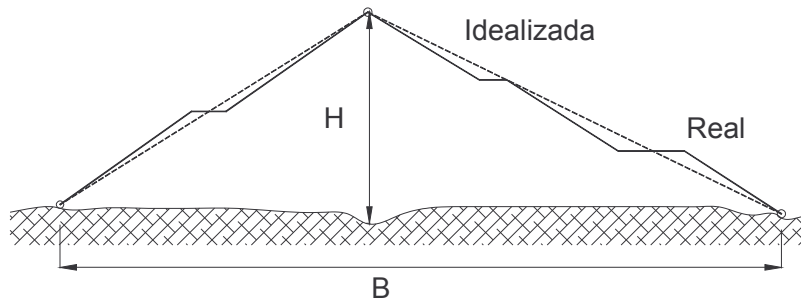


Fig. 3.17. Reemplazo de la presa real por una base.

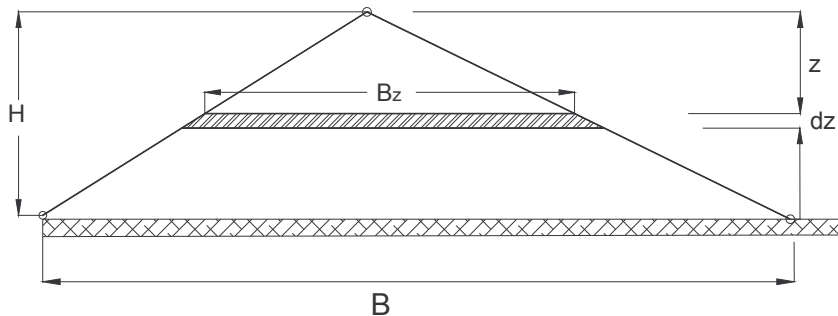


Fig. 3.18. Análisis de la presa por el método de la viga cortante.

La fuerza horizontal cortante

$$Q_z = \int_0^z q_z dz = \gamma \frac{B}{H} \int_0^z z dz = \gamma \frac{B}{H} \frac{z^2}{2} \quad (3.75)$$

Desplazamiento horizontal

$$Q_z = \int_0^z \frac{Q_z Q'_z}{GB_z} dz = \frac{\gamma}{2G} \int_0^z z dz = \frac{\gamma z^2}{4G} \quad (3.76)$$

Máximo valor para la cresta de la presa.

$$\max w = \frac{\gamma H^2}{4G}$$

Si un sismo de aceleración horizontal cuya respuesta $a_{Eh} < g$ actúa en lugar de la carga muerta, el desplazamiento horizontal en la cresta equivale a:

$$\max w^E = \frac{a_{Eh}}{g} \frac{\gamma H^2}{4G} \quad (3.77)$$

La presión de agua horizontal actuando en el corazón vertical es:

$$W = \frac{\gamma_w}{2} H^2 \quad (3.78)$$

Que causa el desplazamiento de la cresta:

$$\max w_0^W = \frac{\gamma_w (H - F)^2}{4G} \frac{H}{B} \quad (3.79)$$

Donde

F corona de la presa

Debido a que el material está sumergido en cara aguas arriba y este disminuye por la supresión

$$\gamma_a = \gamma - \gamma_w \quad (3.80)$$

El corazón de la presa encuentra menos resistencia en la cara aguas arriba más que en la cara aguas abajo. Por lo tanto el desplazamiento de la cresta aguas se da aproximadamente por la ecuación:

$$\max w^{\Delta E} = \frac{\lambda_0 (\gamma - \gamma_w) H^3}{4GB} \quad (3.81)$$

El desplazamiento resultante de la cresta (por la acción aguas abajo)

$$\max w^W = \max w_0^W - \max w^{\Delta E} \quad (3.82)$$

Disminuye por el desplazamiento de la cresta aguas arriba debido a la compresión del subsuelo y por la carga del embalse

IV.11 EJEMPLO NUMÉRICO DE UNA PRESAS DE GRAVEDAD

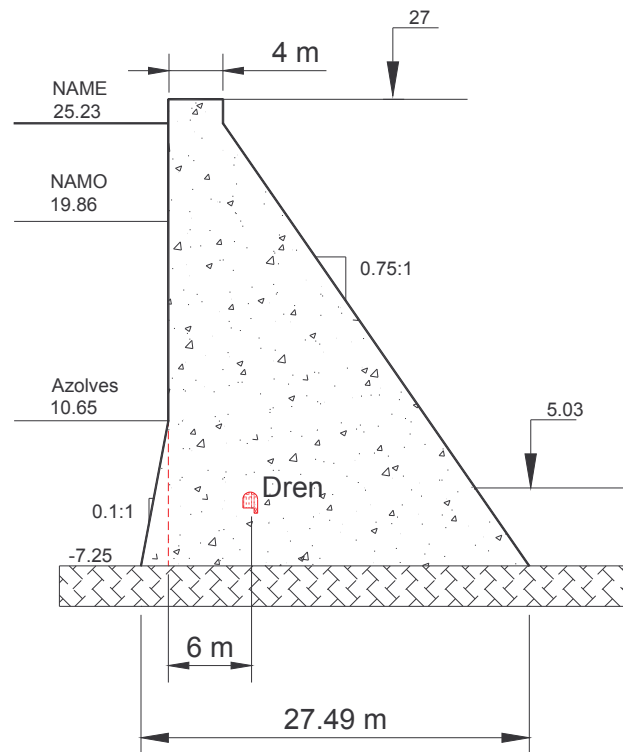
Es supone como ejemplo a analizar la estabilidad de la presa Ensenada; La sección propuesta se muestra en la figura 3.19 y es la sección máxima al desplante. Las condiciones de carga a analizar son:

a) Combinación usual de cargas

- Nivel de embalse al correspondiente de operación NAMO
- Peso propio y accesorios
- Carga hidrostática
- Subpresión (drenes operando)
- Carga de azolves

b) Combinación no usual de cargas

- Nivel máximo de agua NAME
- Peso propio y accesorios
- Carga hidrostática
- Subpresión (drenes operando)
- Carga de azolves



3.19. Niveles de análisis para una presa de gravedad.

CONDICIÓN USUAL DE CARGAS $H_{total} = 27.11$ m

De acuerdo con el nivel de análisis para la combinación usual de cargas, las cargas que actúan en la presa son las del inciso a. Tomando los valores de los factores de seguridad para el nivel de análisis correspondiente a una combinación de cargas usual, y de acuerdo con la tabla 3.1 se tiene que:

Compresión y tensión	3
Cimentación	4
Deslizamiento	3
Plano de debilidad (cimentación)	> 4

De acuerdo con la fig. 3.5 las fuerzas actuantes para una presa de gravedad son aplicables para la presa de Ensenada y de acuerdo con el nivel de análisis se muestran en la fig. 3.20.

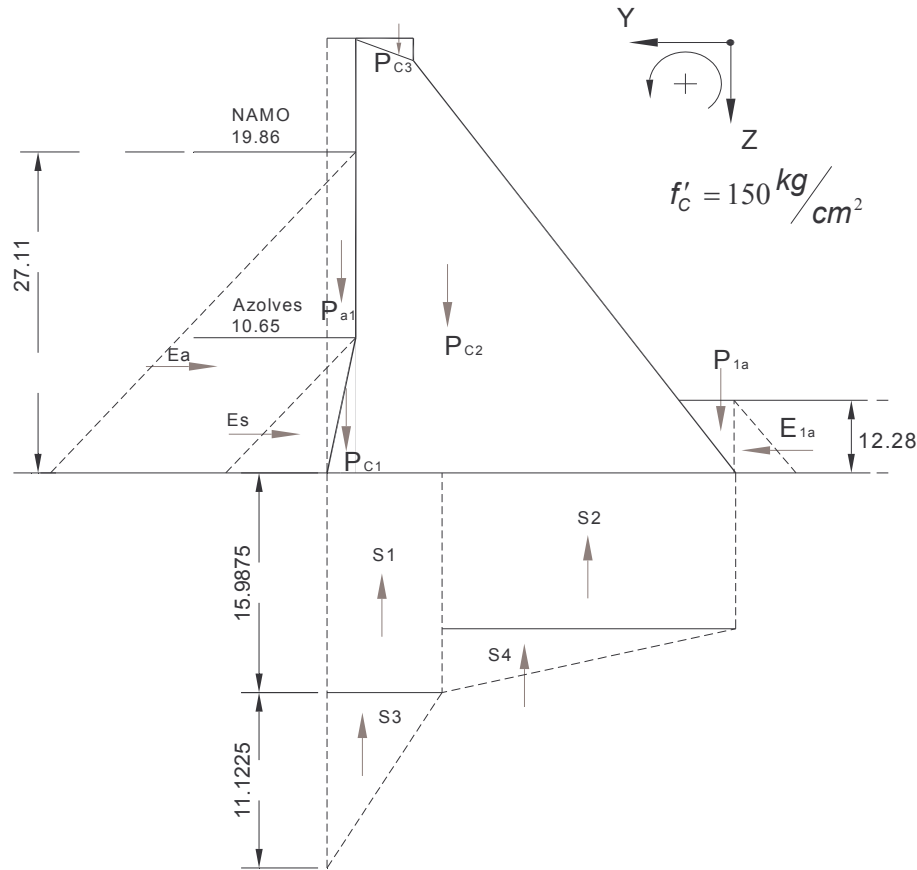


Fig. 3.20. Fuerzas actuantes en una combinación usual de cargas

Tomando como base la fig 3.20 se procede a evaluar las fuerzas actuantes a la estructura en dirección vertical, considerando un ancho unitario.

Obteniendo las cargas muertas que en este caso son debidas a la estructura y que para nuestro caso es concreto y tomando el valor del peso específico de 2.4 ton/m^3 se tiene:

$$P_{c1} = \frac{1.79 \times 17.9}{2} \times 1 \times 2.4 = 38.45 \text{ ton}$$

$$P_{c2} = \frac{(27 + 7.25) \times (27.49 - 1.79)}{2} \times 2.4 = 1056.27 \text{ ton}$$

$$Pc_3 = \frac{4^2}{2 \times 0.75} \times 1 \times 2.4 = 25.60 \text{ ton}$$

Determinando el peso del agua en dirección vertical que actúan sobre los taludes aguas arriba y aguas abajo se tiene que:

$$pa = \frac{[1.79 \times (19.86 - 10.65) \times \frac{1}{2} + 1.79 \times (10.65 - (-7.25)) / 2 \left(\frac{1}{3}\right)]}{1.79 \times (19.86 - 10.65) + 1.79 \times (10.65 - (-7.25)) / 2} \times 1 = 32.51 \text{ ton}$$

$$Pa^1 = \left[\frac{(5.03 + 7.25)^2 \times 0.75}{2} \right] \times 1 = 56.55 \text{ ton}$$

Evaluando la presión que ejerce el sedimento sobre la estructura y considerando que $\gamma_s = 0.92 \text{ ton/m}^3$ y utilizando la ec. 3.13 se tiene:

$$Ps = \frac{1.79 \times (10.65 + 7.25)}{2} \times 0.92 = 14.74 \text{ ton}$$

Obteniendo la reducción de drenes en la estructura se tiene al utilizar la ec. 3.12

$$S_{\text{linea}} = (1)(12.28) + 0.25(1)[(19.86 + 7.25) - 12.28] = 15.9875 \text{ ton/m}$$

De esta manera se evalúa la subpresión que actúa en la estructura

$$S_1 = 15.9875 \times (6 + 1.79) = 86.64 \text{ ton}$$

$$S_2 = 12.28 \times (27.49 - 7.79) = 241.92 \text{ ton}$$

$$S_3 = \frac{7.79 \times (27.11 - 15.9875)}{2} = 43.32 \text{ ton}$$

$$S_4 = \frac{(27.11 - 12.28) \times (27.49 - 7.79)}{2} = 146.075 \text{ ton}$$

Así mismo se obtienen las magnitudes de las fuerzas horizontales, tomando como referencia la fig. 3.20. De esta manera se determina el empuje hidrostático aguas arriba y aguas abajo

$$E_a = \frac{(27.11)^2}{2} \times 1 = 367.476 \text{ ton}$$

$$E_{1a} = \frac{(12.28)^2}{2} \times 1 = 75.399 \text{ ton}$$

Así mismo se determina el empuje debido al sedimento y tomando el valor del peso volumétrico de $\gamma_{\text{sat}} = 0.365 \text{ ton/m}^2$ y aplicando la ec. 3.15 se tiene que:

$$Es = 0.365 \times \left[\frac{(10.65 + 7.25)^2 \times 0.1}{2} \right] \times 1 \times \left(\frac{1 - \text{sen}84.2894^\circ}{1 + \text{sen}84.2894^\circ} \right) = 0.01 \text{ ton}$$

Así mismo se determinan los brazos de palanca, con respecto al talón de la cortina

$$X_{pc_1} = 13.745 - \frac{2}{3}(1.79) = 12.55 \text{ m}$$

$$X_{pc_2} = 13.745 - \frac{1}{3}(27.49 - 1.79) = 5.18 \text{ m}$$

$$X_{pc_3} = 13.745 - \left(\frac{2}{3}4 + 1.79\right) = 9.29 \text{ m}$$

$$X_{s_1} = 13.745 - \frac{1}{2}x7.79 = 9.85 \text{ m}$$

$$X_{s_2} = \frac{(27.49 - 6 - 1.79)}{2} - 13.745 = -3.90 \text{ m}$$

$$X_{s_3} = 13.745 - \left(\frac{1}{3}x7.79\right) = 11.15 \text{ m}$$

$$X_{s_4} = 13.745 - \left(\frac{1}{3}x(27.11 - 15.9875)\right) = -0.61 \text{ m}$$

$$Y_{Ea} = \frac{1}{3}x27.11 = 10.83 \text{ m}$$

$$Y_{E1a} = \frac{1}{3}x12.28 = 4.09 \text{ m}$$

$$Y_{Es} = \frac{1}{3}x17.9 = 5.97 \text{ m}$$

A manera de resumen se presenta la tabla 3.5 en donde allí mismo se determinan los momentos a los cual se encuentra sujeto la estructura.

	Fuerzas	Brazos	Momentos
Pc2	1056.27	5.18	5469.72
Pc3	25.60	9.29	237.78
Pc1	38.45	12.55	482.60
Pa	32.51	13.33	433.22
P1a	56.55	-10.68	-603.66
Ps	14.74	13.15	193.79
S1	-86.64	9.85	-853.45
S2	-241.916	-3.90	168.74
S3	-43.32	11.15	-1628.50
S4	-146.08	-0.61	89.35
Σ	706.16		
Ea	367.48	-10.83	-3978.54
E1a	-75.40	-4.09	308.63
Es	0.01	-5.97	-0.09
Σ	292.09		319.60

Tabla 3.5 Determinación de fuerzas y momentos.

Análisis de estabilidad.

Una vez determinadas las fuerzas actuantes y resistentes se procede a realizar la revisión por deslizamiento, de acuerdo con la ec. 3.10

$$Q = \frac{CA + (\sum N + \sum U) \tan \phi}{\sum H}$$

Donde: $C = 0.149f'_c = 0.149(150 \text{ kg/cm}^2) = 0.149 (1500 \text{ t/m}^2) \quad C = 223.5 \text{ t/m}^2$

$$A = 1\text{m} \times 27.49\text{m}^2$$

$$(\sum N + \sum U) = \sum F_v = 706.16 \text{ ton}$$

$$\tan \phi = 0.8 \text{ , (USBR)}$$

$$\sum H = \sum F_H = 292.0915 \text{ ton}$$

Sustituyendo los valores en la ec. se tiene que:

$$Q = \frac{223.5(27.49) + 706.16 \times 0.8}{292.0915} = 22.97$$

De manera que al comparar este valor con el mencionado en la tabla 3.1 se concluye que la estructura pasa por deslizamiento. $Q = 22.97 > 3$

Ya hecho el análisis por deslizamiento de la estructura se procede a hacer la revisión por volteo, el cual se ve reflejado en la tabla 3.6 cuales son las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes, los brazos de palanca ahora son con respecto al centro de gravedad, CG.

	Fuerzas Actuantes	Brazo de Palanca	Momento Actuante
E _a	367.48	9.04	3320.75857
E _s	0.01	5.97	0.08679174
S ₁	86.64	23.60	2044.37167
S ₂	241.92	9.85	2382.8726
S ₃	43.32	24.89	1078.43241
S ₄	146.08	13.13	1918.45823
	885.45		10744.9803
	Fuerzas Resistentes	Brazo de Palanca	Momento Resistente
P _{c2}	1056.27	18.92	19988.1493
P _{c3}	23.03	23.03	530.534444
P _{c1}	26.30	26.30	691.514678
Pa	32.51	27.07	880.017819
P _{1a}	56.55	3.07	173.606658
P _s	14.74	26.89	396.377075
E _{1a}	75.40	4.09	308.634059
	1284.79		22968.834

Tabla 3.6 Determinación de fuerzas actuantes y fuerzas resistentes.

De esta manera se procede a aplicar la siguiente definición del factor de seguridad para volteo, el cual no debe ser menor a la unidad.

$$F.S. = \frac{\sum M_R}{\sum M_A} = \frac{22968.834}{10744.98} = 2.14 > 1 \quad \text{No hay volteo.}$$

Ya realizada el análisis de estabilidad por volteo se procede a realizarse la revisión de tensiones en el talón de la sección, aplicando la ec. 3.45

$$\sigma_A = \frac{\sum F_v}{B} - \frac{6\sum M}{B^2}$$

De acuerdo con la tabla 3.6 se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \sum F_v &= 706.16 \text{ ton} \\ \sum M &= 319.6 \text{ t} \cdot \text{m} \\ B &= 27.49 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Sustituyendo en la ec. 3.45 se tiene que:

$$\sigma_A = \frac{706.16}{27.49} - \frac{6 \times 319.6}{(27.49)^2} = 23.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

De manera que el esfuerzo obtenido es $\sigma_A = 23.15 \text{ t/m}^2 > 0$ \therefore No hay tensiones en A.

Se procede a realizar una revisión por agrietamiento aplicando la ec.

$$\sigma_{zu} = p\gamma H - \frac{f_t}{F.S.}$$

Donde:

$$\begin{aligned} \gamma H &= 27.11 \times 1 = 27.11 \text{ t/m}^2 \\ P &= 0.4 \\ F.S. &= 3. \text{ Obtenido de la tabla 3.1} \\ f_t &= 0.05 \times 1.75 f'c = 0.05 \times 1.75 \times 1500 = 131.25 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Sustituyendo:

$$\sigma_{zu} = 0.4(27.11) - \frac{131.25}{3} = -32.906 \text{ t/m}^2$$

Revisando y considerando que el concreto resiste tensiones del 5 por ciento del $f'c$, $f_t = 0.05 \times 1500 = 75 \text{ t/m}$ por lo tanto no existe agrietamiento

Se considera que los esfuerzos permisibles se pueden determinar de acuerdo con las siguientes ecuaciones, de manera que los valores se muestran a continuación:

$$\sigma_C = \frac{0.45f'c}{F.S} = \frac{0.45(1500)}{3} \quad \sigma_C = 225 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_T = \frac{0.05f'c}{F.S} = \frac{0.05(1500)}{3} \quad \sigma_T = 25 \text{ t/m}^2$$

Una vez determinados los esfuerzos permisibles se procede a obtener los esfuerzos de los planos normales en planos horizontales y tomando los valores de la tabla 3.6 se tiene que:

$$\sigma_{zu} = \frac{\sum Fv}{B} - \frac{6\sum M}{B^2} \quad \sigma_{zd} = \frac{\sum Fv}{B} + \frac{6\sum M}{B^2}$$

Donde:

$$\sum Fv = 706.16 \text{ ton}$$

$$\sum M = 319.6 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$B = 27.49 \text{ m}^2$$

Sustituyendo

$$\sigma_{zu} = \frac{706.16}{27.49} - \frac{6(319.6)}{(27.49)^2} \quad \sigma_{zu} = 23.15 \text{ t/m}^2 \quad (\text{Aguas arriba})$$

$$\sigma_{zd} = \frac{706.16}{27.49} + \frac{6(319.6)}{(27.49)^2} \quad \sigma_{zd} = 28.225 \text{ t/m}^2 \quad (\text{Aguas abajo})$$

Una vez determinados los esfuerzos en planos horizontales se procede a obtener los esfuerzos cortantes de acuerdo con las ecs. 3.34 y 3.40.

$$\tau_{yzd} = \frac{-(P' \pm P'_E) + \sigma_{zd}}{\cot \phi_d} \quad \tau_{yzu} = \frac{(P \pm P_E) - \sigma_{zu}}{\cot \phi_u}$$

Donde:

P presión hidrostática + azolves.

P_E presión hidrodinámica por sismo (Para esta combinación no se toma en cuenta).

De esta manera se determina el peso debida al fluido y sedimentos tanto para aguas arriba como para aguas abajo.

$$P_{au} = \gamma H_u = 1 \times 27.11 = 27.11 \text{ t/m}^2 \quad Ps = \gamma_s h_s = 0.365 \times 17.9 = 6.53 \text{ t/m}^2$$

$$P = Pa + Ps = 33.64 \text{ t/m}^2 \quad \cot \phi_u = \frac{1}{0.1} = 10$$

$$P' = \gamma H_d' = 1 \times 12.28 = 12.28 \text{ t/m}^2 \quad \cot \phi_d = \frac{1}{0.75} = 1.33$$

Sustituyendo estos valores en las ecs. 3.34 y 3.40. se tiene que:

$$\tau_{yzu} = \frac{33.64 - 23.15}{10} = 1.049 \text{ t/m}^2 \quad \tau_{yzd} = \frac{-(12.28 + 28.225)}{1.33} = 11.99 \text{ t/m}^2$$

Una vez determinados los esfuerzos cortantes, se procede a obtener los esfuerzos normales en planos verticales de acuerdo con las ecs. 3.31 y 3.37

$$\begin{aligned}\sigma_{zu} &= (P \pm P_E) - \tau_{zyu} \tan \phi_u & ; & \quad \tau_{zyu} = \tau_{yzu} \\ \sigma_{zd} &= (P' \pm P'_E) + \tau_{zyd} \tan \phi_d & ; & \quad \tau_{zyd} = \tau_{zyd}\end{aligned}$$

De manera que al sustituir los valores se tiene que:

$$\begin{aligned}\sigma_{zu} &= 33.64 - 1.049 (0.1) = 33.535 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{zd} &= 12.28 + 11.99 (0.75) = 21.273 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Así mismo se procede a obtener los esfuerzos principales de acuerdo con la ec. 3.44.

$$\begin{aligned}\sigma_{1u} &= \sigma_{zu} \sec^2 \phi_u - (P \pm P_E) \tan^2 \phi_u \\ \sigma_{1d} &= \sigma_{zd} \sec^2 \phi_d - (P' \pm P'_E) \tan^2 \phi_d\end{aligned}$$

Sustituyendo:

$$\begin{aligned}\sigma_{1u} &= 23.15 \times 1.01 - 33.64(0.1)^2 = \underline{23.045 \text{ kg/cm}^2} \\ \sigma_{1d} &= 28.225 \times 1.5625 - 12.28(0.75)^2 = \underline{37.194 \text{ kg/cm}^2}\end{aligned}$$

De manera que aplicando la ec. 3.51 se obtienen los esfuerzos a los cuales estará sometida la estructura.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2}$$

Para el paramento aguas arriba se tiene que:

$$\sigma_{1,2} = \frac{23.15 + 33.535}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{23.15 - 33.535}{2}\right)^2 + (1.049)^2}$$

De manera que al comparar estos resultados con los permisibles se percata de que el diseño es adecuado.

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 33.64 < 225 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma_2 &= 23.045 < 25 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

Para el paramento aguas abajo se tiene que:

$$\sigma_{1,2} = \frac{28.225 + 21.273}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{28.225 - 21.273}{2}\right)^2 + (11.99)^2}$$

De manera que al comparar estos resultados con los permisibles se percata de que el diseño es adecuado.

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 37.23 < 225 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma_2 &= 12.265 < 25 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

CONDICIÓN INUSUAL DE CARGAS $H_{\text{total}} = 32.48 \text{ m}$, Véase Fig. 3.21.

Aplicando el mismo proceso, para el nivel de análisis anterior se tiene se procede a simplificar algunas fórmulas. En la tabla 3.7 se muestran las fuerzas que actúan en la cortina de la presa, así como los brazos de palanca y los momentos, cuya condición de cargas es inusual.

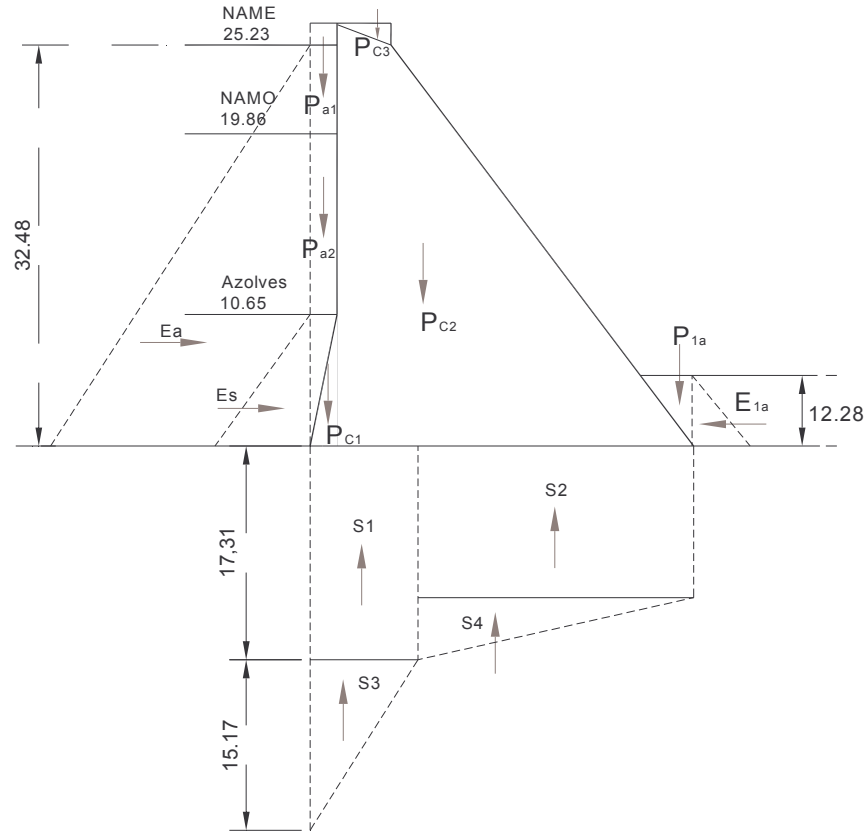


Fig. 3.20 Fuerzas actuantes al NAME

	Carga (Ton)	Z (m)	Y (m)	M actuante (ton.m)	M Resistente (ton.m)
Ea	-527.50	10.83		-5711.07	
Es	-219.00	5.97		-1306.70	
Pa1	26.10		26.60		694.13
Pa2	16.10		26.89		432.98
Ps	14.74		26.89		396.38
Pc1	38.45		26.30		1011.09
Pc2	1056.27		17.13		18097.43
Pc3	25.60		23.03		594.17
S1	-65.60		23.60	-1547.83	
S2	-290.30		9.85	-2859.46	
S3	-28.80		24.89	-716.93	
S4	-60.00		13.13	-788.00	
E1a	75.00	4.09			307.00
P1a	56.30		3.07		172.84
Ta	-83.87			-1122.31	
				-14052.29	21706.02

Tabla 3.7. Fuerzas actuantes al nivel del NAME y sus brazos de palanca.

$$\sum F_V = 788.9 \text{ ton}$$

$$\sum F_H = -755.37 \text{ ton}$$

Análisis de Estabilidad.

Realizando el análisis por volteo y comparando el resultado con el mostrado en la tabla 3.1 se tiene que:

$$\frac{\sum M_R}{\sum M_A} = \frac{21706.02}{14052.29} = 1.54 > 1 \text{ Es aceptable por volteo.}$$

Para el análisis por deslizamiento es necesario evaluar el factor de fricción cortante de manera que esta esta dado como:

$$f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2, \quad 0.129 f'_c = 129 \text{ ton/m}^2$$

Evaluando el factor por deslizamiento y comparando con el mostrado en la tabla 3.1 se tiene que.

$$Q = \frac{129 \times 27.49 + 788.9 \times 0.8}{755.37} = 5.53 > 4 \text{ Es aceptable por deslizamiento.}$$

Se realiza la revisión por Agrietamiento

$$N = 1233.56 \text{ ton}$$

$$\gamma_a h = 32.48 \text{ ton/m}_2$$

$$M = 3083.87 \text{ ton} \cdot m$$

$$B = 27.49m$$

$$V = 755.37 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{3}{2} \left[\frac{1233.56 \times 27.49 - 2 \times 3083.87 - 32.48(27.49)}{1233.56 - 32.48 \times 27.49} \right] = 14.079 \text{ m}$$

$$B - B_1 = 13.41 \text{ m}$$

$$f_{m\acute{a}x} = 32.48 + 2 \frac{1233.56 - 32.48 \times 27.49}{14.079} = 80.876 \text{ ton/m}^2 = 8.087 \text{ kg/cm}^2$$

Obteniendo el factor de fricción cortante y comparándolo con el mostrado en la tabla 3.1 se tiene que:

$$Q = \frac{129 \times 27.49 + (1233.56 - 32.48 \times 13.41) \frac{(80.876 - 32.48)}{2} \times 13.41}{755.37} = 5.32 \gg 1.5$$

Se establece que el diseño es aceptable.

Esfuerzos.

Una vez realizado el análisis de estabilidad se procede a la revisión de esfuerzos. En este caso aplicaremos el criterio anterior, pero con la variante de que no se considerará la subpresión, de manera que al obtener la sumatoria de fuerzas verticales y la suma de momentos se tiene que:

$$\sum F_V = 1233.56 \text{ ton}$$

$$M_{Talon} = 21706.02 \text{ ton} \cdot m$$

$$x = \frac{21706.02}{1233.56} = 17.60 \text{ m} \qquad X_{\text{centroidal}} = 17.60 - \frac{27.49}{2} = 3.85 \text{ m}$$

$$M_{\text{centroidal}} = 1233.56 \times 3.85 = 4749.21 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$M_H = 7833.08 \text{ ton} \cdot \text{m}$ Incluye el momento ocasionado por el agua, aguas abajo; momento por cargas horizontales

$M_F = 3083.87 \text{ ton} \cdot \text{m}$ Momentos sin considerar la subpresión; se considerará en el agrietamiento.

Considerando las siguientes características geométricas de la sección se tiene que.

$$A = 27.49 \text{ m}^2 \quad ; \quad \frac{B}{2} = 13.745 \text{ m} \quad I = 1731.2 \text{ m}^2$$

Se procede a la determinación de esfuerzos verticales en los extremos de la base.

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

$$\sigma = \frac{1233.56}{27.49} \pm \frac{3083.87}{1731.2} \times 13.745 = 44.87 \pm 24.48 \text{ ton/m}^2$$

De esta manera los esfuerzos agua arriba y aguas abajo son:

$$\sigma = 6.935 \text{ kg/cm}^2 \text{ aguas abajo}$$

$$\sigma = 2.039 \text{ kg/cm}^2 \text{ aguas arriba}$$

Realizando el mismo procedimiento, pero ahora considerando a la subpresión se tiene que:

$$M_t = -21706.02 + 14052.29 = -7653.73 \text{ ton} \cdot \text{m} \text{ (momento en el talon)}$$

$$N = 788.85 \text{ ton} \text{ incluyendo la subpresion}$$

$$x = \frac{7653.73}{788.85} = 9.7 \qquad X_{\text{centroidal}} = 9.7 - \frac{27.48}{2} = -4.038 \text{ m}$$

$$M_N \text{ centroidal} = 1233.56 \times 4.038 = 4980.63 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Así mismo de determinan los esfuerzos aplicando la fórmula de la escuadría de manera que al evaluar se tiene:

$$\sigma = \frac{788.85}{27.49} \pm \frac{4980.63}{1731.2} \times 13.475 = 28.696 \pm 38.77$$

De esta manera los esfuerzos agua arriba y aguas abajo son los siguientes:

$$\sigma = -10.074 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 67.46 \text{ ton/m}^2$$

Se procede a realizar la revisión de esfuerzos normales en la base

$$\Sigma F_v = 1233.56 \text{ ton} \qquad \Sigma M = 3083.87 \text{ ton} \cdot \text{m} \qquad B = 27.49 \text{ m}$$

$$\sigma_{zu} = \frac{1233.56}{27.49} - \frac{6 \times 3083.87}{(27.49)^2} = 20.39 \text{ ton/m}^2 = \underline{2.039 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma_{zd} = \frac{1233.56}{27.49} + \frac{6 \times 3083.87}{(27.49)^2} = 69.36 \text{ ton/m}^2 = \underline{6.936 \text{ kg/cm}^2}$$

Se realiza la revisión de los esfuerzos cortantes, tanto para aguas arriba como para aguas abajo.

$$\text{Para } 0.75 : 1; \phi_d = \text{ang tan } 0.75 = (36.87)^\circ$$

$$\text{Para } 0.1 : 1; \phi_u = \text{ang tan } 0.10 = (5.711)^\circ$$

$$\Rightarrow \sigma_{zd} = (P' \pm P_E) + \tau_{yzd} \cot \phi \quad \text{y} \quad \sigma_{zu} = (P \pm P_E) - \tau_{yzu} \cot \phi$$

Determinando la presión ejercida sobre la estructura en ambos paramentos.

$$P = 32.48 \text{ t/m}^2 = 3.248 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Aguas arriba}$$

$$P' = 12.28 \text{ t/m}^2 = 1.228 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Aguas abajo}$$

Sin considerar la posibilidad de sismo:

$$\tau_{yzd} = \frac{\sigma_{zd} - P'}{\cot \phi_d} = (6.936 - 1.228)0.75 = \underline{4.281 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tau_{yzu} = \frac{\sigma_{zu} - P}{\cot \phi_u} = -(2.039 - 3.248)0.1 = \underline{0.121 \text{ kg/cm}^2}$$

Evaluando los esfuerzos normales en planos verticales se tiene que.

$$\sigma_{yu} = (P \pm P_E) - \tau_{yzu} \tan \phi_u = 3.248 - 0.121 \times 0.1 = \underline{3.2359 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma_{yd} = (P' \pm P'_E) + \tau_{yzd} \tan \phi_d = 1.228 + 4.281 \times 0.75 = \underline{4.4387 \text{ kg/cm}^2}$$

Obteniendo los esfuerzos principales.

$$\sigma_{IU} = \sigma_{zu} \sec^2 \phi_u - (P \pm P_E) \tan^2 \phi_u$$

$$\sigma_{IU} = 2.039 \times 1.01 - 3.248(0.1)^2 = \underline{2.027 \text{ kg/cm}^2} \quad \text{Aguas arriba}$$

$$\sigma_{Id} = 6.936 \times 1.5625 - 1.228(0.75)^2 = \underline{10.14675 \text{ kg/cm}^2} \quad \text{Aguas abajo}$$

IV.12 VERTEDORES, DESAGÜES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.

Las presas requieren ciertas estructuras e instalaciones complementarias para realizar sus funciones operacionales en forma segura y efectiva. En particular, debe tenerse en cuenta el paso seguro de las creencias extremas, el vaciado controlado y la descarga de agua en cumplimiento de los propósitos del embalse. Los vertedores y las obras complementarias son, por tanto, obras esenciales. Otras instalaciones complementarias se incorporan cuando sea necesario para el propósito de la presa y de acuerdo con su tipo.

Vertedores. La función principal de un vertedor es derramar el agua excedente del embalse y evitar la inundación aguas abajo para prevenir el daño y una posible falla en la presa. Los

vertedores son clasificados como controlados (compuerta) o no controlado (sin compuerta). Los vertedores de exceso (tipo arco) son usualmente asociados con las presas de gravedad de concreto. Otros tipos de vertedores como cubetas de lanzamiento y túneles también son usadas pero para estructuras pequeñas, esto puede ser variado según sea el propósito de la presa.

El perfil de vertedor es regido en su parte superior por las consideraciones hidráulicas requeridas para su estabilidad. La superficie aguas abajo del vertedor en donde termina la sección en tanque amortiguador o una cubeta disipadora de energía, depende principalmente de la naturaleza del sitio y las condiciones de aguas abajo. El diseño del vertedor incluirá la estabilidad y el análisis de esfuerzos internos y el rendimiento de la estructura.

Las cargas dinámicas que ocurren en el disipador de energía incluirán el impacto directo, las cargas vibratorias de la turbulencia, el flujo multidireccional y la deflexión hidráulica, la erosión de superficie para altas velocidades y escombros, y la cavitación. Al final del disipador aguas abajo deben contener protección suficiente contra la socavación debido a la turbulencia y los torbellinos. (USACE, 1995)

Obras de Toma. Las obras de toma para presas de concreto son conductos o compuertas a través de la masa de una estructura tomada sobre la superficie aguas arriba, las compuertas o válvulas para el control, y disipador de energía sobre la superficie aguas abajo. Múltiples conductos son provistos debido a economía y flexibilidad operativa en controlar un amplio rango de alivio. Los conductos están frecuentemente ubicadas en la línea central de los bloques y descargan en el vertedor sobre un tanque amortiguador.

Las obras de toma ubicadas en los bloques de la cortina requerirán un disipador de energía distinto. Todos los conductos podrían estar en el nivel inferior, o algunos podrían estar ubicados en un nivel superior para reducir presión sobre compuertas, tener en cuenta una futuro retención de sedimentos, o controlar la calidad y la temperatura del agua río abajo.

El diseño, el tamaño, y forma de las obras de toma son basada en requisitos hidráulicos e hidrológicos, planes de regulación, economía, condiciones topográficas del sitio, operación y mantenimiento son necesarios, y la interrelación entre el plan de construcción y otras estructuras adjuntas. Los conductos pueden proveer el desalojo del embalse, regulación del flujo para el control de inundaciones, caídas de emergencia, la navegación, ambiental, la irrigación, abastecimiento de agua, mantener el flujo río abajo mínimos y la calidad del agua, o para propósitos múltiples. Los conductos de baja intensidad se usan para ayudar el desalojo del embalse para la calidad del agua y es a veces deseable el paso de sedimentos (USACE, 1995).

Galerías Internas y Pozos. Un sistema de galerías, grutas, y socavones son necesarios en el cuerpo de la presa para proporcionar medios de acceso, así como el espacio suficiente para la instalación, operación y mantenimiento de accesorios y servicios. Las consideraciones principales en el convenio de aperturas en la presa son su utilidad funcional y eficiencia y su ubicación con respecto al mantenimiento integral de la estructura.

Tratamiento en galerías de drenaje. Una galería para tratamiento de la cimentación se desarrollará en toda la longitud de la presa. También servirá como tubería principal para la recolección de filtración de los socavones de drenaje de la cimentación, y de los socavones

de drenaje interiores. La ubicación de la galería debe estar cerca de la superficie río arriba y tan cerca de la superficie de roca como sea posible para proveer la reducción máxima en la subpresión total.

Una distancia mínima de 1.5 m debe ser mantenido entre la superficie de la cimentación y el piso de la galería y entre la superficie río arriba y la galería pared río arriba. Ha sido práctica usual proporcionar el tamaño de las galerías de 1.5 m de ancho por 2.0 m de altura. La experiencia indica que estas dimensiones deben incrementarse para facilitar la perforación y las operaciones de tratamiento. Donde prácticamente, el ancho debe ser incrementado a 1.8 a 3.0 m y la altura a 2.0 m. Un canal debe proveerse a lo largo de la pared aguas arriba de la galería donde la línea de socavones del tratamiento es situada para llevar el agua de la perforación y escoria. Un canal debe situarse a lo largo de la pared de la galería aguas abajo para llevar el flujo de las tuberías de drenaje. La galería es organizada como a series de trayectos horizontales y tramos de escalones.

Túneles de Compuertas y Galerías de Acceso. Los túneles de compuertas están ubicados directamente sobre el servicio y las compuertas de emergencia. Estos túneles deben dimensionarse para acondicionar las compuertas del montacargas al mismo tiempo que el equipo mecánico y eléctrico, y deben suministrar el suficiente espacio para el mantenimiento. Las galerías de acceso deben ser del tamaño suficientes para permitir el paso del componente mayor de las compuertas y los montacargas así como el equipo requerido para el mantenimiento. (USACE, 1995)

Desviación de Ríos. Esta medida es necesaria para permitir que la construcción se ejecute en condiciones secas. El túnel de desagüe puede adaptarse temporalmente para dicho propósito durante la construcción, y después emplearse como una estructura de descarga cuando la presa esté completa. Si no existe tal túnel de capacidad adecuada, es necesaria tomar medidas alternativas adicionales, que pueden involucrar la construcción de ataguías temporales aguas arriba o aguas abajo o, en el caso de presas de concreto, omitir un bloque para dejar una brecha temporal o túnel a través de la estructura.

Juntas de Contracción y Construcción. Para el control de la formación de grietas en el concreto, las juntas transversales verticales pueden ser espaciadas uniformemente a través del eje de la presa a aproximadamente a 15 m de separación. En donde la casa de maquinas forma parte integral de la presa y el espaciado de las unidades es mayor a esta dimensión, será necesario incrementar el espaciado de los bloques y ajustar el espaciado de las juntas en la casa de maquinas. En la sección del vertedor, la compuerta y el tamaño del muelle y otros requisitos son un factor en la determinación del espaciado de las juntas de contracción.

La ubicación y el espaciado de las juntas de contracción deben ser controlados por las características físicas del sitio de la presa, los detalles de las estructuras adjuntas, los resultados de estudios de temperatura, los métodos y la razón de colocación, y la posible capacidad de la planta de mezclado del concreto. Las discontinuidades repentinas a lo largo del perfil de la presa, los cambios de materiales, los defectos en los cimientos, y la ubicación de las características como obras de toma que también influirán en la localización de las juntas. Además, los resultados de estudios térmicos suministrarán las limitaciones para la seguridad sobre el espaciado de las juntas en los bloques para evitar el agrietamiento debido a temperaturas inducidas en forma excesiva. Las juntas son verticales y normales al eje, y se extienden continuamente a través de la sección de la presa. Las juntas son construidas con

el propósito de que no exista unión entre bloques adyacentes para garantizar la libertad de cambio volumétrico de bloques individuales.

Las juntas de construcciones horizontales o casi horizontales (juntas de elevación) serán espaciadas a dividir la estructura en unidades activas convenientes y controlar el procedimiento de construcción con el propósito de regular los cambios de temperatura. Una típica elevación es de 1.5 m que constará de tres capas de 0.5m, o 2.30 m que constarán de cinco capas de 0.46 m. Donde es necesario medir el control de temperatura, el grosor de las capas puede ser limitado a 0.76 m en ciertas áreas de la presa. La mejor altura de las capas puede ser determinada por la capacidad de producción del concreto y los métodos de colocación. (USACE, 1995)

Puente en la Sección del Vertedor. Los puentes son provistos a través del vertedor de la presa como medio del acceso al tráfico ordinario y automovilístico entre las secciones de no vertido; proporciona acceso o soporte para las operaciones de maquinaria para las compuertas; o, generalmente, desempeñan ambos propósitos. En el caso de vertedores sin control y la falta del tráfico vehicular, el acceso entre las secciones de no vertido puede ser proveído por un puente pequeño de acceso o escaleras y una galería debajo del vertedor.

Los materiales usados en el diseño y construcción del puente deben ser seleccionados basándose en gastos del ciclo de vida y requisitos funcionales. Pisos, márgenes, y parapetos deben ser de concreto reforzado. Las columnas y vigas podrían ser de acero estructural, de concreto reforzado colado en sitio o precolado, o concreto preesforzado. (USACE, 1995)

Pilas en el Vertedor. Para vertedores no controlados, funcionan como soportes para el puente. Vertedores controlados, los muelles también contendrán el anclaje y las ranuras para las compuertas y podrán soportar montacargas fijos para las compuertas. Los muelles están generalmente ubicados en medio del bloque, y el ancho de muelle es determinado por el tamaño de las compuertas, el ancho medio esta entre 2.5 y 5 m. Debido a que cada pila sostiene una compuerta en cada lado, las siguientes condiciones de carga del muelle deben ser investigadas:

Caso 1 ambas compuertas cerradas y agua al máximo de las compuertas.

Caso 2 una compuerta cerrada y otra puerta abierta con el agua al máximo de la compuerta cerrada.

Caso 3 una compuerta cerrada y otra abierta con mamparas en su lugar y agua al máximo de la compuerta cerrada.

El esfuerzo máximo horizontal se presenta en los casos 1 y 3 en forma normal al eje de la presa y al momento por volteo mayor en dirección aguas abajo. El caso 2 resulta en esfuerzo cortante horizontal bajo y momento por volteo aguas abajo, pero, además, el muelle tendrá un momento lateral debido a que el agua que fluye a través de la compuerta abierta y cuando la maquinaria levanta una compuerta cerrada. El esfuerzo cortante en el plano horizontal también será introducido por la reacción que actúa en la compuerta cerrada sobre el muelle. Cuando las compuertas se dañan con inclinación y se usan marcos, los casos 2 y 3 presenta la condición de la componente lateral de la presión sobre las uniones como una carga sobre un lado del muelle además de las cargas aplicadas antes mencionadas (USACE, 1995).

CAPITULO IV

PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO (CCR).

INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se presentan los antecedentes de las presas de Concreto Compactado con Rodillo, (CCR), así como su evolución el transcurso de los años. Se presentan las ventajas que tienen frente a otros tipos de presas, así como sus beneficios, tanto económicos como de tiempo de colocación del CCR que dependen del equipo que se utiliza y optimización de la mezcla del CCR y, por tanto, de la continuidad de la operación de colocación del concreto, lo cual a su vez, requiere que detalles del diseño (galerías, tuberías internas, etc.) interfieran con el vaciado continuo.

OBJETIVO

1. Precisar la diferencia entre una presa de concreto convencional y una presa de Concreto Compactado con Rodillo, (CCR).
2. Identificar las ventajas que presenta la construcción de una presa de Concreto Compactado con Rodillo frente a otros tipos de presas.

V.1 ANTECEDENTES.

La primera presa construida enteramente en concreto compactado con rodillo (CCR) se terminó a mediados del año de 1982 en Willom Creek (EEUU). En realidad las ventajas del CCR han provocado que para el día de hoy, se hayan terminado con éxito más de 230 presas en el planeta, es decir, cerca de 12 presas por año.

Esta inusual acogida por nuevas tecnologías en el ámbito de la construcción se debe principalmente a que el Concreto Compactado con Rodillo (CCR) ha demostrado ser capaz de mantener con éxito una sección de presa cada vez más esbelta, cumpliendo los requerimientos estructurales y de impermeabilidad. Igualmente el menor volumen de las presas en CCR, con respecto a las tradicionales presas de tierra o núcleo de arcilla y cara en enrocado, está relacionado con un ahorro importante en las cantidades de materiales, menor tiempo de construcción, menores longitudes de obras de desviación etc. Como vemos, nos encontramos sin que nos hubiésemos percatado, en medio de una tecnología en plena expansión donde parece, aún resta mucho por decir.

Desde Willow Creek en 1982 y hasta 1992, las presas en CCR se habían mantenido en un promedio de 50 m y permanecieron durante esos 10 años cumpliendo dicha elevación. A partir de 1995 la altura de la presas creció al mismo ritmo que la confianza de los diseñadores. De esta forma en los últimos años las presas que sobrepasaron los 100 metros ya pasaron de la decena. Las presas más altas del mundo de CCR actualmente construidas se encuentran en Colombia (Miel I 196 m) y Japón (Miyagase 156 m).

Esta tecnología rebasará para los próximos 2 años la barrera de los 200 metros con la culminación de la presa Longtang en China, país que si duda lleva la vanguardia en la construcción y estudio en CCR. Hoy día en México está en proceso la construcción de una presa de control de crecientes, la presa Amata; este proyecto se encuentra ubicado en el estado de Sinaloa en el km. 60 de la carretera Culiacán-Mazatlán, 16 Km. aguas arriba sobre el lecho del Río San Lorenzo. El proyecto Amata (Culiacán-Sinaloa) aparece dentro de este contexto como una estructura de baja altura y volumen, diseñada como las primeras estructuras de CCR. Las condiciones atmosféricas en que se construye, hacen que el concreto sea especialmente sensible a pérdidas de manejabilidad.

V.2 GENERALIDADES

El diseño de presas de gravedad de CCR es similar a una estructura de concreto convencional. La diferencia consiste en los métodos de construcción, el diseño de la mezcla de concreto y detalles de distribución de las estructuras. La construcción de presas de CCR es un concepto nuevo y económico. Las ventajas económicas son el alcanzar una rápida colocación, usando técnicas de construcción similares a las empleadas en los terraplenes de presas (USACE, 1995).

El CCR es relativamente en seco, pobre, sin revenimiento dado que los materiales que contiene el concreto son materiales finos y ásperos que se consolidan por vibración externa, usando vibradores de rodillo y otros equipos pesados. En las condiciones de endurecimiento, las propiedades de CCR son similares a las del concreto convencional. Para una consolidación efectiva, el CCR debe de estar relativamente seco para soportar equipo de construcción pesado, pero debe tener una consistencia húmeda la cual permitirá una adecuada distribución en toda la masa durante el proceso de mezclado y vibración, lo cual lleva a conseguir la compactación necesaria del CCR y la prevención de la segregación

indeseable. La consistencia requerida tiene un efecto directo en la dosificación de la mezcla. (USACE, 2000)

Cabe indicar que en los primeros, el nombre de concretos compactados se reserva para las mezclas con un contenido de cemento del mismo orden que el de los concretos vibrados para pavimentos, entre 280 y 330 kg/m³ habitualmente, mientras que aquéllas con dosificaciones más reducidas reciben diversas denominaciones: gravas cemento, concretos magros, bases tratadas con cemento, etcétera. Por el contrario, en las presas se incluyen bajo el término de concretos compactados todos los tipos de mezclas, tanto los de mayor como los de menor dotación de conglomerante. En ambos casos se trata, en definitiva, de obtener unos materiales que una vez endurecidos presenten características similares a las de los concretos convencionales vibrados, pero en cuya puesta en obra puedan utilizarse los equipos y métodos de construcción de terraplenes y presas de materiales sueltos (motoniveladoras, rodillos, etc.), cuyo rendimiento es muy superior a la ejecución con cimbra.

No obstante, los concretos compactados para pavimentos muestran unas diferencias muy marcadas respecto a los empleados en presas: a aquellos se les exige, por ejemplo, que una vez compactados cumplan unas exigencias de regularidad superficial que son irrelevantes en las presas; mientras en estas últimas se imponen unas condicionantes de impermeabilidad, tanto del material en sí, como de las uniones entre las distintas capas, que carecen de importancia en los pavimentos. Por ello, ambas aplicaciones deben analizarse por separado.

Conglomerantes. Empleo de aditivos en el CCR, en la mayor parte de las presas de CCR construidas hasta la fecha se ha utilizado cenizas volantes de bajo contenido de cal. Hay que indicar, por otra parte, que en las presas de CCR la proporción de adiciones, y en especial la de cenizas volantes de bajo contenido de cal, ha sido notablemente más elevada que en las de concreto vibrado tradicional. De esta forma, en paralelo con el desarrollo del CCR, se ha llegado a una mejor comprensión del comportamiento de las adiciones en el concreto, debido principalmente al alto contenido de las mismas.

Haciendo uso de esta experiencia, se pueden diseñar los conglomerantes utilizados en el CCR para optimizar el comportamiento tanto del cemento como de la adición. Este último no debería ser considerado un sustituto del cemento, sino un componente aparte valioso por sí solo y con sus propias propiedades particulares. El empleo de adiciones en el conglomerante del CCR no sólo presenta ventajas de tipo económico, sino que tiene como consecuencia un fraguado más lento, lo que a su vez se traduce en un plazo mayor para compactar el material y facilitar la unión entre capas, y en un calor de hidratación más reducido. (Jofre, C. & Fernández R., 2003)

Otros tipos, como las escorias granuladas de alto horno, únicamente se han utilizado en dos casos. Hay que destacar que en ambos la mezcla del cemento y la puzolana se realizó en fábrica. En las restantes realizaciones, con una sola excepción, el cemento y la puzolana se mezclaron en obra. Por el contrario, en otros países la falta de adiciones adecuadas ha obligado a la utilización de materiales menos idóneos, como son las cenizas volantes de alto contenido de cal empleadas en la presa Platanovryssi (Grecia, altura 95 m, volumen de CCR 420,000 m³), finos manufacturados de presas brasileñas. (Jofre, C. & Fernández R., 2003)

Combinaciones De Puzolanas. Algunas presas francesas de CCR se han construido utilizando conglomerantes que son una combinación de puzolanas (escoria granulada de alto horno, ceniza volante de alto contenido de cal y filler calizo) sin cemento Pórtland. Cabe

indicar que Francia es un país muy avanzado en el aprovechamiento de subproductos industriales y en el desarrollo de este tipo de conglomerantes, los cuales son muy empleados también en obras de carreteras, para la estabilización de explanadas y la ejecución de subbases y bases compactadas con rodillo.

Finos Manufacturados. Los finos manufacturados se han empleado en algunos países como un filler/ puzolana. Se desarrollaron inicialmente en Brasil, donde hay escasez de puzolanas y donde las presas pueden proyectarse para resistir una tracción muy reducida o inexistente, pues no hay cargas dinámicas. Estos finos han dado buenos resultados en este entorno particular, pero no es probable que sean económicos donde haya una fuente de puzolanas normales a un costo razonable. (Jofre, C. & Fernández R., 2003)

V.3 TIPOS DE PRESAS DE CCR.

A partir de los años setenta, la evolución del concepto de presa de concreto compactado ha seguido varias vías diferentes:

- Presas De Mezclas Pobres, con un contenido en pasta de 70 a 100 kg/m³, y con colocación de mortero de retorta entre capas. La presa de Willow Creek (Estados Unidos), finalizada en 1982. Varias presas brasileñas, como la de Jordao, 1996 (85 kg/m³ de conglomerante), han sido construidas con este tipo de mezclas;
- Presas De Alto Contenido De Pasta, con dosificaciones de conglomerante entre 150 y 270 kg/m³, con una alta proporción de cenizas volantes. Ejemplos: Upper Stillwater (Estados Unidos, 1987), con más de un millón 125 mil m³ de concreto y una dosificación de 247 kg/m³ de conglomerante; Rialb (España, 2000), con 200 kg/m³, Beni Haroun (Argelia, 2000), con 225 kg/m³. En general, todas las presas españolas de concreto compactado en servicio en 1995 se encuentran dentro de esta categoría.
- Presas De Contenido Medio De Pasta, con dosificaciones intermedias, entre las de los dos grupos anteriores. La presa de Les Olivettes (Francia, 1987), con 130 kg/m³ de un cemento especial), o San Rafael (México, 1994), con 108 kg/m³ de conglomerante, son realizaciones de este tipo.

A estas categorías habría que añadir otras dos: las denominadas Roller Compacted Dams (RCD), concepto seguido en las presas japonesas, y las presas hard-fill.

- La diferencia de Las Presas RCD con las anteriormente mencionadas no está en la dosificación de conglomerante (hasta el momento ha oscilado entre 120 y 130 kg/m³), sino esencialmente en los paramentos, que son de concreto vibrado tanto aguas arriba como aguas abajo, y en el método de puesta en obra. Se extienden espesores de 50-100 cm en diferentes subcapas, que se compactan de una sola vez, en lugar de hacerlo con cada una de las subcapas. Antes de realizar la compactación, se practican cortes en el concreto fresco cada 15 m, empleando un cuchillo vibrante, en los que se insertan inductores de grietas. La presa de Shimajigawa (1980) constituyó la primera aplicación de dicha técnica, con la que se han ejecutado hasta el momento más de una docena. El ejemplo más notable es la presa de Gassan (2001), con un volumen total de un 160 mil m³ entre concreto compactado y convencional.
- Las Presas Hard-Fill están constituidas por un núcleo de materiales granulares estabilizados con cemento, protegido por un paramento de concreto vibrado, a las que se da una forma especial, con taludes 0,5:1 (H:V), para evitar que se produzcan tensiones incluso en las condiciones dinámicas más severas. Con ello, esta forma de presa resulta

muy adecuada para un emplazamiento donde haya condiciones de cimentación relativamente débiles y la carga dinámica sea importante.

El cambio producido desde el CCR magro de bajo contenido de conglomerante, de las primeras presas de este tipo hasta el CCR, de contenido más elevado de conglomerante de la obra más recientes parece haberse estabilizado, y desde 1992 la proporción de presas construidas de acuerdo con las diferentes filosofías de diseño ha permanecido relativamente estable, tal y como se indica a continuación:

- Presas de CCR de alto contenido en pasta (contenido de conglomerante 150 kg/m³), 47.92 por ciento
 - Presas de CCR de contenido medio en pasta (contenido de conglomerante entre 100 y 149 kg/m³), 19 por ciento.
 - Presas RCD (como las construidas en Japón), 16.72 por ciento.
 - Presas de CCR de bajo contenido en pasta (contenido de conglomerante 99 kg/m³), 12.9 por ciento
 - Presas hard-fill 1.5 por ciento Se ha producido por tanto una evolución desde las presas de CCR de bajo contenido en pasta construidas a principios de los ochenta hacia las presas de CCR de contenido de pasta medio y alto. Las razones de la misma parecen ser cuatro.
- 1) Un mayor conocimiento del comportamiento del CCR. Como consecuencia de los ensayos llevados a cabo sobre testigos tomados de presas, finalizadas con diferentes tipos de CCR, se ha visto que se puede obtener un excelente comportamiento mediante el uso de contenidos de pasta elevados. Con ello, ha ido creciendo la confianza en el material.
 - 2) El aumento en el tamaño de las presas de CCR. Como consecuencia del tamaño creciente ha surgido la necesidad de mejores propiedades. Los CCR magros han mostrado un comportamiento in situ bastante inferior en cuanto a cohesión y resistencia a la tracción directa que los CCR de contenido elevado en pasta, a los que se atribuye, por ejemplo, el buen comportamiento de las presas españolas.
 - 3) El cambio en la utilización en las presas de CCR. Sólo unas pocas de las primeras presas de CCR se empleaban para producción de electricidad. A finales de los ochenta y comienzos de los noventa se empezaron a utilizar más presas de CCR con esta finalidad, en la cual el agua tiene que ser almacenada en todas las circunstancias. Esto requiere una mejora en la impermeabilidad del material y una confianza en esa impermeabilidad.
 - 4) Economía. Debido a la mejora de las propiedades del CCR de alto contenido en pasta, con respecto a las de CCR magro, la sección transversal de una presa de gravedad puede reducirse, especialmente en aquellas zonas donde haya actividad sísmica. A pesar del mayor costo del material, se ha comprobado que el costo total (es decir, volumen x por costo unitario del material, junto con la cimbra de paramentos, etc.) de una presa de CCR de alto contenido en pasta es frecuentemente más reducido que el de una presa equivalente de CCR magro con coeficientes de seguridad similares.

Parece haber una clara separación de las diferentes filosofías de diseño de las presas de CCR. Así, las RCD se han utilizado casi exclusivamente en Japón; mientras en lo que se refiere a las de bajo contenido en pasta, una proporción importante de las mismas se encuentra en Brasil, donde se ha puesto a punto un método adecuado para las condiciones particulares del país, en el que las cargas dinámicas son pequeñas o inexistentes y las

puzolanas escasas. Las presas de CCR de alto contenido en pasta son las más usadas. (Jofre, C. & Fernández R., 2003)

V.4 VENTAJAS DE LAS PRESAS DE CCR.

La amplia aceptación de las presas de concreto compactado se explica por las grandes ventajas de esta técnica, algunas de las cuales se mencionan a continuación.

Frente a las presas de concreto convencional:

- a. Mayor ritmo de construcción (puede llegar de 2 a 2.5 m cada semana).
- b. Utilización a gran escala de equipos convencionales (dumpers, bulldozers, rodillos); como consecuencia de lo anterior, un costo más reducido.
- c. Extensión por capas de espesor reducido, por lo que se aumenta la seguridad de la obra, al disminuir los desniveles. El mismo efecto tiene la menor importancia de los trabajos de cimbrado.
- d. Menor impacto ambiental, al no precisar realizarse excavaciones en las laderas para los blondines. (Jofre, C. & Fernández R., 2003)

Frente a las presas de materiales sueltos:

- a. Acortamiento del plazo de ejecución, al colocarse con ritmos similares volúmenes mucho más reducidos (relación 1:4);
- b. Aliviadero sobre la presa.
- c. Conductos de desagüe y tomas más cortos. Torre de toma adosada a la presa y no exenta.
- d. Desvíos más cortos durante la construcción;
- e. Como consecuencia de lo anterior, se establece un costo de ejecución comparable.
- f. Menor impacto ambiental, ya que la menor cantidad de materiales requerida conlleva una disminución de los problemas de tránsito, producción de polvo y cicatrices en las zonas de préstamos;
- g. Soporte de avenidas o vertidos no sólo en servicio, sino también durante la fase de construcción. (Jofre, C. & Fernández R., 2003)

Esta última característica pudo comprobarse de forma fehaciente durante la ejecución de la presa de Santa Eugenia, en el norte de España. En diciembre de 1987, con media presa levantada, ésta soportó dos grandes avenidas que arrastraron varios cientos de metros aguas abajo la maquinaria que no había podido ser retirada, sin que el cuerpo de la presa sufriera daños.

La mayor parte de las presas de concreto compactado son del tipo de gravedad, aunque en algunos países (Sudáfrica y China) se tienen ya ejemplos de presas arco-gravedad, y en China, de presas arco. En todos los casos, el concreto compactado sustituye en el interior de la presa al convencional (es común que, al menos, el paramento aguas arriba se construya con este último). (Jofre, C. & Fernández R., 2003)

Sin embargo, el concreto compactado puede integrarse en la estructura de la presa de otras formas, tales como las siguientes:

- Refuerzo y/o crecimiento de una presa existente;
- Refuerzo aguas abajo de presas de materiales sueltos inseguras, o bien para permitir su desbordamiento;
- Cimentación de presas de fábrica;

- Relleno de cavidades formadas en las presas de materiales sueltos o en el terreno por vertidos o desbordamientos;
- Rellenos para apoyo de estructuras de presas (por ejemplo, desagües).

Una presa de CCR de calidad necesita:

1. Un diseño simple que permita construir la presa rápidamente, lo que se traduce en calidad y economía.
2. Se debe proyectar con el mínimo de obstáculos para la colocación del concreto. Esto es más difícil que proyectar una presa más complicada.
3. Una mezcla cohesiva que no se segregue durante el transporte, extensión o compactación. Si un CCR se segrega, las propiedades in situ serán inferiores a las esperadas. Por otra parte, si el CCR es cohesivo, los métodos de transporte y extensión se simplificarán y esto se traducirá de nuevo en mejoras en la calidad y en la economía.
4. Una metodología de construcción optimada: el método de construcción de una presa de CCR es lineal, y si se produce una falla en cualquier punto de esta línea, desde la producción y el acopio de los áridos, pasando por el eventual enfriamiento de los mismos y la fabricación del concreto, el transporte de este último a la presa, el que se da sobre la presa, la extensión, la compactación, el curado etc., la colocación del CCR puede detenerse. (USACE, 2000)

Los procedimientos de construcción relacionados con CCR requieren una atención especial dada en la disposición y diseño de la carga del agua y control de la filtración, en juntas horizontales y transversales, revestimiento de elementos, y estructuras adjuntas. El diseñador debe aprovechar la libertad proporcionada por la construcción de CCR y usar el criterio de la ingeniería para balancear la reducción en costos y el requerimiento de técnicas relacionadas con seguridad, durabilidad, y el beneficio a largo plazo. Una típica sección transversal de un dique de CCR es mostrada en la Figura 3.23 (USACE, 1995)

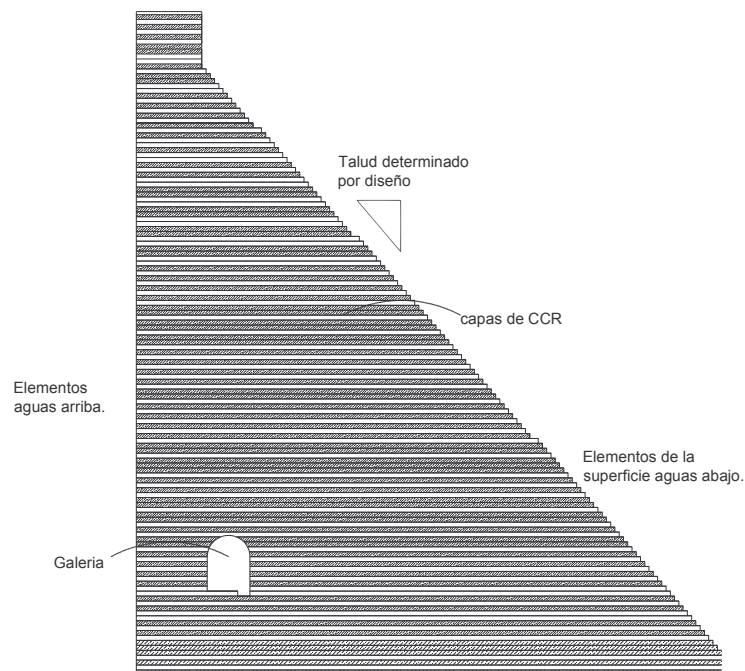


Fig. 3.23 Sección típica de una presa de CCR.

V.5 MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN.

Las técnicas de construcción usadas en la colocación de CCR a menudo resultan en costos unitarios mucho menores por metro cúbico comparado con los métodos de colocación de concretos convencionales. La naturaleza seca e impermeable del CCR hace el uso de un amplio rango de equipo de construcción y colocación continua. Camiones de volteo y cintas transportadoras pueden ser usados en el transporte del concreto de la planta mezcladora a la presa. Los esparcidores mecánicos, como orugas y motoniveladoras, colocan el material en capas o elevaciones; vibradores, rodillos neumáticos junto con bulldozers llevan a cabo la compactación.

El grosor de las capas de colocación, se extiende de 20 a 60 cm, que se establece por la capacidad de compactación. Con la flexibilidad de usar mas equipo y la colocación continua, las presas de CCR pueden ser construidos significativamente en un porcentaje mayor que aquellas de concreto convencional. Un típico diseño de trabajo para la colocación de CCR que difunde la operación es ilustrado en Figura 3.24. (USACE, 1995)

Operación típica para la colocación, esparcimiento y dosificación del concreto compactado con rodillo

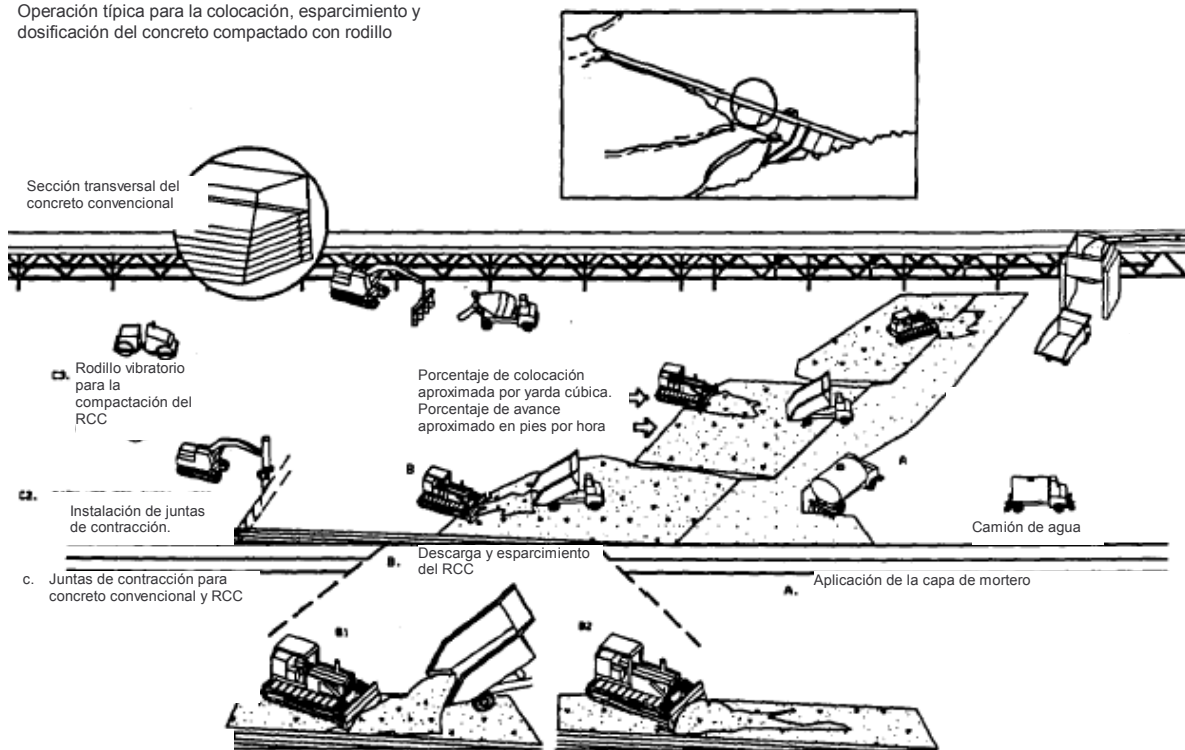


Fig. 3.24 Proceso de colocación del CCR.

V.6 BENEFICIOS ECONÓMICOS.

La técnica de construcción de CCR han hecho a las presas de gravedad como una alternativa económicamente competitiva comparadas con estructuras de terraplén. Los siguientes factores atienden a hacer al CCR más económico que otros tipos de presas:

Ahorro de Material. Los costos de construcción de presas de CCR y concreto convencionales muestran que el costo unitario por metro cúbico de CCR es considerablemente menor. El costo unitario de concreto para ambos tipos de presas varía con el volumen de materiales en la presa. Cuando el volumen aumenta, el costo unitario

disminuye. Los ahorros de costos de CCR aumentan cuando el volumen disminuye. Las presas de CCR tienen considerablemente un volumen menor de materiales de construcción que para terraplenes de la misma altura. Cuando la altura aumenta, el volumen *versus* la altura del terraplén de la presa se incrementa casi de manera exponencial en comparación con la presa de CCR.

Construcción Rápida. La técnica de construcción rápidas y la reducción del volumen de concreto justifican principalmente los ahorros en costos para presas de CCR. Se han logrado proporciones de colocación máximas de 5,800 a 12,400 yarda cúbicas / día. Estos porcentajes de producción hacen que la construcción de una presa en una temporada de construcción sea fácilmente alcanzable. Cuando se compara con presas de terraplén, el tiempo de construcción es reducido de 1 a 2 años. Los otros beneficios de la construcción rápida incluyen la reducción de gastos de administración, beneficios tempranos del proyecto, y la selección posible de sitios con temporadas de construcción limitada. Básicamente, la construcción de CCR brinda ventajas económicas en todos aspectos de la construcción de presas que están relacionados con el tiempo. (USACE, 1995)

Vertedores y Estructuras Adjuntas. La ubicación y las alternativas de diseño para vertedores, obras de toma y generación, y otras estructuras adjuntas en presas de CCR proveen ventajas económicas adicionales comparado con presas de terraplén. Los arreglos de estas estructuras son similares a las presas de concreto convencionales, pero con ciertas modificaciones para minimizar la interferencia costosa en la colocación de CCR de manera continua. El diseño permite descargar flujos sobre la cresta de la presa y abajo de la superficie aguas abajo. Por contraste, el vertedor para una presa de terraplén es construido en un estribo al final de una presa o cercano a una silla de natural. En general, el vertedor de una presa de terraplén es más costoso. Para proyectos que requieren múltiples niveles de obras de toma para el control de calidad del agua o para la sedimentación del embalse, la estructura de toma puede ser fijada fácilmente a la superficie agua arriba de la presa. Para una presa de terraplén, el mismo tipo de obra de toma es una torre de soporte libre en el embalse o una estructura construida en o sobre el borde del embalse de los estribos. Los ahorros económicos para una presa de CCR son considerablemente más barato, especialmente en áreas altamente sísmicos. La dimensión de base más pequeña de una presa de CCR comparado con una presa de terraplén reduce el tamaño y la longitud del conducto y obras de toma y generación. (USACE, 1995)

V.7 CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN.

Impermeabilidad y Control de Filtración. Conseguir la impermeabilidad y controlar la filtración en una presa de CCR es particularmente importante en el diseño y consideraciones de construcción. La filtración excesiva es no deseada en el aspecto de estabilidad estructural y debido a la aparición adversa de la filtración de agua sobre la superficie de la presa aguas abajo, el valor económico relacionado con agua desperdiciada, e impactos adversos a largo plazo sobre la durabilidad. El CCR que ha sido efectivamente proporcionado, mezclado, colocado, y compactado debe ser tan impermeable como el concreto convencional. Las juntas entre las elevaciones de concreto y la superficie de contacto con elementos estructurales son las principales trayectorias para la filtración potencial a través de la presa de CCR. Esta condición es principalmente debida a la segregación en los límites de elevaciones y discontinuidades entre las elevaciones sucesivas. También puede ser el resultado de la contaminación de la superficie y los intervalos de tiempo excesivos entre colocaciones de CCR. La filtración puede ser controlada combinando un diseño especial y

procedimientos de construcción que incluyen las juntas de contracción con sellos haciendo impermeable la superficie río arriba, sellando la superficie de contacto entre capas de CCR, y drenaje y reunir la filtración.

Revestimiento Aguas Arriba. El CCR no puede ser compactado eficazmente en contra las formas aguas arriba sin la formación de vacíos en la superficie. Un revestimiento aguas arriba se requiere para producir una superficie con la buena apariencia y durabilidad. Muchos revestimientos incluyen una membrana impermeable. Una membrana impermeable esparcida o pintada en la superficie de concreto convencional es un método; sin embargo, su uso ha sido limitado ya que tales membranas no son suficientemente elásticas para traspasar grietas que se desarrollan debido a la humedad desarrollada entre la membrana y la superficie y el daño subsecuente por las temperaturas de enfriamiento.

Tratamiento de Juntas Horizontales. La fuerza de adherencia y permeabilidad son principalmente concernientes a las juntas de elevaciones horizontales en CCR. Un buen sellado y adhesión son conseguidos mejorando la compacidad de la mezcla de CCR, limpiando la superficie de la junta, y colocando un lecho de mortero entre elevaciones.

Cuando la proporción de colocación y tiempo de fraguado del CCR son tales que la elevación menor es suficientemente plástica para mezclarse y adherirse con la capa superior, el lecho de concreto es innecesario; sin embargo, esto no es rara vez posible en la construcción normal de CCR. La compacidad es mejorada incrementando la cantidad de mortero y mezclas finas de CCR. Las superficies de las elevaciones deben estar apropiadamente curadas en húmeda y protegidas. La limpieza de las superficies de las elevaciones antes de la colocación de CCR no es requerida mientras las superficies son mantenidas limpias y libres del exceso de agua. La adición del lecho de mortero sirve para llenar cualquier vacío o depresiones dejadas en la superficie de la elevación previa y reduce los vacíos de bajo de la nueva elevación de CCR cuando es compactada. (USACE, 2000)

Recolección de Filtración. Una colección y el sistema de drenaje son un método para detener la filtración de agua para alcanzar la superficie aguas abajo y para prevenir presión hidrostática excesiva en contra del vertedor de concreto convencional o superficie aguas abajo. También reducirá las subpresiones dentro de la presa e incrementará la estabilidad. Los métodos de colección incluyen drenajes verticales en la superficie aguas arriba y los socavones de drenajes verticales perforados desde adentro de la galería cerca de la superficie aguas arriba o aguas abajo. El agua recolectada puede ser canalizada a una galería o al pie de la presa. (USACE, 1995)

Revestimiento Aguas Abajo de la Cortina. Los sistemas de revestimiento para las secciones de la cortina pueden ser requeridos para las razones estéticas, manteniendo pendientes más bruscas que el reposo natural de CCR, y protección contra el deshielo en lugares de clima severos. El revestimiento es necesario cuando la pendiente es más brusca que lo 0.8H a 1.0V cuando el grosor de la elevación es limitado a 30 cm o menor. Las elevaciones más gruesas requieren una pendiente más plana. La experiencia ha demostrado que éstas pendientes bruscas no compactadas pueden ser prácticamente controladas sin equipo especial o formas. (USACE, 1995)

Juntas de Contracción Transversales. Las juntas de contracción transversales son requeridas en la mayoría de las presas de CCR. El potencial de agrietamiento podría ser ligeramente menor en CCR debido a la reducción del agua en la mezcla y a la reducción del

incremento de temperatura resultante, de la proporción de una rápida colocación y alturas de elevación menores. Además, las características del CCR punto a punto de contacto reduce la contracción del volumen. El agrietamiento térmico puede crear una trayectoria de fuga a la superficie aguas abajo que es no deseada. Los estudios térmicos deben llevarse a cabo para evaluar la necesidad de juntas de contracción. Las juntas de contracción también pueden ser requeridas en el control del agrietamiento si la configuración de sitio y las condiciones de la cimentación lo requieren. Se diseñan e instalan apropiadamente las juntas de contracción de manera que no interfieran o compliquen la colocación del CCR. En la presa Elk Creek, las juntas de contracción fueron instaladas sin secuela a las operaciones de colocación de CCR, insertando hojas de acero galvanizado en el CCR no compactado para capas enteras y la altura de la presa. Las hojas fueron empujadas verticalmente en el CCR por medio de una pala vibratoria instalada en un tractor, como se muestra en la Figura 3.25. (USACE, 2000)

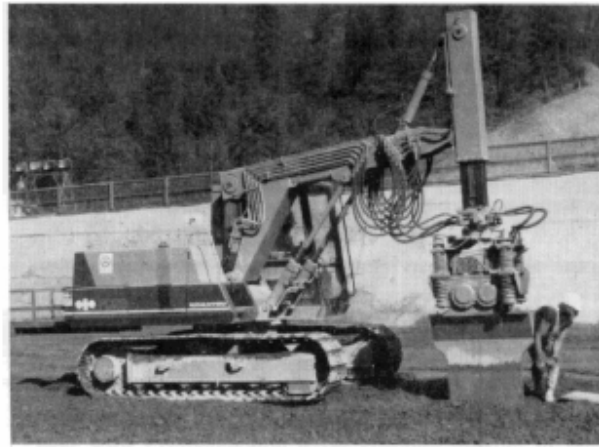


Fig. 3.25 Colocación de juntas de contracción.

CAPITULO V

PRESAS DE CONTRAFUERTE

INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se presentan los conceptos de presas de contrafuertes o machones, y las ventajas que representan. Se menciona la clasificación de las presas de contrafuertes, así como las consideraciones que deben tomarse para cada tipo de cortina a diseñarse. Se presentan los métodos de cálculo para el diseño de las presas de machones desarrollados de acuerdo con los diferentes tipos de cortinas, adaptando para cada tipo de estructura como son los métodos de Pigeaud, Stefko, de la escuadría y elemento finito.

OBJETIVO

1. Presentar los diversos tipos de presas de contrafuertes, exponiendo su origen y sus características principales.
2. Determinar el tipo de cortina de machones o contrafuertes que debe construirse de acuerdo a las características del sitio.
3. Presentar los métodos de diseño de presas de contrafuertes, mencionando las suposiciones y tipo de análisis que se establece.
4. Evaluar cual de los métodos presentados es el más favorable para el diseño de presas de machones.

VI.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

Derivándose de la estabilidad de una cortina de machones o contrafuertes del mismo principio que la de una cortina de gravedad, resulta conveniente referirse a ésta para exponer el origen, el desarrollo ya las características principales de las estructuras que se agrupan con el nombre genérico de cortinas de contrafuertes.

En el mundo se construyen menos cortinas de gravedad, a pesar de los dos factores importantes que pueden alegarse a su favor: facilidad de diseño y mecanización en la construcción, provenientes de la facilidad de su forma y de la magnitud de su volumen. En efecto, el desarrollo de los modelos matemáticos para el cálculo, la evolución de las computadoras de alta velocidad y los avances en los procedimientos constructivos, reducen o anulan esas ventajas a favor de otros tipos de cortinas.

Por otra parte; la eficiencia en el aprovechamiento de la resistencia intrínseca del material de construcción es pobre en una cortina de gravedad; resultando los esfuerzos a los que se ve sometido el concreto muy por debajo de los que podría soportar, sin que se puedan llevar a valores más razonables por el motivo mismo de que la estabilidad de la estructura se debe a su peso. Desde el punto de vista económico, el correctivo usual es reducir la calidad del concreto, empobreciendo las mezclas por disminución de la dosificación de cemento. En el límite, esta tendencia lleva a suprimirlo totalmente, lo que conduce a las cortinas de materiales sueltos (tierra y enrocamiento).

La tendencia opuesta es tratar de obtener el mejor partido de los materiales de construcción, haciéndolos trabajar a esfuerzos mayores, nos dirige hacia los diferentes tipos de cortina de machones. En ellas, el aprovechamiento del peso del agua sobre las cara aguas arriba y la casi total eliminación de subpresión al reducir la superficie sobre la que actúan ocasionan que se requiera menor peso de la estructura, y por ende, menor volumen de material, para su estabilidad (Vega, 1974)

VI.2 CLASIFICACIÓN DE PRESAS DE CONTRAFUERTE.

Los principales elementos estructurales de una cortina de machones lo constituyen el elemento impermeable sobre el paramento aguas arriba y los machones sobre los que se apoya este elemento (Fig. 5.1). Hasta ahora se han construido diferentes tipos de estas cortinas, siendo el elemento impermeable el que muestra los diseños más variados en tanto que los machones muestran menores diferencias.

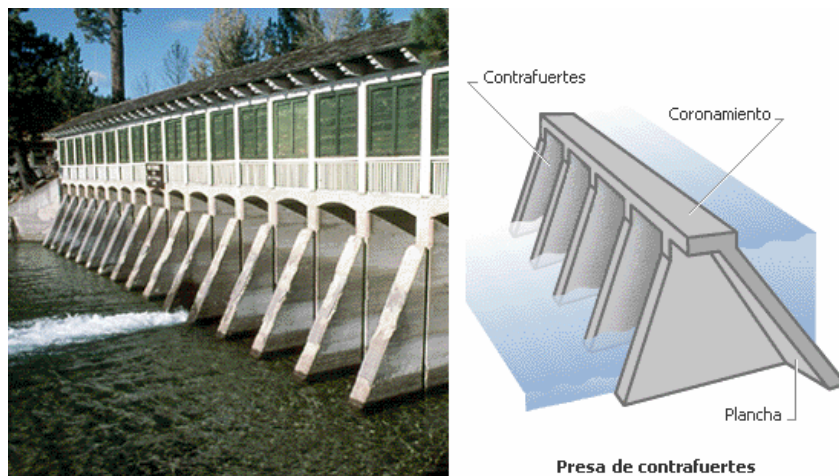


Fig. 5.1 Elementos de una presa de Machones.

Para el propósito de una clasificación general en los siguientes grupos: (H.G. Keefe 1964)

Cortinas de Contrafuertes y Losas Planas. Se denominan generalmente como tipo Ambursen, en honor de su creador. Fueron las primeras desarrolladas en gran escala en los Estados Unidos. Son predominantemente de concreto reforzado, y tienen una pendiente en el paramento aguas arriba pronunciadas usualmente de 45°. Los miembros de la cara aguas arriba son losas planas, articuladas en soportes, y colocadas libremente por medio de juntas impermeables entre machones delgados. (Fig. 5.2)

Las cortinas tipo Ambursen basado en losas planas apoyadas libremente en ménsulas de soporte que forman parte del contrafuerte, tienen como propósito eliminar tensiones en la cara aguas arriba de la losa, suprimiendo así el acero de refuerzo en esa cara. Es necesario tomar en cuenta que aunque la teoría de reflexión permite calcular espesores mínimos de concreto que serían necesarios para las losas, no conviene diseñarlas con peraltes pequeños y mucho refuerzo, ya que su peso debe favorecer la estabilidad de la cortina. Además, con espesores gruesos, no se requiere tanto acero de refuerzo por cortante.

Cortinas de Machones de Arcos Múltiples. Las cortinas de arcos múltiples fueron también de las primeras en ser desarrolladas; son generalmente de concreto reforzado y tienen una pendiente en el paramento aguas arriba pronunciada, generalmente a 45°. Estructuralmente, comprende una serie de losas o barriles curvados en la cara de aguas arriba, dependiendo de la acción de arco elástico para la estabilidad individual o colectiva, y colocados entre machones de construcción sólida o hueca, algunas veces ampliamente espaciados. Se acepta que es posible o permisible una pequeña flexibilidad estructural en la rigidez entre arcos y machones. (Fig.5.3)

Las cortinas de arcos múltiples han evolucionado en su diseño, actualmente se utilizan bóvedas de gran claro y fuerte espesor, con talud aguas arriba más inclinado, apoyadas en contrafuertes masivos. Con esto se elimina en gran parte el uso de acero de refuerzo aunque la calidad del concreto debe ser mayor. El diseño estructural de los arcos puede hacerse empleando el de las cortinas de arco-bóveda.

Respecto al volumen total de concreto, los ahorros son de importancia; en rigor existe un espaciamiento óptimo de contrafuertes, pero no repercuten en forma importante si no se respeta este espaciamiento. Así para cada cortina de arcos múltiples de 200 m de altura, el espaciamiento óptimo es de orden de 80 m, pero al variar hasta 50 o 100 m, el volumen aumenta menos de un 10 por ciento. Esta característica da mucha flexibilidad en el diseño, pues permite adaptar el espaciamiento a las condiciones geológicas y topográficas particulares del sitio.

El volumen de concreto para una cortina de 100 m de altura es del 66 por ciento del volumen requerido por una presa de gravedad, en tanto que para una de 200 m de altura resulta del orden del 69 por ciento para presas de machones. Para cortinas de arcos múltiples los porcentajes para esas presas son el 47 y el 65 por ciento respectivamente. Hay un factor económico que debe tomarse en cuenta en la comparación de alternativas de cortina para una posible presa. Los estudios, el proyecto y la ejecución de una cortina más elaborada pueden requerir de un tiempo mayor que el necesario para una cortina más simple, pudiendo los beneficios económicos del proyecto retrasarse de tal manera que se anule la ventaja de un costo de construcción menor.

Tanto las cortinas de losas planas como las de arcos múltiples, emplean acero de refuerzo, las primeras se apoyan sobre los contrafuertes por medio de articulaciones; para no aumentar demasiado el claro entre losas, el espaciamiento es reducido, por esto, se trata de elementos relativamente delgados; las de arcos múltiples están formadas por una cubierta constituida por arcos empotrados en los contrafuertes, debido a la resistencia de dos arcos o bóvedas los contrafuertes quedando a mayor espaciamiento, lo cual beneficia la economía de la obra.

Cortinas de Machones de Cabeza Sólida. Según la forma de la cabeza se tiene la siguiente clasificación:

- Cabeza redonda (Fig. 5.4)
- cabeza de diamante (Fig. 5.5)
- Cabeza "T" (Fig. 5.6)

El tipo básico es la cortina de machones de cabeza redonda, creada por Noetzli en 1926. Las principales características de este tipo de cortinas son: la transferencia de la carga de agua a los contrafuertes es por compresión radial directa, la eliminación de esfuerzos de tensión y acero de refuerzo, y la independencia estructural de cada machón. La pendiente en la cara aguas arriba es generalmente alrededor de 60° con la horizontal o un poco mayor.

La cortina de machones de cabeza sólida tiene menor articulación real que la cortina de losas y contrafuertes, pero pueden tener movimientos de acomodo por el aislamiento estructural y estabilidad misma de cada unidad de machón.

En los últimos años se han desarrollado algunas variaciones, es de especial importancia la de machones huecos, de gravedad aligerada o tipo Marcello (Fig.5.7). Conservan en general las características de las cortinas de machones, es decir, la eliminación del acero de refuerzo, proporcionando, además, suficiente rigidez lateral. A continuación se muestran estos tipos de presa:

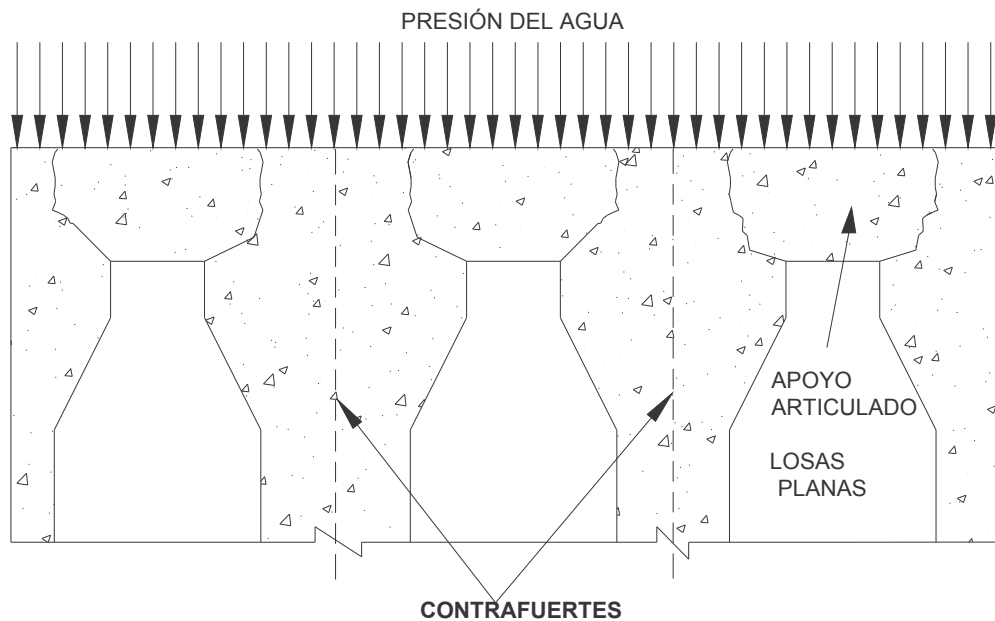


Fig. 5.2 Cortina de machones tipo Ambursen

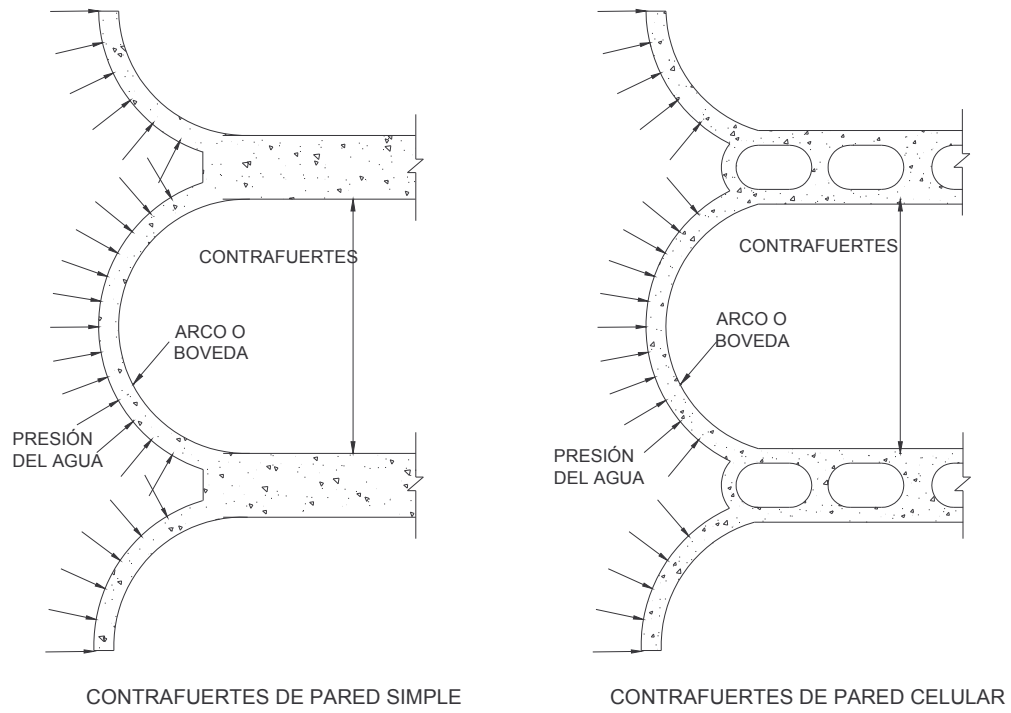


Fig. 5.3 Cortina de Machones de arcos múltiples

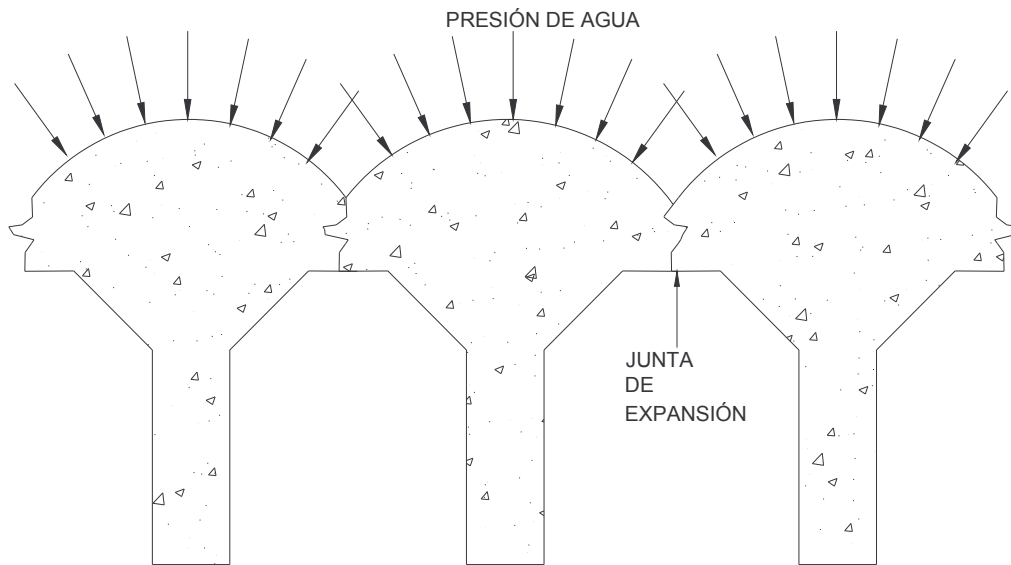


Fig. 5.4 Cortina de machones cabeza redonda

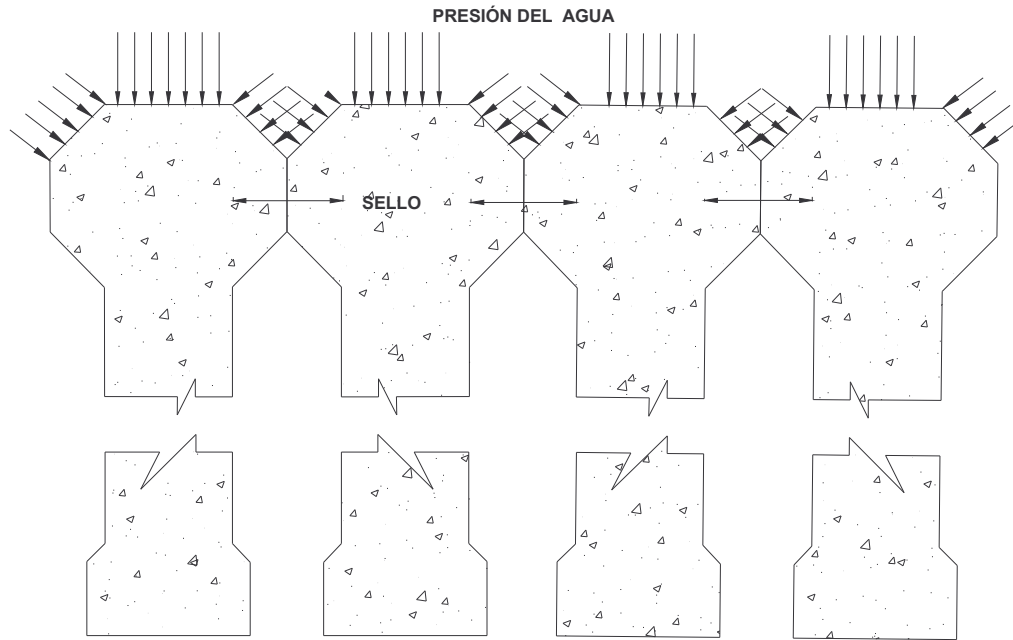


Fig. 5.5 Cortina de machones cabeza de diamante

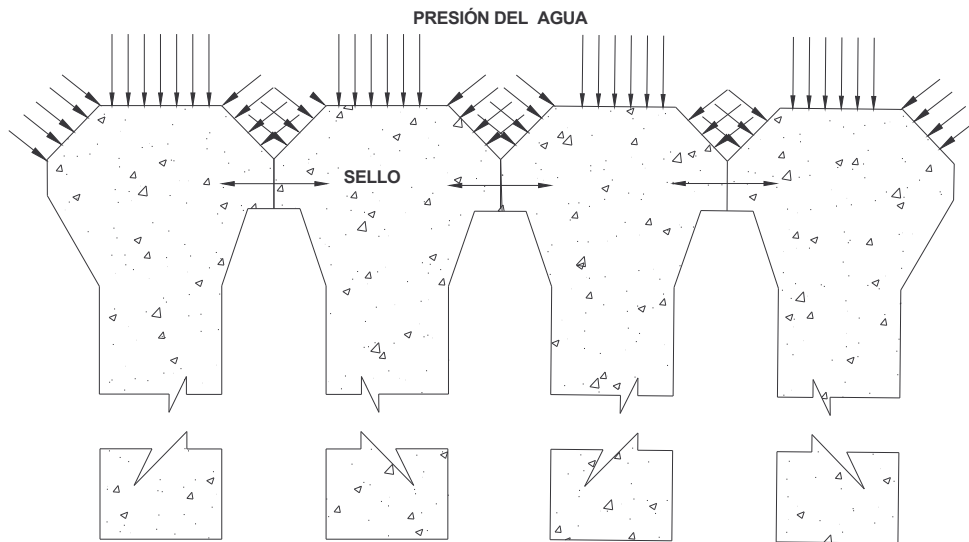


Fig. 5.6 Cortina de machones cabeza en "T"

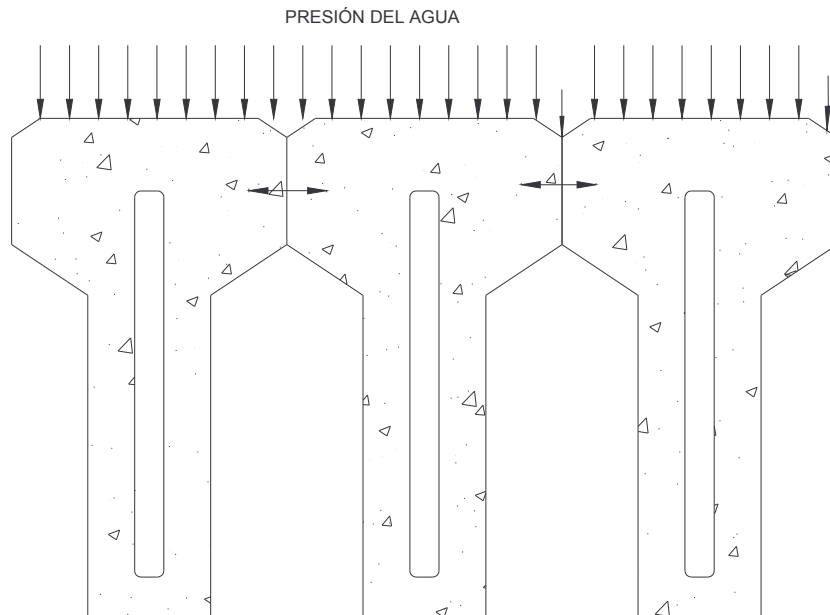


Fig. 5.7 Cortina de Machones tipo Marcello

VI.3 CONSIDERACIONES PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA DE MACHONES.

Hasta hace algunos años la opinión prevaleciente entre la gran cantidad de diseñadores era que el tipo de presa de machones solo era adecuado para estructuras de baja o mediana altura. Actualmente la altura máxima de este tipo de presas sobrepasa los 90 m de altura; y en la opinión generalizada de los ingenieros con amplia experiencia en el diseño de tales presas, consideran que no existen limitaciones en construirse más allá del doble de esa altura, ya que la limitación de la misma no excluye el uso del tipo de machones aún para las presas más altas.

La elección del tipo de presa de machones más adecuado para cualquier sitio que sea favorable para la implantación de este tipo general de presas, usualmente se determina basándose en diseños tentativos y estimación de costos de cada uno de los tipos que son seleccionados como los más apropiados de acuerdo con los requerimientos y condiciones generales del sitio. Al hacer una elección deben considerarse las siguientes ventajas y desventajas de cada tipo. (USBR, 1956)

Tipo Losas Planas. Aunque las unidades de este tipo son estructuralmente independientes, las deformaciones o asentamientos de la cimentación, ordinariamente tienen poco o ningún efecto sobre la distribución de esfuerzos de la cimentación. Es por eso frecuentemente se prefieren de manera satisfactoria para construcciones sobre cimentaciones junteadas o falladas, característicamente en regiones sujetas a perturbaciones sísmicas, donde puedan presentarse desplomes o deformaciones. Aunque se usan extensamente para presas bajas a causa de su simplicidad y economía de construcción. Las principales desventajas de este tipo de losas planas es la completa dependencia del acero de refuerzo para soportar las cargas impuestas y la dificultad para transmitir la carga de la losa a los machones, sin causar concentraciones de esfuerzos excesivos en la cabeza de los machones. La separación entre machones varía entre 5 y 8 m para machones esbeltos y para machones gruesos entre 15 y 20 m. (USBR, 1956)

Tipo Arcos Múltiples. El tipo de arcos múltiples es en general, más adecuado para presas de machones más altas, la separación entre machones de pared simple varía entre 7 y 15 m

y entre machones de pared celular varía entre 15 y 25 m. Una presa de este tipo es una estructura continua en la cual la estabilidad de cada unidad depende de la unidad adyacente. A pesar de objeciones a las presas de arcos múltiples por esta razón, no se conocen fracasos de este tipo de presas debido a fallas estructurales en el diseño. Con arcos de 180° el más comúnmente usado, el empuje lateral es tan pequeño que la estabilidad de una unidad no depende de la estabilidad de las unidades adyacentes. (USBR, 1956)

Tipo de Cabeza Masiva. Para presas mas bajas, el espaciamiento entre machones puede ser tal que un diseño del tipo de cabeza masiva, sea más económico que el de tipo de arcos múltiples, e incluso compararse a la del tipo de losas planas. Aunque la cabeza esta diseñada de tal manera que el peso muerto y la carga de agua solamente induzcan esfuerzos de compresión en la estructura, se requiere muy poco o ningún esfuerzo con el tipo de cabeza masiva. Este tipo de presa es considerablemente más pesado y tiene una mayor área seccional horizontal, así que su resistencia al deslizamiento es mayor y el factor fricción-cortante es más alto que el de los otros tipos. Puesto que las unidades son estructuralmente diferenciales en la cimentación. (USBR, 1956)

VI.4 DETERMINACIÓN DEL TALUD NECESARIO PARA EVITAR TENSIONES.

Determinación del talud necesario para evitar tensiones, al revisar la estabilidad de la cortina como se observa en la Fig. 5.8. Las fuerzas, brazos y momentos son:

Fuerzas:	Brazos:	Momentos
$W = \frac{b}{2} \gamma_s (0.845 H) H$	$\frac{0.845}{6}$	$\frac{b}{12} \gamma_s (0.845)^2 H^3$
$E = \frac{B}{2} \gamma H^2$	$\frac{1}{3} H$	$\frac{B}{6} \gamma H^3$

Considerando el equilibrio

$$\Sigma F_v = \frac{b}{2} \gamma_s (0.845 H^2) \quad (5.1)$$

$$\Sigma M = \frac{1}{6} H^3 \left[-\frac{b}{2} \gamma_s (0.845)^2 + B \gamma \right] \quad (5.2)$$

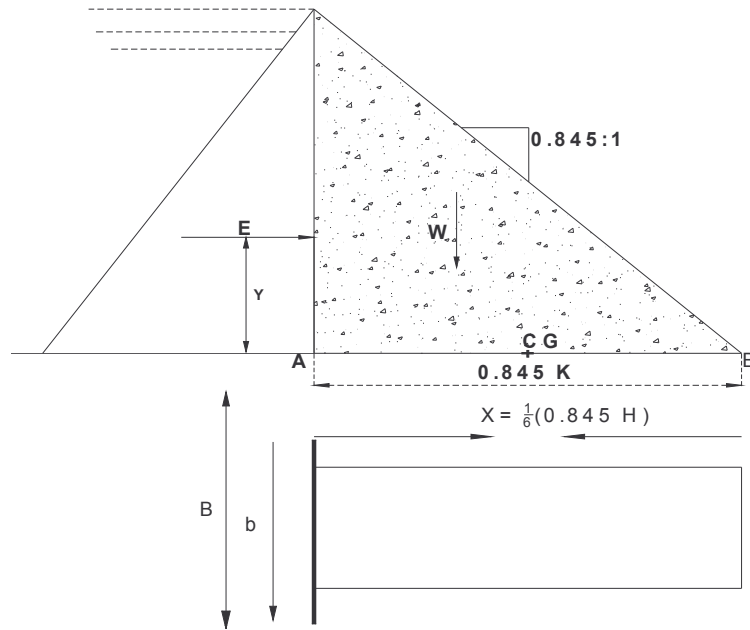


Fig.5.8. Determinación del talud mínimo para evitar tensiones

$$A = b(0.845H) \quad I = \frac{b(0.845H)^3}{12} \quad Y = \frac{(0.845H)}{2}$$

Determinando los esfuerzos en A

$$\sigma_A = \frac{B\gamma_s(0.845H^2)}{2b(0.845H)} - \frac{\frac{1}{6}H^3 \left[-\frac{b}{2}\gamma_s(0.845H^2) + B\gamma \right] (0.845H)}{\frac{b}{12}(0.845H)^3} \quad (5.3)$$

Sí se quiere que no haya tensiones en "A"; $\sigma_A = 0$ y $\gamma_s = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ $\gamma = 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

$$1,2H - \frac{\left[-\frac{b}{2}\gamma_s(0.845)^2 + B\gamma \right]}{b(0.845)^2} H = 0 \Rightarrow 1,2(0.845)^2 b + \frac{b}{2}(2.4)(0.845)^2 - B = 0$$

Sin contar el peso de la cubierta, y obteniendo la relación de esbeltez del contrafuerte.

$$B = b(1.71366); \frac{b}{B} = 58.35 \% \quad (5.4)$$

Esta relación, es el grueso necesario del "contrafuerte" para la estabilidad sin que aparezcan tensiones, es decir, se reduce el volumen de la cortina.

Sí se inclina el paramento aguas arriba hasta tener taludes iguales en ambas caras de la sección triangular (véase Fig. 5.9), entonces:

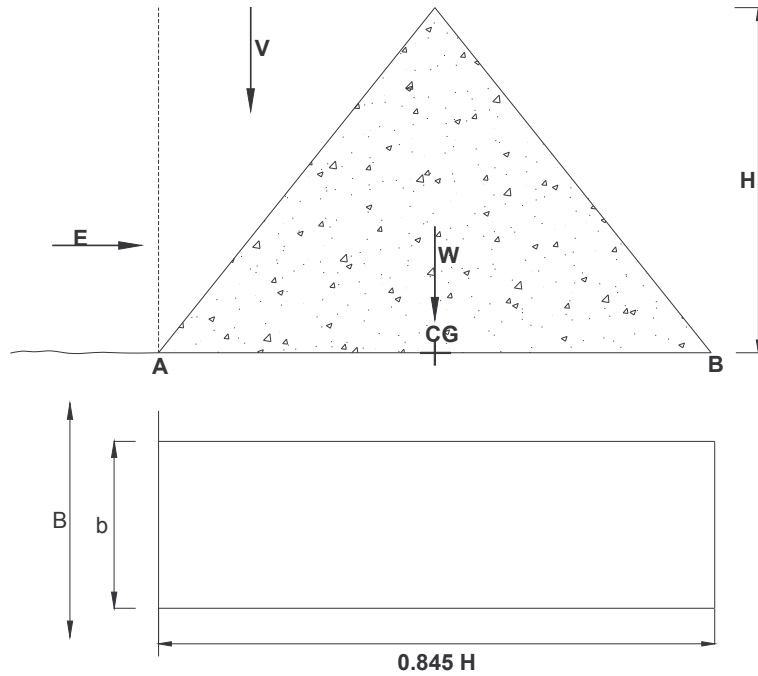


Fig. 5.9 Paramento cara aguas arriba de sección triangular.

Fuerzas:

$$W = \frac{(0.845H)}{2} H \gamma_s b$$

$$V = \frac{(0.845)}{4} H \gamma B$$

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 B$$

Brazos:

$$0$$

$$\frac{1}{3}(0.845H)$$

$$\frac{1}{3} H$$

Momentos

$$0$$

$$\frac{1}{12}(0.845H)^2 HB \gamma$$

$$\frac{1}{6} \gamma H^3 B$$

$$\Sigma F_V = \frac{1}{2}(0.845H^2) \left[\gamma_s b + \frac{1}{2} \gamma B \right] \quad (5.5)$$

$$\Sigma M_B = \frac{1}{6} \gamma B H^3 \left[1 - \frac{1}{2}(0.845)^2 \right] \quad (5.6)$$

$$A = b(0.845H), \quad I = \frac{b(0.845H)^3}{12}; \quad \gamma = \frac{(0.845H)}{2}$$

$$\Rightarrow \sigma_A = \frac{(0.845H^2) \left[\gamma_s b + \frac{1}{2} \gamma B \right]}{2b(0.845H)} - \frac{\frac{1}{6} \gamma B H^3 (0.643)}{\frac{b}{12}(0.845H)^3} \frac{(0.845H)}{2} = 0$$

$$\frac{H}{2b} \left[\gamma_s b + \frac{1}{2} \gamma B \right] = \frac{H \gamma B (0.643)}{b (0.845)^2}; \quad \frac{(0.845)^2}{2} \left(\gamma_s b + \frac{1}{2} \gamma B \right) = \gamma B (0.643)$$

Para $\gamma_s = 2.4 \text{ ton/m}^3$ y $\gamma = 1 \text{ ton/m}^3$

$$0.357(2.4b + 0.5B) = B(0.643); \quad 0.857b + 0.179B = B(0.643)$$

$$0.857b = B(0.464); \quad \frac{b}{B} = 54.2\% \quad (5.7)$$

El talud requerido para que no haya tensiones en este tipo de presa (sección triangular simétrica) es, por lo que al dar un talud mayor (0.4225'1), en "A" habrá compresión. Pero sí se comparan los volúmenes de material se tendrá que:

Para $K = 0.358$; la base es $0.716 H$

$$\Rightarrow \text{Vol}_I = \frac{0.716 H^2}{2} B = 0.358 B H^2 \quad (5.8)$$

Para $K = 0.4225$; la base es $0.845 H$

$$\Rightarrow \text{Vol} = \frac{0.845 H^2}{2} b; \quad \text{pero } \frac{b}{B} = 0.542$$

$$\therefore \text{Vol}_{II} = \frac{0.845}{2} H^2 (0.542B) = 0.229 B H^2 \quad (5.9)$$

Se puede observar que $\text{Vol}_I > \text{Vol}_{II}$, esto se debe a la reducción del cuerpo del contrafuerte, si se aumenta la base más, el volumen requerido de concreto es menor. Esta reducción del volumen tiene un límite geométrico cuando el grueso necesario tiende a anularse; por otra parte los esfuerzos máximos en la densidad de ese límite resultan demasiado grandes. En general el comparar una cortina de contrafuertes con una gravedad se puede observar lo siguiente:

El volumen de concreto en una cortina de contrafuertes es menor por reducirse considerablemente la subpresión (casi se elimina) y por usar el agua como elemento estabilizador. El calor del fraguado se disipa con mayor celeridad en una cortina de contrafuerte por la reducción del volumen.

La superficie de apoyo de una cortina de contrafuertes es menor, por lo que los esfuerzos cortantes en la cimentación son mayores y conviene examinar estos efectos en la seguridad de la obra. Para alturas grandes, la cortina de contrafuertes, requiere espesores superiores a los estrictamente necesarios para la estabilidad por efecto del peso, debido al aumento de los esfuerzos. Por esto la reducción relativa de volumen disminuye con la altura, aunque el ahorro absoluto de concreto sigue siendo importante.

Es posible el acceso a la parte posterior de la cortina, lo cual permite hacer una inspección periódica y la ejecución de trabajos de inyectado o perforación de drenes posteriores a la construcción en las.

Se requiere una mayor cantidad de moldes (cimbra) en las cortinas de contrafuerte, lo que hace más caro el precio unitario del concreto, pero el costo total, comparado con el ahorro en volumen es mucho menor.

Por efectos sísmicos y por la posibilidad de pandeo lateral, este tipo de cortinas puede requerir elementos transversales rigidizantes.

VI.5 CONDICIONES DE CARGA.

Al igual que en el diseño de presas de gravedad, es fundamental determinar las cargas requeridas para la estabilidad y hacer hincapié en el análisis. Las siguientes fuerzas podrían afectar el diseño:

- (1) Carga Muerta.
- (2) presiones aguas arriba y aguas abajo.
- (3) subpresión.
- (4) presiones del sedimento.
- (5) presión del hielo.
- (6) fuerza sísmica.

Las cantidades a utilizarse para las cargas mencionadas son las mismas que las de las presas de gravedad, con excepción de ciertas consideraciones que se mencionan a continuación.

Cargas muertas. La aplicación de las cargas de concreto a los varios tipos de machones no esta bien definida, pero puede considerarse que el peso de la cubierta de concreto de una presa tipo Ambursen se transfiere parcialmente a la cimentación y aumente la carga horizontal de volteo. El mismo efecto puede resultar, de un pequeño movimiento hacia abajo en el barril del arco, de una presa de tipo de arcos múltiples. Además, el grado en el que la sección horizontal del barril del arco actúa integralmente con los machones no es conocido.

Subpresión. La subpresión que resulta en pie y talón existe a través de sección transversal dentro de la presa, en la superficie de contacto entre la presa y los cimientos, y dentro de los cimientos debajo de la base. La subpresión bajo las presas de machones no presenta un problema serio, en el caso de presas de machones de tipo masivo, sería conservador suponer que la subpresión varía el cien por ciento de la diferencia entre la carga en el vaso y la del tirante aguas abajo. Las presas de machones que se construyen en cimentaciones pobres o de baja resistencia, deben tener estructuras de cimentación que permitan el flujo adecuada del agua, para reducir suficientemente el gradiente y evitar fallas por filtración o tubificación.

VI.6 MÉTODOS DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO.

Los métodos de cálculo para el diseño de las presas de machones se han desarrollado de acuerdo con los distintos tipos de cortinas, adaptando para cada tipo de estructura los métodos y las herramientas de cálculo disponibles, teniéndose para un determinado tipo de estructura se han aplicado varios métodos de cálculo dependiendo de las herramientas de cálculo disponibles.

Por otra parte, siendo dos los elementos estructurales que integran este tipo de presas, se han desarrollado métodos para el cálculo del elemento impermeable y métodos para el cálculo de los machones.

Para el tipo de presas Ambursen, la cubierta se diseña como losas simplemente apoyadas, soportadas por ménsulas que forman parte de los contrafuertes, separados por juntas que deben disponer de llaves que garanticen que la totalidad del peso de las losas se transmitan a los contrafuertes, ayudando así a la estabilidad de la estructura. Conviene tener en cuenta, al diseñar las losas de la cubierta, que aun que la teoría de la flexión permite calcular los espesores mínimos de concreto que serían necesarios para las losas, no resulta ventajoso ya que su peso debe favorecer la estabilidad de la cortina. Además, de que debe proveerse suficiente recubrimiento de acero de refuerzo ubicado cerca de la cara de aguas arriba, para protegerlo del efecto corrosivo del agua.

Siendo voladizos muy cortos las ménsulas de apoyo, su diseño será regido básicamente por esfuerzo cortante, en consecuencia, debe cuidarse de manera especial el anclaje de las varillas de refuerzo y preferirse el armado a base de varillas de pequeño diámetro a espaciamiento reducido, dado que los esfuerzos de adherencia llegan a ser de mucha importancia.

El análisis de esfuerzos de la sección de transición puede realizarse con métodos experimentales tales como la medición directa de deformaciones en modelos o con estudios fotoelásticos, o bien, con métodos numéricos como el método de diferencias finitas y el del elemento finito.

En el caso de presas de machones de cabeza los métodos que originalmente se utilizaron para el cálculo de los machones fueron los de Pigeaud y de Stefko basados en la teoría de elasticidad aplicada a estructuras masivas (de espesor constante para el método de Pigeaud y de espesor variable para el método de Stefko). Estos métodos, junto con el método de la escuadría se pueden utilizar en la actualidad para el dimensionamiento expedito de la estructura para realizar posteriormente el análisis del estado de esfuerzos del conjunto de la estructura terreno por el método del elemento finito considerando todas las características geométricas y mecánicas de los elementos analizados.

Se considera que el método del elemento finito es actualmente la herramienta más adecuada para el análisis de este tipo de estructuras. Debido a que su esencia permite considerar a la estructura como una serie finita de elementos interconectados entre sí, logrando que cada elemento tenga sus características geométricas y mecánicas de tal forma que permiten reproducir la estructura en toda su magnitud.

El método de Pigeaud, aplicado al cálculo de los esfuerzos internos en el cuerpo de los machones o contrafuertes de espesor constante. El método de Stefko, aplicado al análisis de los esfuerzos internos en el cuerpo de los machones o contrafuertes de espesor variable. El método de la ley trapezoidal o de la Escuadría que proporciona en forma aproximada el cálculo de los esfuerzos internos en toda la estructura, y el método del elemento finito que proporciona en forma más exacta el análisis de esfuerzos internos en toda la estructura y de su interacción con la cimentación. (SRH, 1976)

VI.6.1 MÉTODO DE PIGEAUD.

El estado de esfuerzos queda completamente definido por los esfuerzos, σ_y y τ_{xy} ; el análisis considera una placa delgada con fuerzas aplicadas en la frontera paralelamente a su plano y distribuidas uniformemente en su espesor, y el análisis corresponde al de un estado plano de esfuerzos. La distribución de esfuerzos en los contrafuertes es tridimensional. Sin embargo, es recomendable desde un punto de vista práctico, hacer el análisis como un estado plano de esfuerzos, para evitar la complejidad de un análisis tridimensional.

Considérese que la superficie libre del agua se encuentra a la altura del vértice superior del triángulo, eligiéndose este como origen de un sistema de ejes cartesianos (Fig. 5.10).

Un punto M en la sección queda definido por sus coordenadas (x, y) o en coordenadas polares (ρ, α) . En el paramento aguas arriba, actúa la presión hidrostática (γy), siendo γ el peso volumétrico del agua. Si la masa triangular es homogénea, la densidad γ_c del material que la constituye es constante y el peso de la masa sobre una sección horizontal es:

$$\frac{\gamma_c (m+n)y^2}{2} \quad (4.18)$$

Y por lo tanto, la presión debida al peso es proporcional a la profundidad. Entre las sollicitaciones y respuestas hay una distribución semejante con centro en "0", lo mismo para los esfuerzos los cuales quedan definidos por ρ y α , así como también todas sus combinaciones homogéneas, líneas isostáticas, etc.

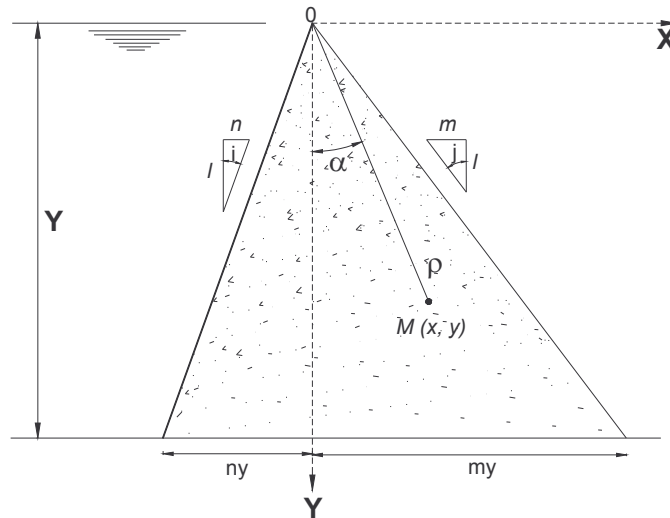


Fig. 5.10. Sistema de ejes cartesianos

Para un estado plano de esfuerzos, el equilibrio elástico se puede deducir de la Fig. 5.11

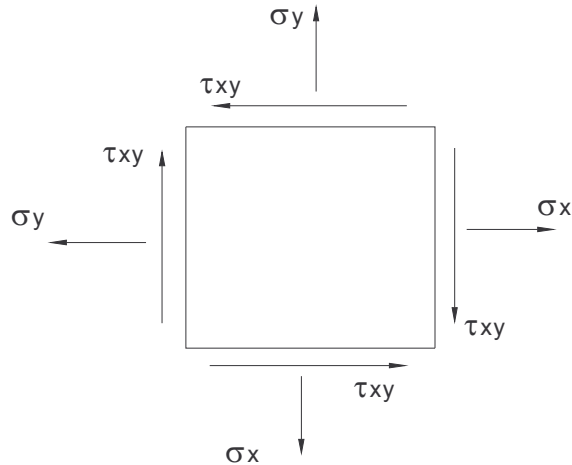


Fig. 5.11 Estado Plano de Esfuerzos

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X_0 \quad (5.19)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = Y_0 \quad (5.20)$$

Donde:

σ_x y σ_y Esfuerzos normales según los ejes x, y.

τ_{xy} Esfuerzo tangencial en el plano x, y

X_0, Y_0 Son las componentes, según los ejes x, y, de las fuerzas másicas.

y las ecuaciones de compatibilidad para el caso particular de estado plano de esfuerzos son:

$$\frac{\partial \xi}{\partial x} = \tau_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y) \quad (5.21)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial y} = \tau_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu \sigma_x) \quad (5.22)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial \xi}{\partial y} = \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{2(1+\mu)}{E} \tau_{xy} \quad (5.23)$$

Donde:

ξ, η Componentes del vector desplazamiento

τ_x, τ_y Deformación en las direcciones x, y.

E Módulo de elasticidad o módulo de Young

μ Módulo de Poisson

G Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante y se determina como:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

Con las ecuaciones de equilibrio y las de compatibilidad se tiene un sistema de 5 ecuaciones con 5 incógnitas.

Obteniendo la parcial segunda de la ecuación (5.21) respecto a "y", y la parcial segunda de la ecuación (5.22) respecto a "x"

$$\frac{\partial^2}{\partial y^2} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \right) = \frac{1}{E} \left(\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} - \mu \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} \right)$$

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\partial \eta}{\partial y} \right) = \frac{1}{E} \left(\frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} - \mu \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} \right)$$

Sumando ambas ecuaciones:

$$\frac{\partial^3 \eta}{\partial x^2 \partial y} + \frac{\partial^3 \xi}{\partial x \partial y^2} = \frac{1}{E} \left[\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} - \mu \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} - \mu \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} \right] \quad (5.24)$$

Obteniendo la parcial segunda de la ecuación (5.23) con respecto a "x" y con respecto a "y".

$$\frac{\partial^3 \eta}{\partial x^2 \partial y} + \frac{\partial^3 \xi}{\partial x \partial y^2} = \frac{2(1+\mu)}{E} \frac{\partial^2 \tau_{xy}}{\partial x \partial y} \quad (5.23^a)$$

Igualando los segundos miembros de (5.23a) y (5.24)

$$\begin{aligned} \frac{2(1+\mu)}{E} \frac{\partial^2 \tau_{xy}}{\partial x \partial y} &= \frac{1}{E} \left[\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} - \mu \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} - \mu \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} \right] \\ \therefore \frac{2 \partial^2 \tau_{xy}}{\partial x \partial y} &= \frac{1}{(1+\mu)} \left[\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} - \mu \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} - \mu \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} \right] \end{aligned} \quad (5.25)$$

Derivando (5.19) con respecto a "x" y ala ecuación (5.20) con respecto a "y".

$$\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \tau_{xy}}{\partial x \partial y} = 0 \quad (5.26)$$

$$\frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \tau_{xy}}{\partial x \partial y} = 0 \quad (5.27)$$

Sumando las ecuaciones (5.26) y (5.27).

$$\frac{2 \partial^2 \tau_{xy}}{\partial x \partial y} = - \left(\frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} \right) \quad (5.28)$$

Igualando las ecuaciones (5.25) y (5.28).

$$\frac{1}{(1+\mu)} \left[\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} - \mu \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} - \mu \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} \right] = - \left(\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} \right)$$

Donde:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{\partial^2}{\partial y^2}(\sigma_x + \sigma_y) = 0 \quad (5.29)$$

Reduciéndose a un sistema de tres ecuaciones (5.26), (5.27) y (5.29) con tres incógnitas.

Dado que los esfuerzos quedan representados por $\rho f(\alpha)$:

$$\sigma_x + \sigma_y = F = \rho f(\alpha) \quad (5.30)$$

Sustituyendo en (5.29)

$$\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} = 0 \quad (5.31)$$

Ecuación que puesta en coordenadas polares queda:

$$\frac{\partial^2 F}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial F}{\partial \rho} + \frac{1}{\rho^2} \frac{\partial^2 F}{\partial \alpha^2} = 0 \quad (5.32)$$

Pero como $F = \rho f(\alpha)$:

$$\frac{\partial F}{\partial \rho} = f(\alpha) \quad \frac{\partial F}{\partial \rho} = \rho \frac{\partial f(\alpha)}{\partial \alpha}$$

$$\frac{\partial^2 F}{\partial \rho^2} = 0 \quad \frac{\partial^2 F}{\partial \rho^2} = \rho \frac{\partial^2 f(\alpha)}{\partial \alpha^2}$$

Sustituyendo estos valores en (5.31) y simplificando se obtiene:

$$f(\alpha) + \frac{\partial^2 f(\alpha)}{\partial \alpha^2} = 0 \quad (5.33)$$

Que es una ecuación diferencial cuya solución es:

$$f(\alpha) = A \operatorname{sen} \alpha + B \operatorname{cos} \alpha \quad (5.33.a)$$

Valor que llevado a la ecuación (5.30):

$$\sigma_x + \sigma_y = \rho (A \operatorname{sen} \alpha + B \operatorname{cos} \alpha)$$

Donde:

$$\begin{aligned} \rho \operatorname{sen} \alpha &= x \\ \rho \operatorname{cos} \alpha &= y \end{aligned}$$

Por lo tanto

$$\sigma_x + \sigma_y = Ax + By \quad (5.33.b)$$

Por otra parte, restando término a término la ecuación (5.27) de la ecuación (5.26) se obtiene:

$$\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} = 0 \quad (5.34)$$

De las identidades:

$$\sigma_x = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)$$

$$\sigma_y = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)$$

Obteniendo la parcial segunda de la primera ecuación con respecto a "x" y la parcial segunda de la otra ecuación con respecto a "y" y restando término a término.

$$\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} = \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) - \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)$$

Pero como la semisuma es una función lineal de "x" y "y" según (5.33.b).

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) = \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) = 0$$

y tomando en cuenta (5.34) se tiene

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) = \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) = 0$$

Considerando que la ecuación anterior y la ecuación (5.31) son del mismo tipo, por un razonamiento análogo se obtiene:

$$\sigma_x + \sigma_y = Cx + Dy \quad (5.35)$$

De las ecuaciones (5.33.b) y (5.35) se deduce que.

$$\sigma_x = a_1 x + b_1 y \quad (5.36.a)$$

$$\sigma_y = a_2 x + b_2 y \quad (5.36.b)$$

Y, además:

$$\tau_{xy} = c x + d y \quad (5.36.c)$$

Conocidos los coeficientes, se puede calcular los esfuerzos en cualquier punto del cuerpo. Sustituyendo en (5.19) y (5.20) los valores dados por las ecuaciones (5.36) se obtiene, para $X_0=0$ y $Y_0=W_C$

$$a_1 + d = 0 \Rightarrow d = -a_1$$

$$b_2 + c = W_C \Rightarrow c = W_C - b_2$$

Las condiciones de frontera se pueden expresar como:

$$X = \sigma_x \alpha + \tau_{xy} \beta \quad (5.37.a)$$

$$Y = \tau_{xy} \alpha + \sigma_x \beta \quad (5.37.b)$$

Para la cara aguas arriba (Fig.5.12)

$$\alpha = \cos j \Rightarrow X = W_y \cos j$$

$$\beta = \text{sen } j \Rightarrow Y = W_y \text{sen } j$$

Donde: $W_y = P$

y en la cara aguas arriba

$$\alpha = -\cos i \Rightarrow X = 0$$

$$\beta = \text{sen } i \Rightarrow Y = 0$$

Sustituyendo los valores de (5.36) en (5.37.a) se obtiene:

$$X = (a_1x + b_1y)\alpha + (cx + dy)\beta$$

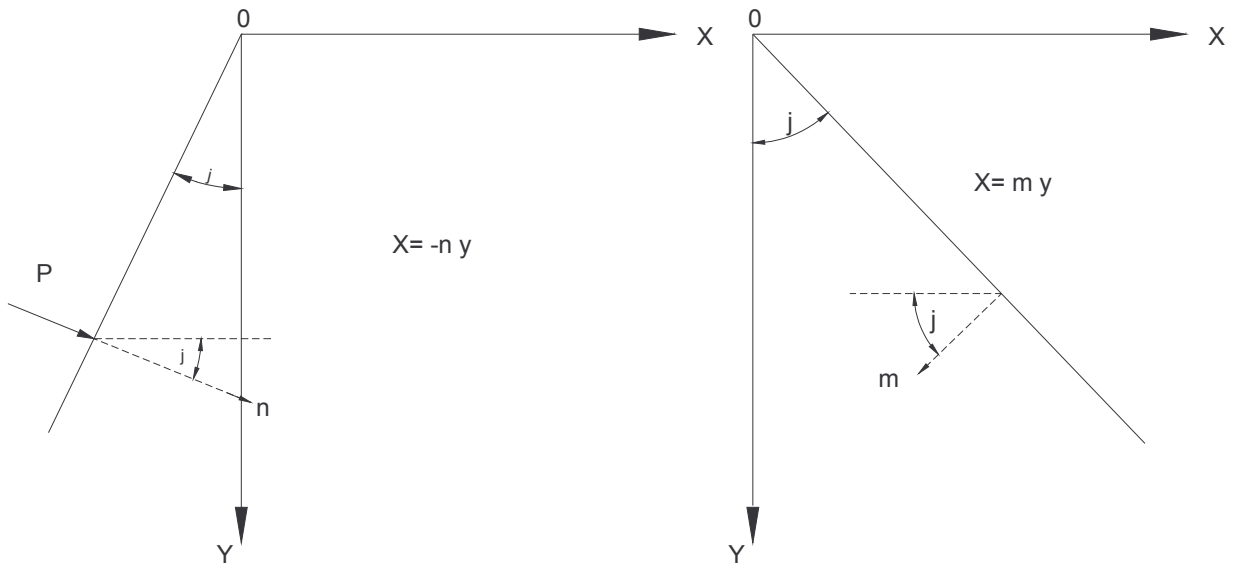


Fig. 5.12 Paramento aguas arriba y aguas abajo.

Pero $X = W_y \cos j$, la ecuación se puede escribir:

$$W_y \cos j = (a_1x + b_1y)\cos j + (cx + dy)\beta \text{sen } j$$

Dividiendo entre $\cos j$

$$W_y = (a_1x + b_1y) + (cx + dy)\beta \tan j$$

y sustituyendo en esta ecuación el valor de $x = -ny$, se obtiene

$$W_y = (-a_1ny + b_1y) + (-cny + dy)\tan j$$

Pero se sabe que $\tan j = n$ y $d = -a_1$, y dividiendo entre "y" se obtiene

$$W_y = (b_1 - a_1n) - n[a_1 + (W_c - b_2)n] \quad (5.38)$$

Las otras tres ecuaciones restantes se pueden obtener en forma similar en función de W_c , m , n , con lo cual se tiene un sistema de ecuaciones cuya solución es:

$$a_1 = \frac{W_c mn(m-n)}{(m-n)^2} - \frac{W mn(2-mn+m^2)}{(m+n)^2} \quad (5.39.a)$$

$$b_1 = \frac{2W_c m^2 n^2}{(m+n)^2} + \frac{W m^2(m+3n-2mn^2)}{(m+n)^3} \quad (5.39.b)$$

$$a_2 = \frac{-W_c(m-n)}{(m+n)^2} + \frac{W(2-3mn-n^2)}{(m+n)^3} \quad (5.39.c)$$

$$b_2 = \frac{W_c(m^2+n^2)}{(m+n)^2} - \frac{W(m-n-2m^2n)}{(m+n)^3} \quad (5.39.d)$$

Con estos valores en (5.36) pueden determinarse las componentes de esfuerzo en cualquier punto del cuerpo. Los esfuerzos principales se obtienen a partir del círculo de Mohr.

$$\sigma_p = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + (\tau_{xy})^2} \quad (5.40)$$

En general los esfuerzos son funciones de "x" y "y" pero, para los paramentos $X = -ny$; $X = my$ el valor de $\sigma_y = y f(W_c, W, m, n)$

En el paramento aguas arriba se tiene de (5.36.b)

$$\sigma_y = a_2 x + b_2 y$$

Y de la condición de frontera $X = -ny$

$$\sigma_y = -a_2 ny + b_2 y \quad (5.41)$$

Y sustituyendo los valores de (5.39)

$$\sigma_y = \frac{-W_c(m-n)ny}{(m+n)^2} + \frac{W(2-3mn-n^2)ny}{(m+n)^3} + \frac{W_c(m^2+n^2)y}{(m+n)^2} - \frac{W(m-n-2m^2n)y}{(m+n)^3}$$

Ordenando y realizando simplificaciones

$$\sigma_y = y \left[\frac{W_c m}{m+n} + W \left(1 - \frac{1+m^2}{(m+n)^2} \right) \right] \quad (5.42)$$

Siguiendo un procedimiento similar

$$\sigma_x = W_y + (\sigma_y - W_y)n^2 \quad (5.43)$$

$$\tau_{xy} = n(W_y - \sigma_y) \quad (5.44)$$

De tal manera que los esfuerzos principales son:

$$\sigma_1 = p = W_y \quad (5.45)$$

$$\sigma_2 = \sigma_y + (\sigma_y - W_y)n^2 \quad (5.46)$$

En el paramento aguas abajo

$$\sigma'_y = y \left[\frac{W_c n}{m+n} + \frac{W(1-mn)}{(m+n)^2} \right] \quad (5.47)$$

$$\sigma'_x = \sigma'_y m^2 \quad (5.48)$$

$$\tau'_{xy} = \sigma'_y m \quad (5.49)$$

Esfuerzos principales

$$\sigma'_1 = 0 \quad (5.50)$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_y (1+m^2) \quad (5.51)$$

Si se considera ahora una cortina de machones, los esfuerzos en los contrafuertes se pueden determinar con las formulas anteriores. Sustituyendo W por W^* la densidad del líquido multiplicada por la relación entre la separación centro a centro de machones y el espesor de estos, es decir (Fig.5.13):

$$W^* = W \frac{B}{b} = SW \quad (5.52)$$

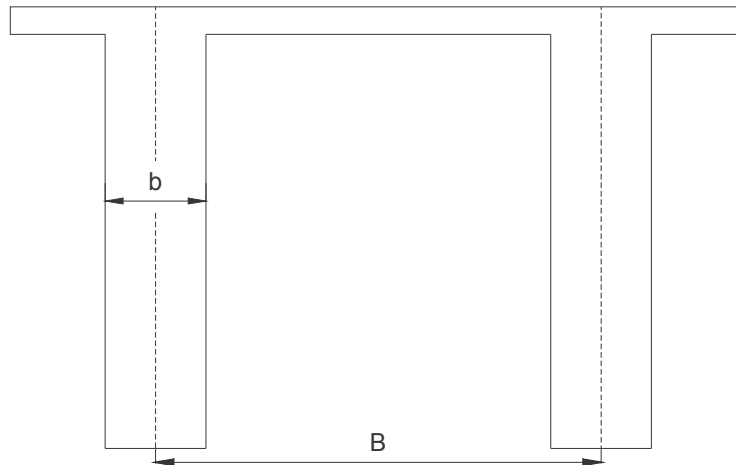


Fig. 5.13 Definición de la relación de separación entre Machones

Imponiendo la condición de que no exista tensión en el paramento aguas arriba, $\sigma_2 \geq 0$, se tendrá la siguiente expresión:

$$W_c m(m+n)(1+n^2) - W^*(1-mn)^2 \geq 0 \quad (5.53)$$

Por otra parte, el volumen de material por unidad de ancho de la cubierta está dado por:

$$V = \frac{(m+n)y^2}{2 \frac{B}{b}} = \frac{(m+n)y^2}{2S} \quad (5.54)$$

Es decir una vez fijada la relación de separación $S = B/b$, se deben buscar valores de “m” y “n” que satisfaciendo la condición de no tensión, hagan mínima la relación $I.V. = (m+n)/S$ (llamado índice de volumen) y, por lo tanto, el volumen. Para esto, es recomendable hacer uso de la tabla 5.1 debida a Malterre. Entrando con el valor de S, se localiza el índice de volumen mínimo en cuerpo. El cual corresponderá al talud económico n. Con tales datos se calcula el valor de m a partir de $m = I.V.(S) - n$

Valores de $\frac{m+n}{s}$

S \ n	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
1	0.645	0.680	0.752	0.855	0.987	1.136
2	0.455	0.447	0.452	0.489	0.540	0.607
3	0.372	0.340	0.337	0.353	0.382	0.422
4	0.322	0.278	0.273	0.280	0.299	0.327
5	0.288	0.245	0.232	0.234	0.247	0.268
7.5	0.237	0.187	0.171	0.168	0.174	0.187
10	0.204	0.156	0.137	0.133	0.136	0.144

Tabla 5.1. Índice de Volumen de los contrafuertes

VI.6.2 MÉTODO DE STEFKO.

(Enrique Santoyo Meza, 1965)

Este método permite analizar los estudios en el contrafuerte cuando su espesor varía linealmente con la profundidad. Los elementos geométricos se ilustran en la figura 5.14. A una profundidad “y” corresponde un espesor “b”. Al plano correspondiente se le considera como superficie media de referencia para un elemento en el cual se definen los siguientes elementos, denominados “específicos”, Fig. 5.15.

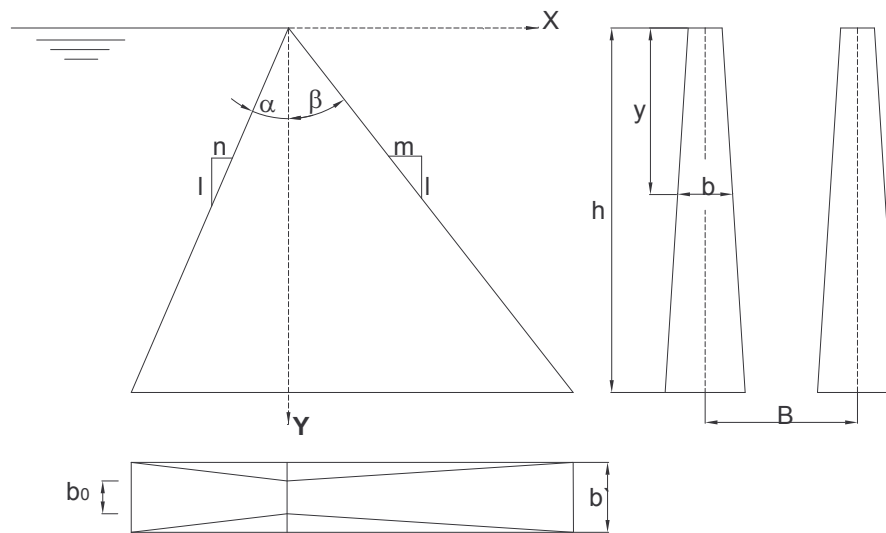


Fig. 4.14 Elementos geométricos del contrafuerte.

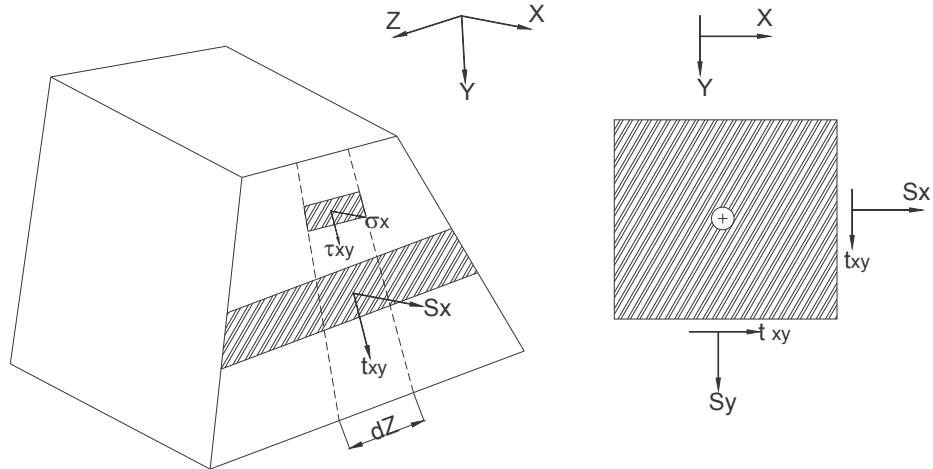


Fig. 5.15 Definición de los elementos específicos.

Esfuerzos.

$$S_X = \int_{-b/2}^{b/2} \sigma_x dz; \quad S_Y = \int_{-b/2}^{b/2} \sigma_y dz; \quad t_{xy} = \int_{-b/2}^{b/2} \tau_{xy} dz \quad (5.55)$$

En el cual:

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ Son esfuerzos uniformes en un plano del contrafuerte.

S_x, S_y, t_{xy} Esfuerzos totales en un plano del contrafuerte.

Fuerzas de Superficie en el Paramento Aguas Arriba.

$$\bar{X} = \int_{-b/2}^{b/2} W_y \cos i dz; \quad \bar{Y} = \int_{-b/2}^{b/2} W_y \text{seni} dz \quad (5.56)$$

Donde:

\bar{X}, \bar{Y} Fuerzas de superficie en un plano del contrafuerte.

i ángulo que forma el empuje hidrostático con la horizontal.

Fuerzas de Masa.

$$X' = 0; \quad Y' = \int_{-b/2}^{b/2} W_C dz \quad (5.57)$$

Para cualquier punto el valor de las fuerzas de masa es:

$$X = 0; \quad Y' = (b_0 + b'y)W_C$$

Las condiciones de frontera son las indicadas en las ecuaciones (5.37). Basándose en las ecuaciones de equilibrio elástico:

$$\frac{\partial S_x}{\partial x} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial y} = 0 \quad (5.58)$$

$$\frac{\partial S_y}{\partial y} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial x} + (b_0 + b'y)W_C = 0 \quad (5.59)$$

Y las ecuaciones de compatibilidad siguiendo un procedimiento similar al del método de Pigeaud:

$$\nabla^2 (S_x + S_y) = -(1 + \mu)b'W_c \quad (5.60)$$

El lado derecho de ésta ecuación es un valor constante, por lo tanto, puede expresarse como un polinomio de segundo grado en "x" y "y". Por lo que para resolver las ecuaciones (5.58) y (5.59) para el esfuerzo específico t_{xy} se tendrá en el caso general:

$$t_{xy} = -(A_1 x^2 + B_1 xy + C_1 y^2 + D_1 x + E_1 y + F_1) \quad (5.61)$$

Los esfuerzos específicos se obtienen de (5.58) y (5.60), en donde se sustituye el valor anterior y resulta:

$$S_x = \frac{B_1}{2} x^2 + 2C_1 xy + E_1 x + f(y) \quad (5.62)$$

$$S_y = 2A_1 xy + \frac{1}{2}(B_1 - bW_c)y^2 + (D_1 - b_0 W_c)y + f(x) \quad (5.63)$$

Para evaluar $f(x)$ y $f(y)$ se derivan dos veces las expresiones anteriores y se llevan a (5.60). Se obtiene:

$$f(x) = \frac{1}{2}K_1 x^2 + L_1 x + M_1 \quad (5.64)$$

$$f(y) = \frac{1}{2}K_2 y^2 + L_2 y + M_2 \quad (5.65)$$

Las expresiones generales para el cálculo de los esfuerzos en el contrafuerte se obtienen al sustituir (5.64) y (5.65) en (5.62) y (5.63).

$$\tau_{xy} = \frac{-1}{b_0 + b'y} (A_1 x^2 + B_1 xy + C_1 y^2 + D_1 x + E_1 y + F_1) \quad (5.66)$$

$$\sigma_x = \frac{1}{b_0 + b'y} \left(\frac{1}{2}B_1 x^2 + 2C_1 xy + \frac{1}{2}K_2 y^2 + E_1 x + L_2 y + M_2 \right) \quad (5.67)$$

$$\sigma_y = \frac{1}{b_0 + b'y} \left(\frac{1}{2}K_1 x^2 + 2A_1 xy + \frac{1}{2}(B_1 - b'W_c)y^2 + L_1 x + (D_1 - b_0 W_c)y + M_1 \right) \quad (5.68)$$

Ahora bien, las condiciones de frontera (5.37) dan la pauta para obtener los valores de los parámetros de las ecuaciones de esfuerzos. Se llega a demostrar que:

$$M_1 = M_2 = F = 0 \quad (5.69)$$

y los valores de los nueve parámetros restantes se obtienen del sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} -n^3 & 3/2n^2 & -3n & 0 & 1/2 \\ -3n^2 & 3/2n & -1 & 1/2n^3 & 0 \\ m^3 & 3/2m^2 & 3m & 0 & 0 \\ 3m^2 & 3/2m & 1 & 1/2m & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ K_1 \\ K_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 1/2\mu b'W_C \\ 0 \\ 1/2mW_C \\ -\mu b'W_C \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} n^2 & -2n & 0 & 1 \\ -2n & 1 & n^2 & 0 \\ m^2 & 2m & 0 & 1 \\ 2m & 1 & m^2 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_1 \\ E_1 \\ L_1 \\ L_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -BW \\ n(b_0 W_C - BW) \\ 0 \\ m b_0 W_C \end{bmatrix}$$

Con los resultados de estos sistemas de ecuaciones sustituidas en (5.66), (5.67) y (5.68) se pueden calcular los esfuerzos en cualquier punto del contrafuerte.

VI.6.3 MÉTODO DE LA LEY TRAPEZOIDAL O DE LA ESCUADRÍA.

(Calvin, Davis, 1969)

El método de la ley trapezoidal está basado en la teoría de la elasticidad y supone básicamente para el análisis de esfuerzos internos de la estructura, una distribución lineal o trapezoidal de los esfuerzos normales a planos horizontales. La suposición de una distribución lineal simplifica ampliamente la determinación de los esfuerzos principales y de los esfuerzos cortantes máximos que ocurren sobre planos inclinados dentro de la estructura, los cuales generalmente son de mayor intensidad y más críticos que los esfuerzos que se producen en otros planos.

En términos generales, el método supone a la estructura dividida en una serie de prismas elementales mediante planos horizontales y verticales. Los esfuerzos normales verticales se evalúan como en una presa de gravedad sólida, con excepción de la que el momento de inercia efectivo debe determinarse para cada sección horizontal considerada, y que la regla del tercio medio no se aplica si la sección transversal no es rectangular. La diferencia de las fuerzas normales sobre dos planos horizontales proporciona el cortante total sobre el área de la sección vertical entre esos dos planos, y las diferencias de las intensidades de los esfuerzos cortantes entre esos dos planos horizontales proporcionan la carga total horizontal entre esos planos. De estas diferencias pueden encontrarse los esfuerzos normales horizontales. Con los cortantes y los esfuerzos normales verticales y horizontales conocidos, es posible determinar la magnitud y dirección de los esfuerzos cortantes máximos.

Las formulas que expresan la ley trapezoidal y su aplicación a los distintos tipos de cortinas de machones o contrafuertes se presentan a continuación.

CORTINAS DE MACHONES HUECOS (TIPO MARCELLO)

En las cortinas tipo gravedad, su estabilidad depende principalmente del peso del concreto contenido dentro de su perfil aproximadamente triangular. La sección se debe proporcionar para ofrecer un adecuado factor de seguridad contra el volteo, debido a fuerzas como presión del agua, subpresión, carga de azolves, cargas de hielo y fuerzas sísmicas. También

se prevé suficiente resistencia fricción-cortante, en el plano de contacto con la cimentación, para ofrecer un satisfactorio factor de seguridad contra el deslizamiento o falla de corte.

Dependiendo del criterio seleccionado, el volumen de concreto requerido para compensar los efectos de subpresión, será entre un cuarto y un tercio del volumen total de la sección. Esto sugiere la eliminación de parte del concreto, el cual por su presencia crea un parte sustancial de la subpresión dentro de una presa de gravedad. La eliminación parcial de las fuerzas de subpresión, por la creación de cavidades internas dentro de una presa de gravedad, es, por consiguiente, el primer factor importante en el desarrollo de cortinas de gravedad hueca.

Un segundo factor es la manera como el peso del agua, concreto y otras cargas se transmiten a través de la estructura a la cimentación. Se requieren dos tercios y tres cuartos del volumen de una presa de gravedad, como contrapeso para superar las fuerzas de volteo y de fricción-cortante y solamente se requieren entre un cuarto y un tercio del volumen de concreto para transmitir las cargas, a esfuerzos aceptables, a través de la estructura a la cimentación.

El reemplazo del momento resistente del concreto de contrapeso, con el peso del agua en la cara inclinada de aguas arriba, incrementa los factores de seguridad y mejora la distribución de esfuerzos.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.

Como el caso de las cortinas de gravedad, debe cumplirse las dos condiciones básicas; no volteamiento y no deslizamiento. Las fuerzas a considerarse son las mismas, es decir, empuje hidrostático, empuje de azolves peso propio y subpresión, además, cargas eventuales como hielo y sismo. El análisis es similar a las presas de gravedad, pero el lugar de hacerse para una tajada de un m de ancho, se hace para una unidad, es decir, un contrafuerte, tomando en cuenta las cargas que actúan en todo el ancho de la cubierta.

Al igual que para las cortinas de gravedad, se deben cumplir los factores de seguridad para las diversas condiciones de carga. Además, se deben evitar tensiones en la cara aguas arriba, asegurándose con esto que no se formarán grietas que puedan poner en peligro la estructura.

El diseño de presas de machones requiere satisfacer factores de fricción cortante y deslizamiento. Los valores límites de esos factores de estabilidad son amplios dependiendo de las condiciones de cimentación y métodos de construcción. Para el factor de deslizamiento, el cual es la relación de fuerzas horizontales totales arriba de un plano horizontal, a las fuerzas verticales que actúan sobre el plano, la practica el limitar el factor a 0.65 para condiciones de carga normal y 0.75 para condiciones de carga que incluyen efectos sísmicos.

$$FC = \frac{N \tan \phi + Ac}{\sum F_H} \quad (5.70)$$

Para los factores de fricción cortante bajo las mismas condiciones, los valores mínimos serán de 6.0 y 5.0 respectivamente. De los dos criterios, el factor fricción-cortante es el criterio más aceptable para juzgar la seguridad de una presa contra el deslizamiento.

$$FS = \frac{\tau_F}{\tau} = \frac{N \tan \phi + CL}{\tau} \quad (5.71)$$

Dónde

- N resultante de la fuerza normal supuesta en el plano de deslizamiento
- ϕ Angulo de fricción interna
- C Cohesión del material
- L Longitud de la base a compresión por sección unitaria de la presa

Los contrafuertes requieren juntas de contracción, las relaciones entre carga vertical y corte en la línea de la cimentación puede variar a lo largo de la base. En este caso el factor de seguridad fricción cortante se deberá analizar por separado para cada columna limitada por las juntas.

ESFUERZOS.

Es de fundamental importancia el tipo de esfuerzos verticales normales sobre planos horizontales, hasta ahora designado como σ_x . Generalmente se supone que σ_x tiene una distribución lineal sobre un plano horizontal y que puede ser calculada de la conocida fórmula de la escuadría.

$$\sigma_x = \frac{\sum F_v}{A} \pm \frac{MY}{I} \tag{5.72}$$

- $\sum F_v$ Suma algebraica de todas las fuerzas verticales activas.
- A área de contacto de la base.
- M momento
- Y distancia del centro de gravedad a la fibra más alejada.
- I momento de inercia de la sección horizontal.

La determinación de patrones de esfuerzos en modelos estructurales y observaciones en prototipos de campo, indican solamente una leve distribución curvilínea en cortinas con alturas entre 60 y 80m. La fórmula de la escuadría, por consiguiente, se puede aplicar sin error sustancial en cortinas con rangos de altura media.

Debido a que las intensidades de esfuerzo cortante vertical y horizontal son iguales, los esfuerzos cortantes también se pueden integrar aritméticamente sobre dos planos horizontales, separados por un incremento vertical de altura Δh . Designando el cortante total como la intensidad de esfuerzo normal horizontal en un punto.

$$\sigma_y = \frac{\Delta V}{\Delta A} \tag{5.73}$$

Donde:

- ΔV Incremento de la fuerza cortante
- ΔA Incremento de área.

Para determinar los valores de σ_y , deberán determinarse los valores promedio de τ_{xy} en el plano horizontal medio. Determinados los valores de $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$, para un número suficiente de puntos, es posible calcular las intensidades σ_1 y σ_2 del primer y segundo esfuerzos principales, las cuales se pueden obtener de la siguiente manera:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \tag{5.74}$$

Función de esfuerzo (Airy) derivando (∂) respecto a x , y (β) respecto a y y restando:

$$\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 \tau_{xy}}{\partial x \partial y} - \frac{\partial^2 \sigma_{xy}}{\partial y \partial x} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} = 0 \quad (5.75)$$

$$\left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_{18} = \frac{\phi f_1 - \phi_{15}}{2\Delta} \quad (5.76)$$

$$\phi f_1 = 2\Delta \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_{18} + \phi_{15} \quad (5.77)$$

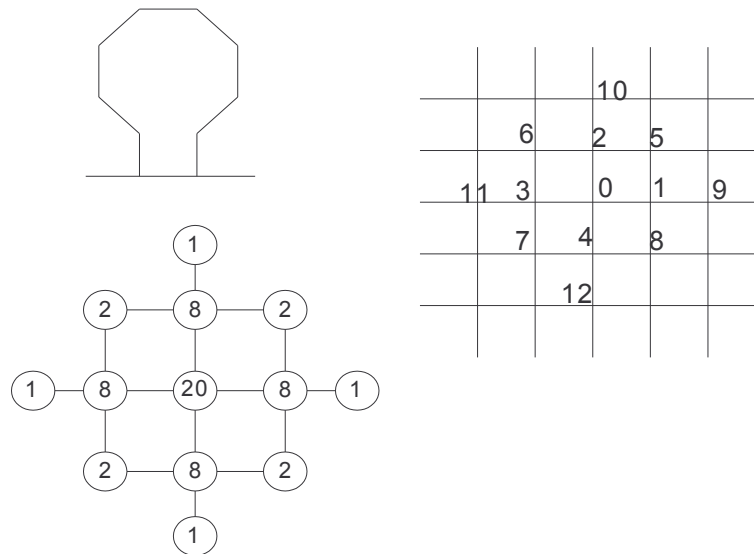


Fig. 5.16 malla propuesta para determinar esfuerzos en la cabeza del machón.

Se plantea un sistema:

$$\begin{bmatrix} \phi_1 & \dots & \phi_n \\ a_{ij} \\ \phi_m & \dots & \phi_{mn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \vdots \\ \phi_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_j \end{bmatrix} \Rightarrow \nabla^4 \phi = \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \phi}{\partial y^4} = 20 \phi_0 + \phi_{12} = 0$$

Finalmente se obtienen: σ_1, σ_2, ϕ (esfuerzos principales)

$$\frac{\partial \phi^2}{\partial x^2} = \sigma_y; \quad \frac{\partial \phi^2}{\partial y^2} = -\sigma_x; \quad \frac{\partial \phi^2}{\partial x \partial y} = \tau_{xy} \quad (5.78)$$

Por Integración directa

Por inspección se “inventa” una función ψ que cumpla las condiciones, Pigeaud propuso:

$$\psi = \frac{a}{6} x^3 + \frac{b}{2} x^2 y + \frac{c}{2} xy^2 + \frac{d}{6} y^3 \quad (5.79)$$

De $\nabla^4 \phi = 0$ y las condiciones de frontera se logran obteniendo la segunda parcial.

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = ax + by = \sigma_y - \gamma m y \quad (5.80)$$

De manera que

$$\sigma_y = ax + (b - \gamma m)y \quad (5.81)$$

Por el teorema de Shwarz

$$\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} = 0 \quad (5.82)$$

Combinando γ con δ y haciendo un cambio de variable:

$$E \begin{cases} \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} = \sigma_y \\ \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = \sigma_x \\ \frac{\partial^2 \psi}{\partial x \partial y} = -\tau_{xy} \end{cases} \Rightarrow \nabla^4 \phi = 0; \quad \nabla^2 \nabla^2 = 0$$

$$\nabla^4 = \frac{\partial^4}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4}{\partial y^4} \quad (5.83)$$

Sí hay fuerzas másicas en el sistema original, *no* es homogéneo y la solución general del problema tiene dos partes:

- Solución general del sistema homogéneo
- Una solución particular del sistema no homogéneo que debe tomar en cuenta las condiciones de frontera.
-

Supóngase que $x = 0$ y $y = \delta m \Rightarrow \sigma_y = \delta m y$

Solución particular sí: $\partial xy = 0; \quad x = 0$

En la 1° de las ecuaciones E:

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \gamma m \psi \quad (5.84)$$

O bien,

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = \sigma_y - \gamma m \psi$$

Esfuerzos en la cabeza: Función de Airy

Iniciar en un punto sin carga (Δp . Ej.)

En los puntos de 1 a 5 $\sum F_x = 0; \quad \sum F_y = 0; \quad \sum M = 0$

En el punto 6 $\sum F_x = 0$; $\sum F_y = P\Delta x$; $\phi_6 = -\rho \Delta x \left(\frac{\Delta x}{2} \right)$

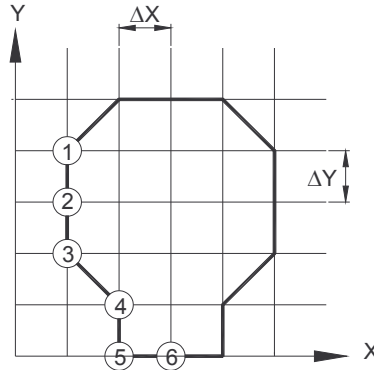


Fig 4.7 Determinación de esfuerzos en la cabeza del machón.

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = -F_y; \quad \frac{\partial \phi}{\partial x} = 0 \qquad \frac{\partial \phi}{\partial y} = -F_x; \quad \frac{\partial \phi}{\partial y} = 0 \qquad \phi = M$$

$$\sum F_x = 0; \quad \frac{\partial \phi}{\partial y} = 0 \qquad \sum F_y = Ry; \quad \frac{\partial \phi}{\partial x} = -Ry$$

$$\sum M = Ry \frac{\Delta x}{2}; \quad \phi = Ry \frac{\Delta x}{2} \qquad \phi = M$$

Puntos interiores:

$$\nabla^4 \phi = 20\phi_0 - 8(\phi_1 + \phi_2 + \phi_3 + \phi_4) + 2(\phi_5 + \phi_6 + \phi_7 + \phi_8) + \phi_9 + \phi_{10} + \phi_{11} + \phi_{12} = 0$$

$$\nabla^4 \phi = \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \phi}{\partial y^4}$$

VI.6.4 MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO.

Los métodos convencionales para el análisis de una presa de machones consideran como hipótesis, la distribución lineal de los esfuerzos verticales. Esta imposición es válida en presas de sección gravedad, pero se ha visto que es demasiada simplificación para las secciones de las presas de machones, especialmente cuando se incluyen en el análisis de deformabilidad de la cimentación. Independientemente de esta simplificación, el cálculo de los esfuerzos principales requiere la ejecución de cálculos elaborados basados en el equilibrio de tajadas horizontales.

El desarrollo de métodos numéricos para el análisis de esfuerzos, aunado a la disponibilidad de computadoras de gran capacidad que permiten una excelente aproximación a los análisis. La utilización del método del elemento finito se ha extendido de tal manera en el campo del análisis estructural, que ya se cuenta con programas de aplicación general de biblioteca, en los cuales prácticamente solo hace falta introducir las condiciones de frontera de los casos particulares para hacer uso de ellos. (Clough, 1956)

Para el análisis de estructuras mediante elemento finito, existe una gran variedad de formas en función de las cuales se tiene el número de nudos de interconexión; la más simple es el triángulo interconectado en sus vértices, muy utilizado en problemas bidimensionales. En problemas más complejos se pueden emplear desde elementos planos con grados rotacionales de libertad, hasta formas tridimensionales con tantos nudos como sean necesarios para representar el comportamiento de la estructura.

VI.7 EJEMPLO NUMÉRICO.

Analizar la estabilidad de la presa mostrada en la figura, la sección mostrada es la máxima.

Combinación no usual de cargas

- Nivel de aguas correspondiente al NAME
- Subpresión
- Carga de azolves
- Peso propio y accesorio

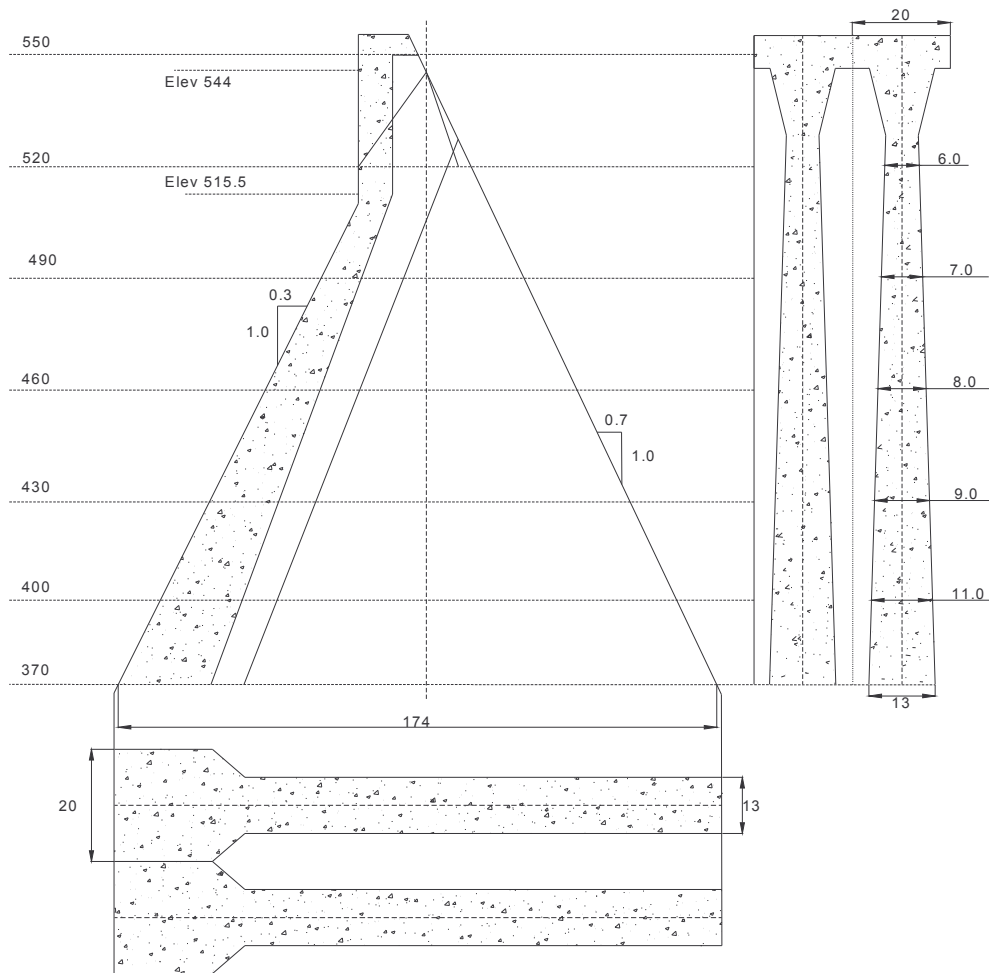


Fig. 4.8 Presa de contrafuertes.

Los niveles de agua se muestran a continuación:

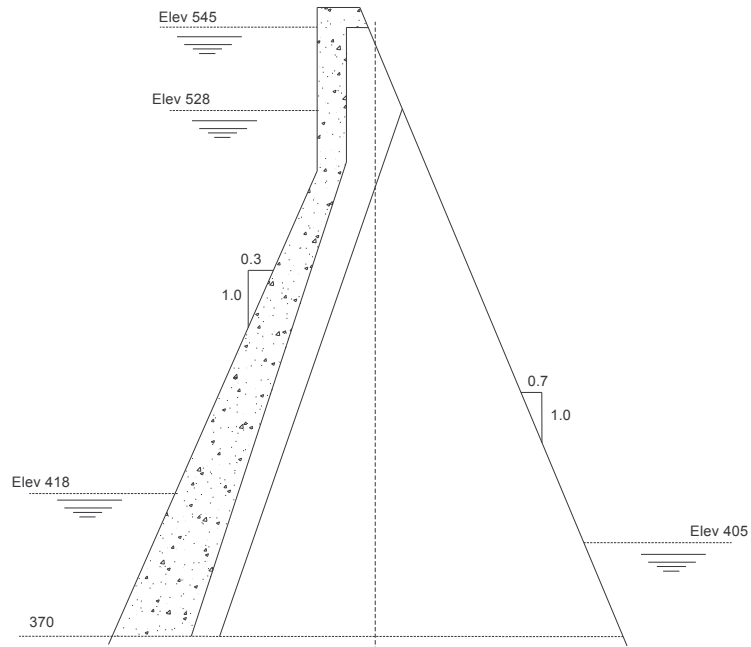


Fig. 4.9 Análisis al nivel del NAME de una presa de machones.

La notación empleada será la siguiente

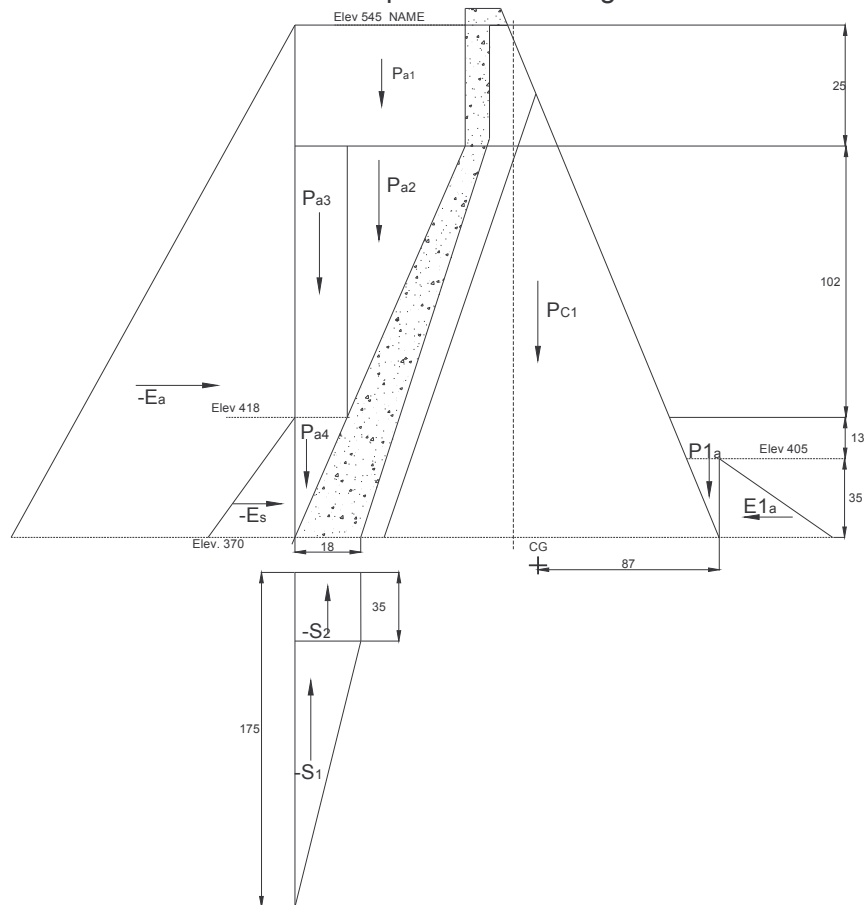


Fig. 4.10 Fuerzas actuantes en una presa de contrafuertes.

CORTES A DIFERENTES ELEVACIONES

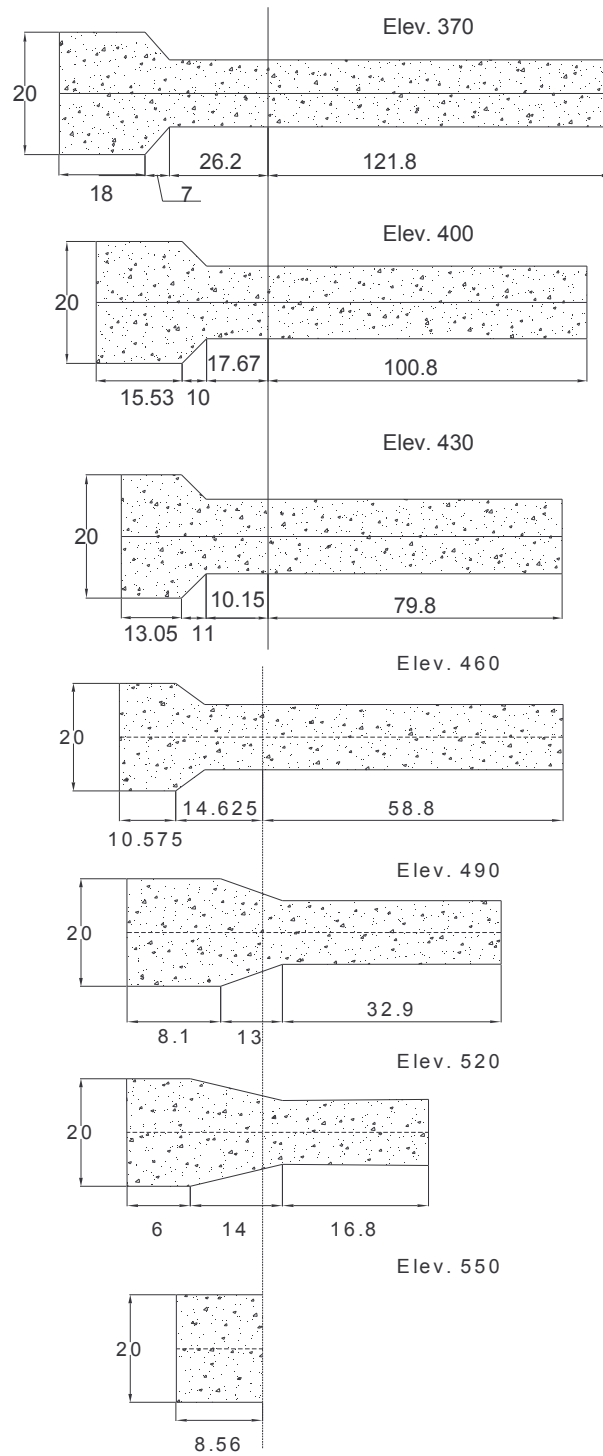


Fig. 4.11 Corte del contrafuerte a diferentes elevaciones

PESO Y CENTROIDE DE LA CORTINA:

Para cada elevación el Centroide es

Elevación	$A(m^2)$	$\bar{X}(m)$	$A\bar{X}(m^3)$	
370	360	9	3240	$\Rightarrow \bar{x} = 82.16 m$ de la cabeza
	132	21.72	2867.04	
	1924	100	192400	
	2416		198507.04	
400	310.5	7.76	2410.26	$\Rightarrow \bar{X} = 65.57 m$ de la cabeza
	155	20.04	3106.38	
	1303.23	84.76	110465.03	
	1768.73		115981.67	
430	261	6.53	1703.03	$\Rightarrow \bar{X} = 49.13 m$ de la cabeza
	159.50	17.85	2847.81	
	809.55	69.03	55879.19	
	1230.05		60430.03	
460	211.50	5.29	1118.31	$\Rightarrow \bar{X} = 34.38 m$ de la cabeza
	168	15.72	2640.6	
	491.36	53.29	26182.12	
	870.86		29941.03	
490	162	4.05	656.1	$\Rightarrow \bar{X} = 20.58 m$ de la cabeza
	175.5	13.56	2379.22	
	230.3	37.55	8647.77	
	567.80		11683.09	
515.5	120	3	360	$\Rightarrow \bar{X} = 9.10 m$ de la cabeza
	182	11.74	2137.33	
	16.8	23.96	402.53	
	318.8		2899.86	

Referido al eje de la cortina el peso y Centroide a esta hasta la elevación 515.5 Será:

Elevación	$A (m^2)$	Y dist. al eje (m)	$AY (m^3)$	$A_{Prom.} (m^2)$	Vol. (m^3)	Peso (ton)
370	2416	29.96	72383.36	2092.37	62770.95	150650.2
400	1768.73	22.37	39566.49	1499.39	44981.7	107956.0
430	1230.05	14.93	18364.65	1050.46	31513.65	75632.7
460	870.86	9.18	79944.9	719.33	21579.9	51791.7
490	567.80	4.38	2486.96	443.30	11304.15	27129.8
515.5	318.8	0.54	172.15			
Σ	7172.24		140,968.10			413160.8

$$\Rightarrow \bar{X}_1 = \frac{140,968.10}{7172.24} = 19.65 \text{ m del eje de la cortina}$$

$$\text{y } Y_{pc_1} = 102.15 \text{ m del pie de la presa}$$

Valuación de Cargas: Se analizará un machón correspondiente a la sección máxima a la elevación 370. $H_{TOTAL} = 175 \text{ m}$ de agua

Cargas	Brazos de Palanca
$Ea = \gamma_A \frac{(175)^2}{2} \times 20 = 306,250 \text{ ton};$	$Z_{Ea} = 58.33 \text{ m}$
$Es = 1.365 \frac{(48)^2}{2} \times 20 = 31,449.6 \text{ ton};$	$Z_{Es} = 16 \text{ m}$
$Pa_1 = \gamma_a \frac{(97.5 \times 29.25)}{2} \times 20 = 28,518.75 \text{ ton};$	$Y_{Pa1} = 149.95 \text{ m}$
$Pa_2 = \gamma_a (43.65 \times 29.50) \times 20 = 25,753.5 \text{ ton};$	$Y_{Pa2} = 152,275 \text{ m}$
$Pa_3 = \gamma_a (14.4 \times 97.5) \times 20 = 28,080.0 \text{ ton};$	$Y_{Pa3} = 166.8 \text{ m}$
$Pa_4 = \gamma_a (14.4 \times 48) \times \frac{20}{2} = 6912 \text{ ton};$	$Y_{Pa4} = 169.20 \text{ m}$
$Pc_1 = 413,160.84 \text{ ton};$	$Y_{pc_1} = 102.15$
$Pc_2 = 21,610.8 \text{ ton};$	$Y_{pc_2} = 125.877 \text{ m}$
$S_1 = \gamma_a (140 \times 18) \times \frac{20}{2} = 25200 \text{ ton};$	$Y_{s_1} = 168 \text{ m}$
$S_2 = \gamma_a (18 \times 35) \times 20 = 12,600 \text{ ton};$	$Y_{s_2} = 165 \text{ m}$
$Ps = 0.92(14.4 \times 48) \times \frac{20}{2} = 6359.04 \text{ ton};$	$Y_{p_5} = 169.20 \text{ m}$
$E^1a = \gamma_a (35)^2 \times \frac{20}{2} = 12250 \text{ ton};$	$Z_{Ea} = 11.67 \text{ m}$
$P^1a = \gamma_a (35)^2 \times 0.7 \times \frac{20}{2} = 8575 \text{ ton}$	$Y_{P^1a} = 8.17 \text{ m}$

Deslizamiento, factor de fricción cortante

$$f'_c = 290 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; \quad 0.15 f'_c = 37.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Rightarrow Q = \frac{CA + (\sum N - \sum U) \tan \phi}{\sum H}$$

$$Q = \frac{374.1 \left(148 \times 13 + (20 + 13) \frac{8}{2} + 20 \times 18 \right) + 501,169.93 \times 0.8}{325,449.6} = 4.01$$

$4.01 > 4 \quad \therefore$ No hay deslizamiento

Esfuerzos en la base. (Considerando la subpresión)

$$N = 463,369.93 \text{ ton};$$

$$M_{TAL} = -66507444.72 + 18436812855 = 48070630.8 \text{ ton} \cdot m$$

$$M_{cg} = -48070630.87 + 463369.93 \times \frac{174}{2} = -7757446.96 \text{ ton} \cdot m$$

$$A = \left(148 \times 13 + (20 + 13) \frac{8}{2} + 20 \times 18 \right) = 2416 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(13)(174)^3}{12} = 5705,026 \text{ m}^4; \quad \frac{h}{2} = \frac{174}{2} = 87 \text{ m}$$

$$\therefore F_4 = \frac{463369.93}{2416} + \frac{7757446.96}{5707026} \times 87 = 310.05 \text{ t/m}^2 = \underline{31 \text{ kg/cm}^3}$$

$$F_B = \frac{463369.93}{2416} - \frac{7757446.96}{5705026} \times 87 = 73.535 \text{ t/m}^2 = \underline{7.35 \text{ kg/cm}^2}$$

Se presentan los esfuerzos de compresión en el talón de la presa (aguas arriba) y los de tensión aguas abajo.

Sin considerar subpresión

$$\left. \begin{array}{l} N = 501,169.93 \text{ ton} \\ M_N = 60,194,844.72 \text{ ton} \cdot m \end{array} \right\} X = \frac{60,194,844.72}{501,169.93} = 120.11 \text{ m}$$

$$X_{\text{centroidal}} = 120.11 - \frac{174}{2} = 33.11 \text{ m}$$

$$M_N(\text{centr}) = 501,169.93 \times 33.11 = 16,593,060.81$$

$$M_f = M_H - M_N(\text{cen}) = -1630737.79 \text{ ton} \cdot m$$

$$A = 2416 \text{ m}^2, I = 5707026 \text{ m}^4, \frac{h}{2} = 87 \text{ m}$$

$$\therefore F_A = \frac{501,169.93}{2416} + \frac{1630737.79}{5707026} \times 87 = 232.30 \text{ t/m}^2 = \underline{23.23 \text{ kg/cm}^2}$$

$$F_B = \frac{501,169.93}{2416} - \frac{1630737.79}{5707026} \times 87 = 182.58 \text{ t/m}^2 = \underline{18.26 \text{ kg/cm}^2}$$

Los esfuerzos para ambos casos resultan menores que el permisible, ($0.25f'_c = 72.5 \text{ Kg./cm}^2$) por lo que no se considera pertinente un cambio de sección o material. En ningún caso hay tensión lo que implica que no habrá agrietamiento

CABEZA DEL MACHÓN

Se propone la siguiente malla para analizarla con la función de Airy, véase Fig. 4.12.

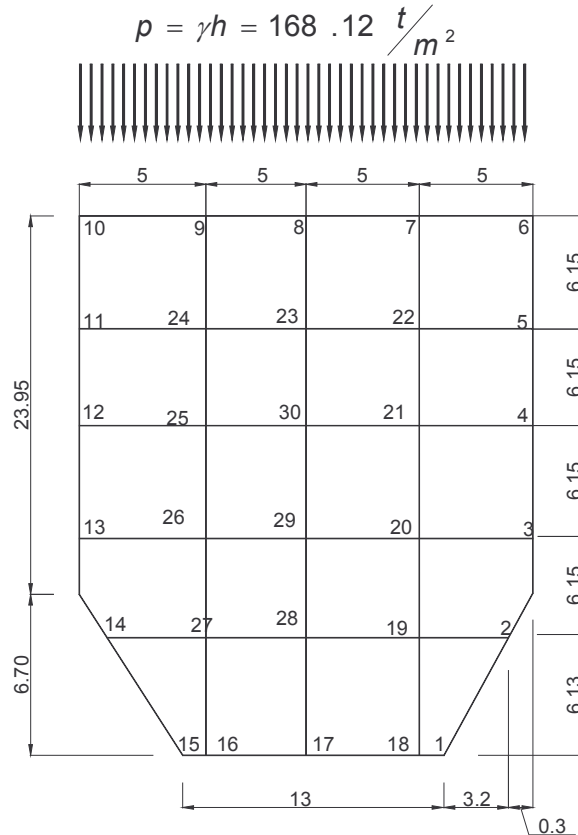


Fig. 4.12 Determinación de la malla de la cabeza del machón.

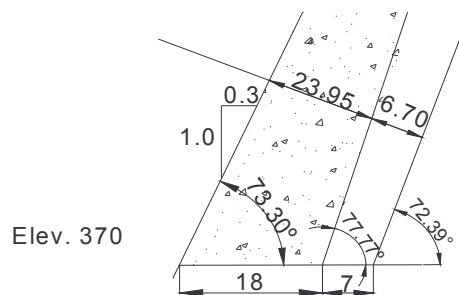


Fig. 4.13 Corte Normal al talud aguas arriba.

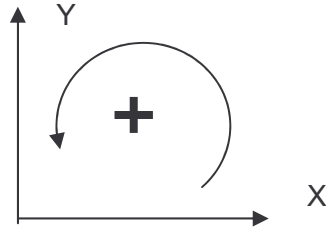
En la frontera se tiene que:

$$\left(\frac{\partial \phi}{\partial X}\right)_P = -\sum_A^P Fy \quad ; \quad \left(\frac{\partial \phi}{\partial Y}\right)_P = -\sum_A^P Fx \quad ; \quad \phi_p = \sum_A^M M_{PF}$$

Donde:

F_x , F_y son fuerzas exteriores que actúan entre el punto A y el punto P en los sentidos X y Y y M es el momento de las fuerzas respecto a P.

Convención de signos:



La suma de fuerzas en X y Y se hará conforme al siguiente cuadro:

TRAMO	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
NUDO	2	3				7	8
$\sum F_x$	0	0	0	0	0	0	0
$\sum F_y$	-538.36	-588.80	-588.80	-588.80	-588.8		
M_p	861.38	1030.39	1030.39	1030.39			

CAPITULO VI

PRESAS DE ARCO

INTRODUCCIÓN.

En el diseño de presas existe una gran diversidad de métodos, en el caso del diseño de presas de arco es común emplear el método de cargas de prueba, el método del elemento finito, el método de cascarones o el método de modelos estructurales entre otros. La elección de un método depende principalmente del avance del proyecto, como puede ser la prefactibilidad, factibilidad o en su caso en construcción y sobre todo de las condiciones del sitio, ya que tiene efecto directo en el tipo de cortina y el análisis al cual debe someterse, esto con el fin de que el diseño sea el más adecuado.

En este capítulo se revisa la filosofía y las suposiciones en las que se basa el método de cargas de prueba. Se presentan los conceptos involucrados en el cálculo y la consideración del efecto de las deformaciones de la cimentación, el diseño de arcos, en el análisis de presas de arco. Se examina la división de la presa en elementos unitarios verticales y horizontales y los movimientos causados por las cargas. Se discute la distribución por tanteos de las cargas entre las unidades de arco y cantiliver, cargas que originan rotación y deflexión. Se presentan los ajustes necesarios para obtener la continuidad geométrica entre los elementos analizados. Se analiza la determinación de las deflexiones y se presenta el desarrollo matemático para el cálculo de deformaciones y esfuerzos en arcos y cantilivers. Se revisan los conceptos de diseño sísmico.

De acuerdo con lo expuesto en el párrafo anterior se pretende alcanzar los siguientes objetivos específicos:

1. Proveer de información general, análisis y procedimientos de diseño, dinámicos y estáticos para presas de arco de concreto
2. Exponer una metodología para el análisis de presas de arco de concreto, en la cual se analicen las cargas, un análisis satisfactorio de esfuerzos a los que se encuentra sometido la presa.

VI.1 ANTECEDENTES.

Una presa de arco es una presa de planta curva que transmite la mayor parte de la carga horizontal del agua a las laderas por el llamado efecto de arco, dependiendo de esta acción, en su mayor parte, de la curvatura de la misma. Algunas presas de arco antiguas se construyeron con lajas, cantos y mampostería ciclópea. Sin embargo, en la actualidad todas las presas de arco se construyen prácticamente de concreto.

Al parecer, la presa Pontalto, construida en Austria en el año de 1611, fue la primera presa de arco que se menciona en la historia técnica. La presa de Bear Valley, de 19.5 m de altura fue la primera que se construyó en América en 1883. La presa Lake Cheesman, de 71.93 m, tipo gravedad con planta curva, construida en 1904, fue la primera en la que se hicieron estudios sistemáticos para analizar el efecto del arco. (Davis, 1969)

En 1926 fue creada la Comisión Nacional de Irrigación, que en ese mismo año inició la construcción de la presa de arco Presidente Calles en Aguascalientes, terminada cinco años más tarde

VI.2 TIPOS DE PRESAS DE ARCO.

Las presas de arco se clasifican generalmente teniendo en cuenta su espesor, simetría respecto a la sección clave o características de las curvas de intradós y extradós. Así, por ejemplo, se habla de arcos delgados, arcos gruesos, de espesor constante o variable; arcos simétricos, asimétricos, arcos sencillos o compuestos, de radio variable o constante y otras designaciones más o menos aclaratorias en cada caso. En los últimos años se nota una tendencia a tomar como base de clasificación la constancia o variación del radio.

Presas Arco de Radio Constante. Las presas de radio constante tienen generalmente vertical el paramento de aguas, tiene curvas de extradós con radios gradualmente crecientes en la parte inferior, para que se produzca un basamento vertical cerca de la base de las secciones más altas. Las curvas de intradós pueden ser concéntricas o no respecto a las del extradós. Generalmente tiene radios decrecientes con la profundidad para que los espesores aumenten con la carga de agua. Las presas de arco de radio constante se adaptan a los cañones en forma de “U”, en los que grandes porciones de la carga en las secciones superiores se transmiten por efectos de ménsula.

Presas de Arco de Radio variable. Las presas de arco de radio variable, también llamadas de ángulo constante, tienen generalmente curvas de intradós y extradós de radios que decrecen al aumentar la profundidad. Se adopta esta disposición para que el ángulo central sea lo mayor y más constante posible, para asegurar al máximo la eficiencia del efecto de arco en todas las alturas. Las presas de radio variable tienen ordinariamente vertical el paramento de aguas, algunas veces en desplome cerca de los estribos y en el paramento de aguas abajo cerca de la clave. Las inclinaciones son escasas en el paramento anterior en la zona próxima a la clave y en el posterior cerca de los estribos. Este tipo de radio variable se adopta bien a los cañones o tajos en forma de “V” (Davis, 1969).

VI.3 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO.

A diferencia de una presa de gravedad de concreto que lleva la carga entera por su propio peso, una presa de arco obtiene su estabilidad por su propio peso y, en gran medida, por la transmisión de cargas impuestas por la acción del arco a las paredes de valle. La geometría del sitio de la presa es, por lo tanto, la consideración básica en la selección de una presa de arco. Como regla general, una presa de arco requiere un sitio con estribos de resistencia

suficiente para soportar el impulso del arco. En ocasiones especiales estribos artificiales pueden usarse en la ausencia de estribos apropiados.

Forma del Sitio. La forma en conjunto del sitio es clasificada como estrecho en “V”, amplio en “U”, estrecho en “U” o amplio en “V” como se muestra en la Fig. 6.1. Estos términos, mientras son subjetivos, entregan al diseñador una visualización de la forma del sitio para manifestar conceptualmente el diseño. Los términos ayudan al diseñador a desarrollar conocimientos y experiencia con presas en otros sitios (USACE, 1994).

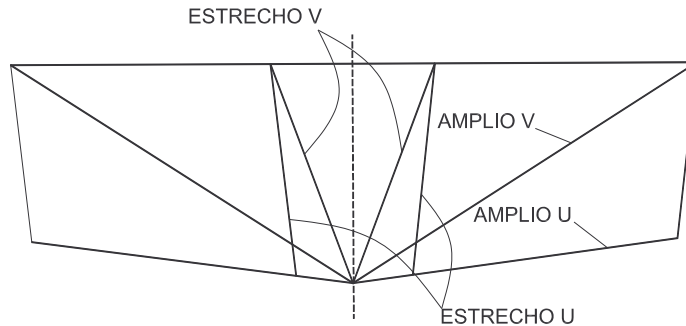


Fig.6.1 Perfiles esquemáticos de varios sitios para presas de arco.

Propiedades de la Cimentación. Una presa de arco exige que la roca de la cimentación tenga la capacidad de resistencia suficiente para soportar las cargas de la presa y el embalse. En tanto que las cargas son transmitidas a los cimientos, a lo largo del área de contacto de la cimentación de la presa, el estribo debe cubrir los mismos requisitos de la cimentación para la parte más profunda de la presa, comparada con la magnitud de la fuerza resultante a una elevación determinada. Debido a su área pequeña de contacto de presa-cimentación, comparada con otros tipos de presas, una presa de arco ejerce una gran presión sobre la cimentación. Las presas de arco son capaces de cruzar zonas débiles de la cimentación, y la presencia de fallas, y no afectan los esfuerzos notablemente en la presa, siempre y cuando el grosor de una zona débil no sea más de una vez el grosor de la base de la presa.

Estribos Uniformes. El perfil de una presa de arco debe ser echo tan uniforme como practico. La apariencia total sobre cada estribo debe parecerse a una curva geométrica suave compuesta de una o dos parábolas o hipérbolas. Un punto de contra flexión en el perfil de cada estribo suministrará la distribución uniforme de fuerzas a lo largo de la roca de contacto. Cada superficie de suelo podría tener un perfil muy irregular antes de la excavación, pero los puntos prominentes deben removerse junto con la erosión hasta llegar a roca sana. Cada irregularidad de superficie de estribo de picos y valles representa puntos de concentración de fuerzas en los picos y en consecuencia fuerzas menores en los valles.

Angulo entre el Arco y el Estribo. Teniendo en cuenta un sitio geoméricamente apropiado, una consideración importante de una presa de arco son las curvas de nivel, o el ángulo que hacen los arcos con los estribos de las curvas de nivel de la roca. El ángulo α debe ser mayor de 30° para evitar altas concentraciones de esfuerzos cortantes cerca de la superficie de la roca. En tanto que este ángulo es determinado solo después del resultado del análisis de esfuerzos adecuados, el ángulo β puede ser usado como ejemplo durante los preparativos del diseño. Los arcos deben ser organizados con el propósito de que β sea mayor que 40° en la mitad superior. (USACE; 1994)

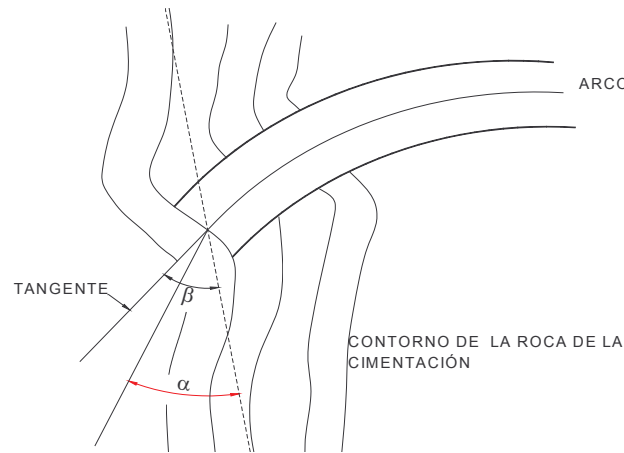


Fig.6.3 Ángulo entre el Arco y el Estribo

Estribos del Arco. Los estribos de arco radial (normal al eje) son ventajosos para el buen comportamiento contra la roca. Sin embargo, donde la excavación es excesiva en el extradós, resultara en el uso de estribos radiales y la roca tiene la fuerza y la estabilidad requerida, los estribos pueden reducirse a la mitad del radio como se muestra en la Fig.6.4a.

Donde la excavación en el intradós sea excesiva resultara el uso de estribos totalmente radial, pueden usarse como se muestra en la Fig.6.4b. En tal caso, la resistencia al cortante debe investigarse. Donde los estribos del arco totalmente radiales no pueden usarse porque la excavación excesiva haría resultar del uso de cualquiera de las dos formas mencionada, estudios especiales deben hacerse para determinar el posible uso de otras formas, teniendo una excavación mínima. (USACE, 1994)

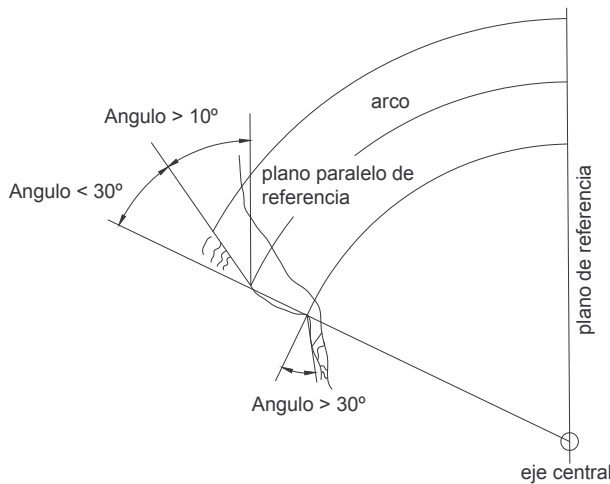


Fig.6.4a Estribo Radial

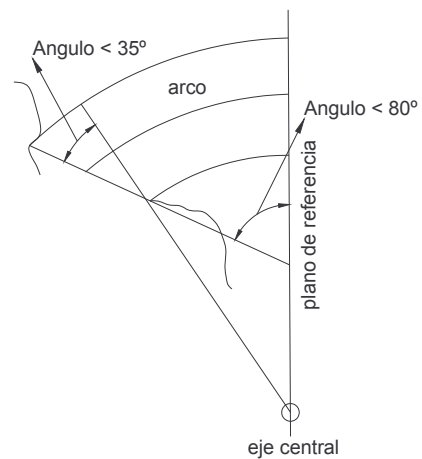


Fig.6.4b Estribo Totalmente Radial

VI.4 PROCESO DE DISEÑO GENERAL.

El diseño de una presa de arco involucra un plan tentativo de la forma de la estructura, el análisis preliminar de esfuerzos estático de este diseño, la evaluación de los resultados de esfuerzos, y perfeccionamiento de la forma de la presa de arco. Algunas repeticiones a través del proceso de diseño son necesarias para producir un diseño satisfactorio que presenta niveles de esfuerzos dentro del rango de aceptación.

La disposición final que se desarrolla a partir del proceso de diseño iterativo es analizada estáticamente por el método de elemento finito. "El análisis de esfuerzos preliminares" hace referencia al método del análisis actuante durante el proceso de diseño iterativo al investigar el estado de esfuerzos para el diseño tentativo. Los análisis preliminares de esfuerzos son relativamente rápidos y económicos comparado con el análisis estático que es mas detallado, tanto en su inicio como su final. Aunque la historia ha mostrado que los resultados en ambos procedimientos son comparables, un diseño de la presa de arco que llega a la fase de análisis estática todavía podría requerir mejoría, dependiendo de la evaluación del análisis estático. (USACE, 1994)

VI.4.1 DISEÑO MANUAL.

Aunque el término "Diseño de una presa de arco" implica un procedimiento sencillo, en realidad el diseño consta de un proceso iterativo y depurado involucrando diversos diseños, cada uno superando el anterior. El primero de estos diseños exige que el diseñador estructural asuma algunos parámetros iniciales que definirán la forma de la presa de arco. Como por ejemplo un mapa topográfico de escala 1:50 o 1:100 del sitio de la presa se requiere para el inicio del diseño. Si es posible, los contornos deben representar la topografía de la roca de la cimentación; sin embargo, en la mayoría de los casos, solamente topografía de superficie está disponible en esta etapa de diseño. El diseñador estructural debe asumir una cantidad de sobrecarga, basado en criterio de sondeos sobre la base del centro, para presentar una hoja topográfica que refleje la cimentación a excavar (USACE, 1994).

Eje de la Presa. La elevación de la cresta requería para la presa debe ser conocerse en el momento de los datos de hidrológicos y esto, en conjunción con la elevación del fondo del cauce en la ubicación de la presa, determina la altura de la presa, H (m). El diseñador estructural debe seleccionar un valor para el radio del eje de la presa (R_{eje}). Para el diseño inicial donde el ingeniero no tendría ningún cálculo aproximado razonable para el valor de R_{eje} de un diseño previo, la siguiente relación empírica ha sido obtenida por el USBR (Boggs, 1977) en base de datos históricos de presas existentes:

$$R_{eje} = 0.6 L_1 \quad (6.1)$$

Donde L_1 representa la distancia de línea recta medida (de la hoja topográfica) entre estribos excavados asumiendo la roca de la cimentación en una elevación de la cresta, véase Fig.6.5. En este momento, el diseñador estructural debe medir la distancia de línea recta entre estribos excavados para la supuesta elevación de la roca de la cimentación en una elevación $0.15H$ encima de la base (L_2).

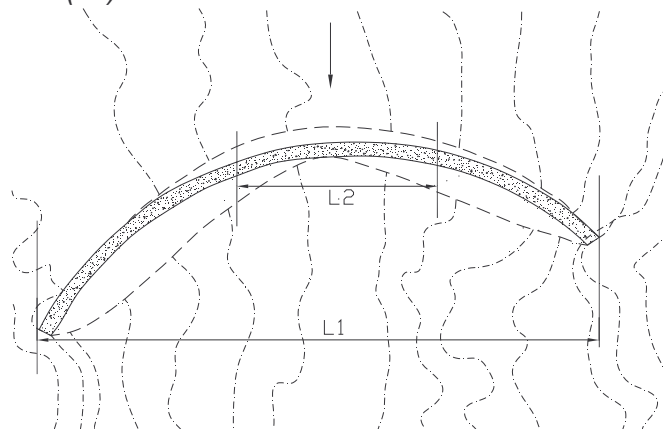


Fig. 6.5 Determinación de los valores empírico L_1 y L_2

Sobre una hoja de vitela o papel transparente, un arco es dibujado con un radio igual a R_{eje} en la misma escala de la hoja topográfica. Este arco representa el eje del dique. La vitela es cubierta y colocada sobre la hoja topográfica para producir una posición óptima y la ubicación de la cresta de la presa; para esta posición, el ángulo de incidencia al contorno topográfico en la elevación de la cresta debe ser aproximadamente igual sobre cada lado. Como se muestra en la Fig. 6.6, el R_{eje} puede requerir alargarse si el arco deja de hacer contacto con los estribos o si el ángulo central supera 120 grados.

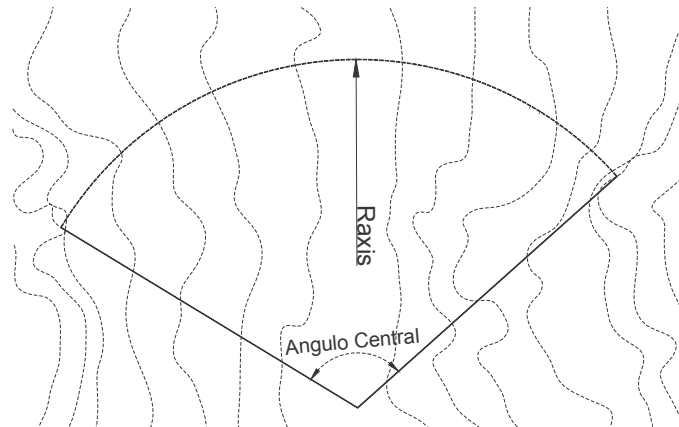


Fig.6.6 Diseño del eje de la presa.

La magnitud del ángulo central del máximo arco es un valor controlado que influye en la curvatura de la presa entera. Los esfuerzos de tensión inadmisibles se desarrollarán en arcos de la curvatura insuficiente; tal condición ocurre a menudo en elevaciones menores de una presa que tiene un perfil en forma V. El ángulo central práctico debe usarse considerando la topografía de la cimentación que puede trazarse mal y que los estribos de arco pueden ser prolongados a algo más profundo que la excavación planeada. Debido a las limitaciones por las condiciones topográficas y los requisitos de la cimentación, en la mayoría de los diseños, el ángulo central práctico del máximo arco varía entre 100 y 120 grados. (USACE, 1994)

Características del Cantiliver Sobre la capa sobrepuesta, ubicar la ménsula de la corona en la intersección del eje de la presa y el punto más bajo de la topografía del sitio. Esto corresponde al punto de la profundidad máxima de la presa. Un plano vertical que pasa por este punto y el centro del eje representa el plano de referencia. Sobre el plano de la capa sobrepuesta, este plano se muestra como la línea que conecta la ménsula de la corona y el centro del eje.

Geometría del Cantiliver. La geometría de la viga de la corona controla la forma de la presa entera y, por consiguiente, la distribución y magnitud de los esfuerzos dentro del cuerpo. Las ecuaciones empíricas que siguen pueden ser usadas para definir las capas de la corona en tres ubicaciones; la corona, la base, y en la elevación $0.45H$ por encima de la base:

$$T_C = 0.01(H + 1.2 L_1) \quad (6.2)$$

$$T_B = \sqrt[3]{0.0012 H L_1 L_2 \left(\frac{H}{400}\right)^{\frac{H}{400}}} \quad (6.3)$$

$$T_{0.45} = 0.95 T_B \quad (6.4)$$

Además, las proyecciones de las superficies aguas arriba y aguas abajo del extradós (aguas arriba) e intradós (aguas abajo) también pueden obtenerse empíricamente mediante las siguientes relaciones:

$$USP_{CORONA} = 0.0 \qquad DSP_{CORONA} = T_C \qquad (6.5)$$

$$USP_{BASE} = 0.67 T_B \qquad DSP_{BASE} = 0.33 T_B \qquad (6.6)$$

$$USP_{0.45H} = 0.95 T_B \qquad DSP_{0.45H} = 0.0 \qquad (6.7)$$

Nota: estas ecuaciones empíricas fueron desarrolladas por el USBR en base de datos históricos compilados de presas existentes. Sin embargo, el ingeniero no es restringido a usar los parámetros obtenidos de las ecuaciones. La Fig 6.7 muestra las proyecciones aguas arriba y aguas abajo en la corona, la base, y en 0.45H por encima de la base, y pueden trazarse en la elevación del eje de referencia de la presa.

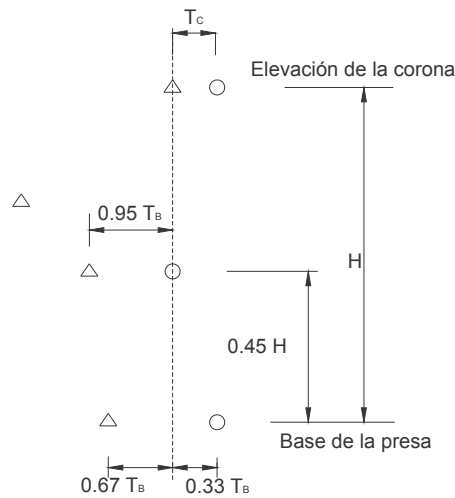


Fig.6.7 Obtención de las proyecciones empíricas de la ménsula.

El siguiente paso es definir las superficies aguas arriba y aguas debajo de la ménsula un arco circular o combinaciones de líneas rectas y arcos circulares que pasan a través de los puntos de proyección de aguas arriba y aguas abajo como se muestra en la Fig. 6.8. Con las caras definidas de esta manera, las proyecciones aguas arriba y aguas abajo en cualquier elevación puede obtenerse.

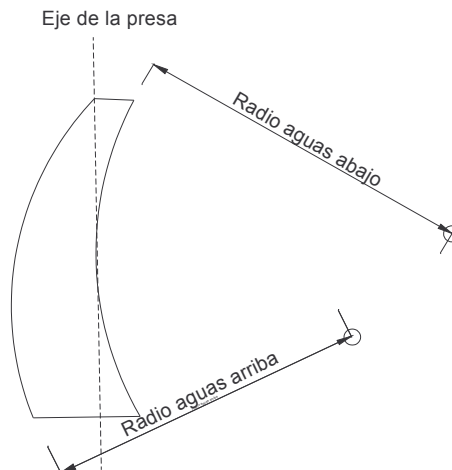


Fig. 6.8. Definición de las superficies aguas arriba y aguas abajo.

Estimación del espacio ocupado por la presa. El eje de la presa sobre la capa superpuesta topográfica correspondiente a la superficie aguas arriba de la presa en la corona. Un arco que representa la superficie aguas abajo de la cresta puede dibujarse con el centro del arco en el centro del eje, y un radio igual a R_{eje} reducido por el grosor de la corona, T_C . Sobre el plano de la capa superpuesta, los tres puntos son identificados para ayudar a colocar la línea de contacto entre los cimientos y la superficie río arriba de la presa. Dos de los puntos son la intersección del eje de la presa con el contorno de la cimentación en la elevación de la corona en cada estribo (puntos A y B). El tercer punto es la proyección aguas arriba de la viga de la corona en la base. Este punto puede ser dibujado en referencia al eje de la presa establecido en la información tomada del plano de centros, véase Fig. 6.9. (USACE, 1994)

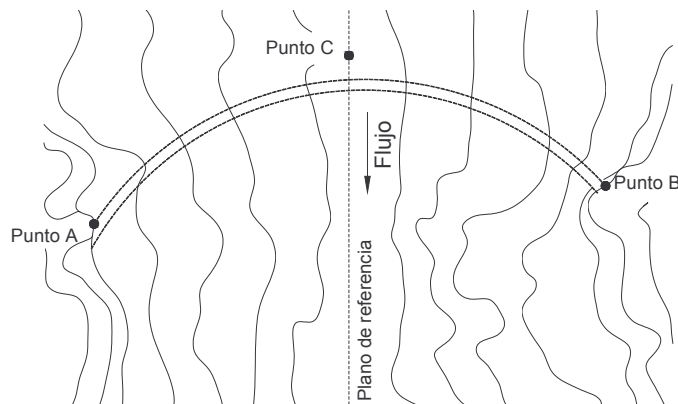


Fig.6.9 Puntos de contacto entre la presa y la ménsula de la corona.

Usando una curva francesa, una curva suave es puesta comenzando en la superficie aguas arriba de la corona sobre un estribo, pasando a través de la proyección aguas arriba de la ménsula de la corona en la base (punto C), terminando en la superficie río arriba de la corona en el otro estribo (puntos A y B) como se observa en la Fig. 6.10.

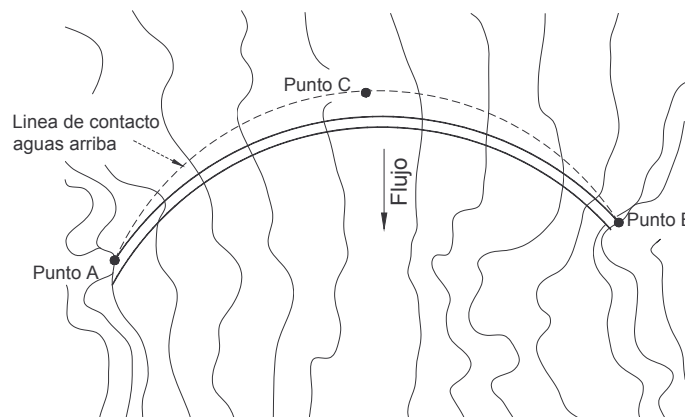


Fig. 6.10. Línea de contacto entre la presa y la cimentación aguas arriba

Diseño de Arcos. De todo lo que está involucrado en el diseño de arcos de la presa, este paso es posiblemente el más difícil. Para dar forma y los propósitos de análisis, entre 5 y 10 arcos son dibujados espaciados uniformemente. Estos arcos deben espaciarse no a menos de 6 m ni a más de 30 m de separación. El arco más bajo debe ser de 0.15H a 0.20H, por encima de la base de la ménsula de la corona.

Empezando en el arco inmediatamente por debajo de la corona, determinar, para la vista del plano de centros, las proyecciones aguas arriba y aguas abajo de la ménsula de corona en esa elevación específica del arco. Estas proyecciones son dibujadas sobre un plano cuya vista es a lo largo del plano de referencia. Usando un compás, la representación de arcos de prueba de la superficie aguas arriba de la presa en esa elevación específica son ajustados hasta que se consigue uno, el cuál cubre los siguientes criterios:

- 1) El centro de arco debe encontrarse a lo largo del plano de referencia.
- 2) El arco debe pasar a través de la proyección aguas arriba de la ménsula de corona como es trazado sobre el plano.
- 3) Ambos extremos del arco deben terminarse sobre la línea de contacto aguas arriba en una elevación igual de la cimentación o ligeramente mas profundo que la elevación del arco.

Ubicando un arco que satisface todos estos criterios mediante un proceso de prueba y error que no es posible el diseño con un solo centro. Esto es un caso cuando se trata con cañones no simétricos donde las diferentes líneas de centros son requeridas para cada estribo. La importancia particular es que los extremos del arco deben extenderse hasta los estribos y no la disminución de ellos. Este procedimiento es repetido para originar el arco de la superficie aguas abajo. Similar a lo que fue llevado a cabo para la superficie aguas arriba, la proyección río debajo de la ménsula de la corona es determinada del plano de centros y dibujado sobre el plano. El compás es usado para ubicar un arco que cubre los tres criterios con la excepción de que el arco debe pasar a través de la proyección río abajo de la ménsula de corona con los extremos que terminan en radio al extradós en el estribo. Si el mismo centro de arco es usado para las caras aguas arriba y aguas abajo, un arco de grosor uniforme es producido. Si los centros de arco no coinciden, el arco variará en el grosor a lo largo de su longitud (arco de grosor variable).

En el diseño de una presa de arco incluye tres dibujos diferentes. El primero es la vista de planta, que empieza con ubicar una cresta y termina con idear el trazado de los arcos. El segundo dibujo es una sección, en elevación, a lo largo del plano de referencia, llamado vista de plano de centros. El tercer dibujo es trazado en perfil del eje de la presa y los cimientos. Debe señalarse que las tres vistas están interrelacionadas entre sí; cuándo realizan los ajustes a la geometría, es imposible cambiar los parámetros en cualquier vista. Además, la ménsula de la corona, el plano de centros también incluye las líneas de centros para la superficie aguas arriba y aguas abajo. Cada centro de eje de arco, aguas arriba y aguas abajo, es trazado en la elevación de referencia al centro de eje, véase la Fig.6.11. (USACE, 1994)

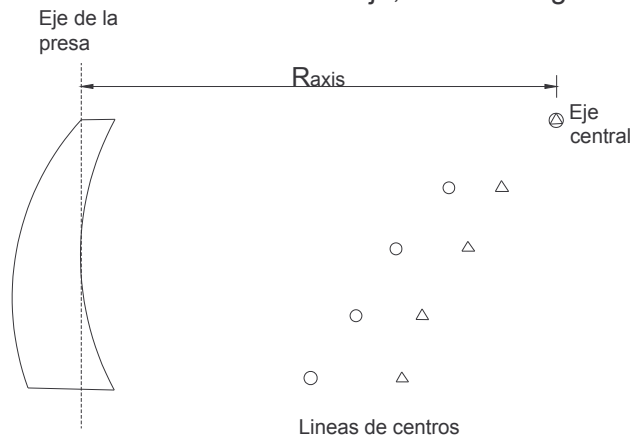


Fig.6.11 Trazo de los centros de arco

Las líneas de centros son producidas intentando pasar una curva suave a través de cada juego de centros de arco (Fig. 6.12).

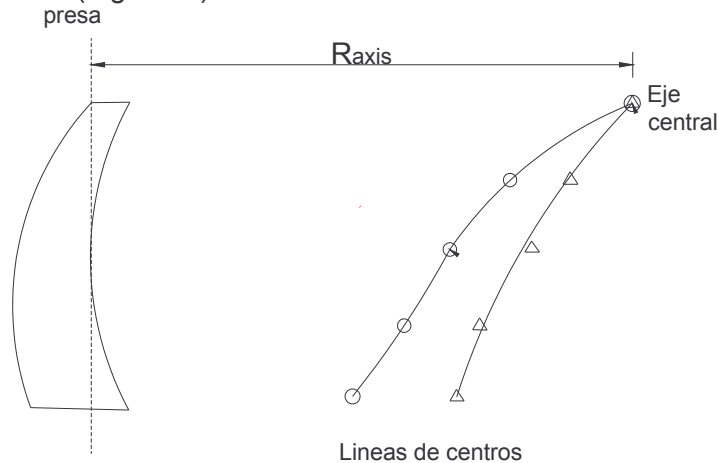


Fig. 6.12 Desarrollo de las líneas de centros

Estas líneas del centro definen los centros para todos los arcos en cualquier elevación. Si la curva no pasa a través del centro de los arcos ubicados durante el procedimiento de diseño del arco, esos centros de arco deben volver a colocarse para caer en la línea de centros adecuada. Esos arcos en particular requerirán el ajuste sobre la vista de plano para reflejar el cambio de posición del centro del arco. El ingeniero estructural debe comprender que este ajuste involucrará prolongar o acortar el radio para ese arco, lo que impactará en los extremos de los arcos sobre los estribos. Las líneas de centros deben ser suaves sin cambios repentinos y capaz de emular usando combinaciones de curvas circulares y segmentos de líneas rectas, como se muestra en la Fig.6-13.

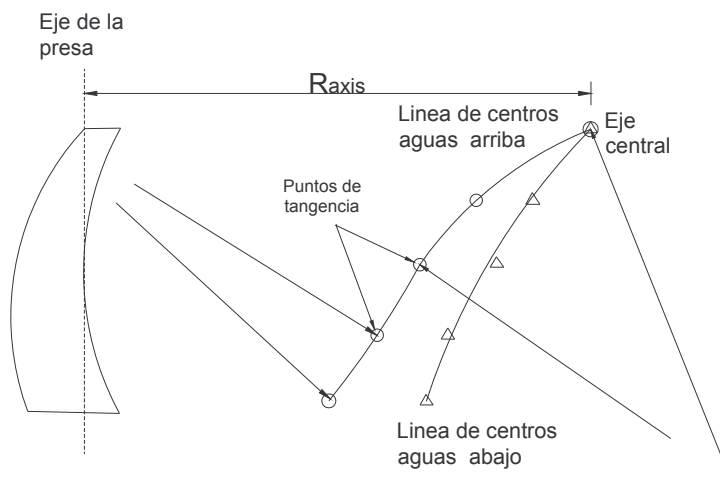


Fig. 6.13 definición de la línea de centros.

La evaluación requiere un examen minucioso de todo lo producto analítico. El tipo de información de examinarse como la descripción de ménsula de la corona, el intradós y extradós, la línea de centros, estadísticas geométricas, esfuerzos de cargas muertas y la estabilidad de bloques durante la construcción, deflexiones radiales y tangenciales y deformación angular, distribuciones de carga, esfuerzos del arco y Cantiliver y los esfuerzos

principales. Si cualquier aspecto del diseño es incorrecto o no obedece los criterios establecidos, debe modificarse el diseño.

VI.5 TEORÍA GENERAL PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE ARCO.

La teoría general utilizada para el diseño de presas de arco en la actualidad, constituye un desarrollo relativamente reciente en la ingeniería. Existen dos teorías para el trabajo de este tipo de presas.

VI.5.1 ACCIÓN DEL ARCO.

Se han diseñado numerosas presas bajo este criterio; el cual considera que todas las cargas ocasionadas por el agua son llevadas horizontalmente a los estribos por la acción de arco y que únicamente la carga muerta como el peso del agua sí la presa fuera de radio variable y el peso son transmitido verticalmente a la cimentación por la acción del Cantiliver.

En los primeros diseños se utilizaba la fórmula de la “caldera” que se basa en el siguiente principio: Sea un cilindro circular recto de espesor “e” constante y pequeño con relación al radio R, sometido a presión externa, “p” constante (Véase Fig.6.14)

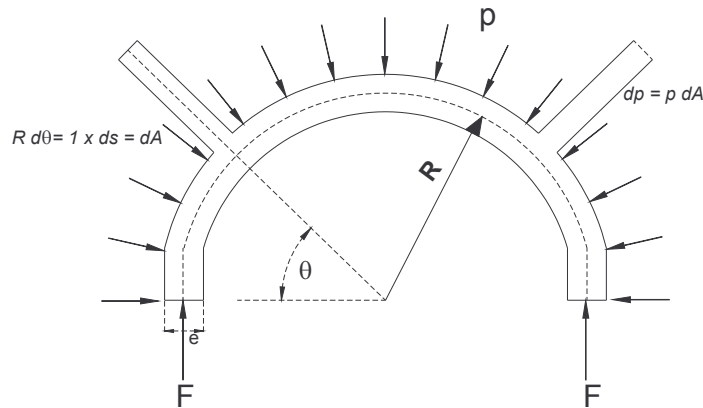


Fig.6.14 Arco circular

De acuerdo con la Fig 5.14 y obteniendo la $\sum F_x = 0$ se tiene que

$$\int_0^\pi p dA \cos \theta = 0 \tag{6.8}$$

Obteniendo la $\sum F_y = 0$, resulta:

$$2F - p \int_0^\pi dA \text{sen} \theta = -pR \int_0^\pi \text{sen} \theta d\theta + 2F = 0 \tag{6.9}$$

De manera que al integrar la ec anterior se obtiene que

$$2F - pR [-\cos \theta]_0^\pi = 0 \qquad 2F - \theta R [1+1] = 0$$

$$\Rightarrow F = \theta R = \theta \frac{p}{2} \tag{6.10}$$

Si el espesor “e” es pequeño, podemos suponer que la reacción F produce un esfuerzo normal uniforme (de compresión), de manera que si partimos de la definición de esfuerzo, considerando a la presión del fluido por unidad de área:

$$\sigma = \frac{\text{fuerza}}{\text{Área}} = \frac{F}{1 \times e}; \quad \sigma = \frac{pD}{2e} \quad (6.11)$$

Si consideramos que el esfuerzo a la cual esta sujeto es igual al esfuerzo permisible, $\sigma = f_{\text{permisible}}$; se puede obtener un espesor de manera que este es el mínimo espesor y nos permite calcular el espesor del arco a diferentes profundidades, con el cual nos da una idea preliminar.

$$e = \frac{pD}{2 f_{\text{perm}}}, \text{ (Diseño también a presión interna)} \quad (6.12)$$

Por otra parte, partiendo de la Fig. 6.15 podremos obtener el ángulo central del con el cual se podrá determinar el volumen mínimo del arco.

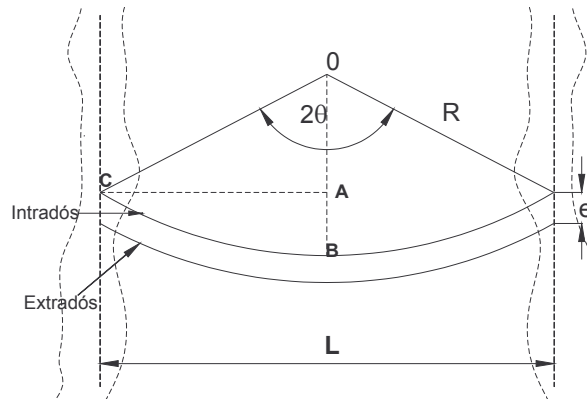


Fig. 6.15. Angulo central del arco.

$$\Rightarrow \frac{dA}{d\theta} = \frac{2pL^2}{f4} [p(2\csc\theta (\csc\theta \cot\theta) + \csc^2\theta)] = 0 \quad (6.12)$$

Utilizando las siguientes identidades trigonométricas.

$$\therefore 2p \csc^2\theta \cot\theta = \csc^2\theta; \quad 2\theta = \frac{1}{\cot\theta}; \quad 2\theta = \tan\theta \quad \text{sen}\theta = \frac{L/2}{R}; \quad R = \frac{L}{2 \text{sen}\theta}$$

$$A_{\text{min}} = 2pRe = 2pR \frac{pD}{2f} = 2p \frac{R^2 p}{f} = \frac{2p}{f} p \left[\frac{L}{2 \text{sen}\theta} \right]^2 = \frac{2pL^2}{f4} p \csc^2\theta \quad (6.13)$$

Para que el área sea mínima $\frac{dA}{dP} = 0$

Para encontrar el ángulo se procede a resolver: $2\theta - \tan\theta = 0$; de tal manera que se cumple para $\theta = 133^{\circ}20'$

El proceso a seguir es:

- 1) Partiendo de la suposición de $2\theta = 133^{\circ}20'$
- 2) Determinar los espesores con la formula del cilindro de pared delgada, considerando que $f_{per} = (0.25f'c)$ (a los 90 días). Se hace para varios niveles de análisis.
- 3) Dibujar los arcos por separado (de acuerdo a cada espesor) y acomodarlos después dando la forma al intradós y al extradós.
- 4) Revisar los esfuerzos de trabajo de acuerdo al equilibrio de moléculas sujetas a cargas y comparar con los permisibles.

Aunque los primeros diseños en las presas se hicieran con este criterio, no consideran el efecto de un Cantiliver empotrado en la cimentación y que también “absorbe” carga.

VI.5.2 ACCIÓN DE CANTILIVER Y ARCO.

Es el criterio más aceptado para el diseño de presas de este tipo y considera que la carga de agua se divide entre arcos y Cantiliver, de tal manera que las flexiones entre arcos y Cantiliver sean iguales en cada punto de cruce de la estructura. Al desarrollarse el método de la distribución requerida para satisfacer esta condición era determinada por tanteos y se le denomina “Método de Cargas de Prueba” pues se van probando diferentes condiciones de carga hasta que se igualan las deflexiones.

Actualmente las condiciones de carga se determinan con el uso de computadoras y la matriz de flexibilidades, aunque el método sigue conservando su nombre. A partir de la obtención de las condiciones de carga, se determinan los esfuerzos en el interior de la cortina, considerándose como los esfuerzos reales de trabajo. Las hipótesis que se siguen para cálculo de presas de arco se apoyan en el método de cargas de prueba basado en las siguientes suposiciones:

- 1) La cimentación y los empotramientos laterales, se consideran homogéneos, isotrópicos y uniformemente elásticos.
- 2) El concreto es homogéneo, isotrópico y se comporta como cuerpo elástico.
- 3) Los esfuerzos están dentro del límite elástico y la teoría de Hooke es aplicable.
- 4) Los esfuerzos varían en forma lineal entre el extremo aguas arriba y aguas abajo tanto en arcos como en Cantiliver.
- 5) Las superficies planas antes de la carga, permanecen planas después de ella.
- 6) Los cambios de temperatura de los arcos varían con el espesor horizontal, pero son constantes a través de cada elemento.
- 7) Las fuerzas ocasionadas por los cambios de temperatura son proporcionales a los cambios de ella.
- 8) Los efectos de fluencia del concreto y de los materiales rocosos pueden ser despreciados.
- 9) Los esfuerzos de tensión en la presa son tomados por el acero al agrietarse el concreto y todas las cargas se transmiten por esfuerzos de compresión y cortantes a la parte no agrietada.
- 10) Las juntas de construcción radial se construyen de tal manera que puede considerarse que la presa trabaje como monolito.
- 11) Las juntas no permiten transferencias de carga laterales a los arcos.

VI.6 CARGAS EN PRESAS DE ARCO.

Son esencialmente las mismas cargas consideradas para las presas de gravedad; peso propio, empuje hidrostático, subpresión, empujes verticales en las porciones sumergidas de las presas, azolves, hielo, sismo etc. En cada caso la valoración de las mismas se lleva a cabo de igual manera que para las presas de gravedad, excepto los siguientes casos:

Subpresión. Es de suma importancia para la seguridad de las presas de arco; si no ocurre agrietamiento puede despreciarse. Si este ocurre, la subpresión causará incremento en las deflexiones aguas abajo, cambios en la distribución de cargas e incrementos en los esfuerzos de compresión tanto de arcos como de Cantiliver. Las grietas horizontales (en Cantiliver) tienen un efecto mayor en la condición de esfuerzos que las grietas verticales (en arcos).

Carga por temperatura. La carga por temperatura resulta de las diferencias entre la temperatura de cierre (tratamiento) y la temperatura del concreto en la presa durante su operación. La temperatura de cierre es la temperatura del concreto en el momento de tratamiento de las juntas de contracción. Esta temperatura es determinada de los resultados de análisis de esfuerzos de una presa, bajo combinaciones de carga diferentes. Otra manera de describir la temperatura de cierre podría ser considerado como la tensión libre por temperatura (solamente para presas que son tratadas). Por ejemplo, si una presa de arco es tratada en 55 °F, allí no habrá ningún esfuerzo debido a la carga por temperatura en la presa por mucho tiempo como la temperatura operativa de la presa permaneciendo en 55 °F. Sin embargo, una vez que la temperatura del concreto excede 55 °F, la carga por temperatura resulta positiva causando esfuerzos compresivos en los arcos que resultan en deflexión respecto al embalse. Lo contrario es cuando en el invierno la temperatura del concreto anda por debajo de 55 °F. En este caso, los arcos experimentarán la tensión que causaría deflexión aguas abajo. La selección de la temperatura de cierre involucra un arreglo entre la distribución ideal de esfuerzos en la presa y consideraciones prácticas como la viabilidad de conseguir la temperatura de cierre deseada. La temperatura de cierre (tratamiento) es uno de los parámetros de construcción más importante en presas de arco porque una vez que las juntas de los monolitos son tratadas, la estructura es asumida a llegar a ser monolítica y la acción de arco comienza. Luego de la determinación de la temperatura de cierre, los bloques individuales deben ser dimensionados para prevenir el agrietamiento durante la construcción y suministrar satisfactoriamente la apertura de las juntas de contracción para tratamiento.

Carga de Hidrostática. La carga del embalse está basada en un estudio de la operación del embalse. A diferencia de una presa de gravedad para niveles del embalse más altos resultarían en casos más críticos, una presa de arco puede experimentar esfuerzos de tensión más altos (sobre la superficie aguas abajo) bajo elevaciones pequeñas del embalse. Los estudios de operación del embalse deben incluir la frecuencia de ocurrencia y duración de etapas del embalse y la época del año en que existen distintos niveles de agua.

Carga Sísmica. Para presas de arco en zonas de sismo, dos niveles de sismos deben usarse. Éstos son el Sismo de Base Operativo (SBO) y el Sismo Máximo de Diseño (SMD). SBO es definido como el movimiento de suelo que tiene una oportunidad 50 por ciento de excederse en 100 años. La presa es esperada a responder elásticamente bajo el OBE (asumir el movimiento monolítico ininterrumpido a lo largo de la longitud entera de la presa). SMD es el nivel máximo del temblor de tierra para el que la presa de arco debe analizarse, y es comparado al Sismo Máximo Creíble (SMC). El SMC es definido como el sismo más grande que puede ocurrir a lo largo de una falla o dentro un origen sísmico particular. Si la falla de una presa no plantea peligro a la vida, un SMD menor que el SMC del movimiento

puede ser señalado. Bajo el SMD, la presa permite una respuesta no lineal e incurre en daños significantes, pero sin falla catastrófica en términos de pérdida de vida o economía (USACE, 1994).

Otras Cargas. Donde sea aplicable, las cargas atribuibles al hielo y al azolve deben incluirse en el diseño de una presa de arco. La carga del sedimento debe ser determinada de los resultados del estudio de sedimentación para la presa. Si estas cargas son pequeñas comparado con otras cargas, pueden despreciarse a reserva del diseñador.

VI.7 COMBINACIONES DE CARGAS

Las presas de arco son diseñadas para dos grupos de combinaciones de carga. El primer grupo combina todas las cantidades estáticas y el segundo grupo tiene en cuenta los efectos del sismo. Dependiendo de la probabilidad de la ocurrencia de cada grupo, son marcados como los casos de carga usuales, inusuales, y extremos. Debe hacerse hincapié en que cada presa es una estructura única, y hay muchos factores por considerar cuando se resuelve por las combinaciones de carga. Los factores como las condiciones climáticas, la determinación de niveles de embalse, (NAME, NAMO y NAMINO), uso del vertedor, la operación de la presa, y la ubicación tienen relación directa en la determinación y combinación de cargas, así como su clasificación.

Combinaciones de Carga Estáticas, (USBR, 1977)

Estática Usual (EU)

EU1: Temperatura del concreto usual mínimo. Carga En el embalse que ocurre en ese momento. Carga muerta.

EU2: Temperatura del concreto usual máxima. Carga en el embalse que ocurre en ese momento. Carga descargada.

EU3: Condición de embalse operativa normal. Temperatura del concreto que ocurre en ese momento. Carga muerta.

Estática Inusual (EIN)

EIN 1: Elevación del embalse en la cima del vertedor. La temperatura del concreto en ese momento. Carga muerta.

EIN 2: Elevación del embalse de diseño mínimo. Temperatura del concreto que ocurre en ese momento. Carga muerta.

EIN 3: Fin de la condición de construcción. Estructura terminada, embalse vacío. Carga de temperatura.

Combinaciones de Carga Dinámicas, (USBR, 1977)

Dinámico Inusual (DIN)

DIN1: Sismo Base Operativo (SBO), mas el caso EU3.

DIN2: Sismo Base Operativo (SBO), más el caso EIN3.

Dinámico Extremo (DE)

DE1: Sismo Máximo de Diseño (SMD), más el caso EU3.

Los Esfuerzos permisibles y Factores de seguridad para el diseño de presa de arco de concreto de acuerdo con USBR (1977) se presentan a continuación.

Combinación de Carga Estática

Usual

$f_c = f'_c/4$ Inusual	$f_t = f'_t$	$FS = 2.0$
$f_c = f'_c/2.5$ Extrema	$f_t = f'_t$	$FS = 1.3$
$f_c = f'_c/1.5$	$f_t = f'_t$	$FS = 1.1$

Combinación de Carga Dinámica

Inusual		
$f_c = f'_c/2.5$ Extrema	$f_t = f'_t$	$FS = 1.3$
$f_c = f'_c/1.5$	$f_t = f'_t$	$FS = 1.1$

Donde

f'_c	Esfuerzo de compresión
f'_t	Esfuerzo de tensión
f_c	Esfuerzo permisible de compresión
f_t	Esfuerzo permisible de tensión
FS	Factor de seguridad contra el deslizamiento

VI.8 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LAS PRESAS DE ARCO.

La distribución de esfuerzos en las presas de arco varía con la curvatura horizontal, la forma de las secciones transversales verticales, dimensiones de la estructura y la uniformidad del perfil del cañón.

Esfuerzos en Cantiliver. Los esfuerzos máximos en Cantiliver de las presas de arco, en sitios libres de irregularidades ocurren en la base del Cantiliver más alto. Los esfuerzos máximos de compresión usualmente ocurren en el extremo inferior aguas abajo de la base durante condiciones de servicio; pero pueden ocurrir en el extremo aguas arriba en presas altas y delgadas con el paramento superior inclinado. Los esfuerzos de tensión ocurren en la superficie aguas arriba de la base en presas relativamente delgadas y en la superficie aguas abajo en la porción central superior de la presa.

Esfuerzos Principales. Los esfuerzos principales mayores ocurren a lo largo del contacto concreto-roca y usualmente actúa en planos aproximadamente horizontales al del plano superior de la presa y prácticamente verticales a la base de máxima sección transversal.

Esfuerzos de Arcos. Los esfuerzos en las porciones centrales y superiores de los arcos, son usualmente mayores que en la porción inferior. Los esfuerzos máximos ocurren en la corona y en los estribos; en la corona esfuerzos relativamente altos de compresión ocurren en la cara aguas arriba y esfuerzos de tensión o compresión relativamente bajos en la cara aguas abajo. En los estribos los momentos se invierten donde el momento cambia de signo. En presas con carga simétrica los esfuerzos cortantes en la corona son para presas simétricas (Davis, 1969).

Esfuerzos Permisibles. Suponiendo una variación lineal de esfuerzos, estos no deben exceder $0.25 f'_c$ a los 90 días (f'_c 90 días ó $1.75 f'_c$ 28 días) en cilindros de 15x30 cm o mayores, véase anexo A.

El esfuerzo por temperatura se valora como:

$$p = SE \quad (6.15)$$

Donde E es el módulo de elasticidad del concreto y S se determina como el producto del coeficiente de dilatación térmica debido al cambio de temperatura

$$S = 1 \times 10^{-6} \times \Delta T \quad (6.16)$$

VI.9 MÉTODO DE PRUEBAS DE CARGA.

En principio se supone que cada elemento puede moverse en una dirección radial sin que se vea sujeto por elementos adyacentes y sin deformaciones tangenciales o rotacionales. En el análisis la presa se divide en una serie de elementos en arco y en Cantiliver, formados por la intersección de planos horizontales y verticales con la cortina. Los planos horizontales que definen los elementos en arcos, están espaciados a una unidad de longitud medida verticalmente. Los planos verticales radiales que definen los Cantiliver, están espaciados a una unidad de longitud a partir del eje de la cortina. Cada arco y cada Cantiliver se supone se mueven en forma independiente de los restantes, pero a la terminación del análisis, debe establecerse la continuidad geométrica en todos los puntos de la estructura.

Esta teoría no es completamente cierta, por lo que se tienen que corregir las discrepancias por ajustes subsecuentes de cargas probadas, que toman en cuenta este tipo de deformaciones y esfuerzos que ocasionan. Se suponen los Cantiliver empotrados en la cimentación y los arcos en los estribos. Aunque la presencia de grietas, fisuras, fallas y planos de flexión, la formación rocosa no puede considerarse elástica, sus movimientos pueden considerarse y calculadas con las fórmulas elásticas e incluidas en el análisis de deflexiones de arcos y Cantiliver. (SRH, 1976)

VI.9.1 ANÁLISIS DEL ELEMENTO VERTICAL O CANTILIVER.

El elemento vertical o Cantiliver está definido por la intersección de la cortina con planos verticales radiales, separados una unidad de longitud, medida sobre el eje de la cortina, y las superficies de las caras de aguas arriba y aguas debajo de dicha cortina. (Fig. 6.16)

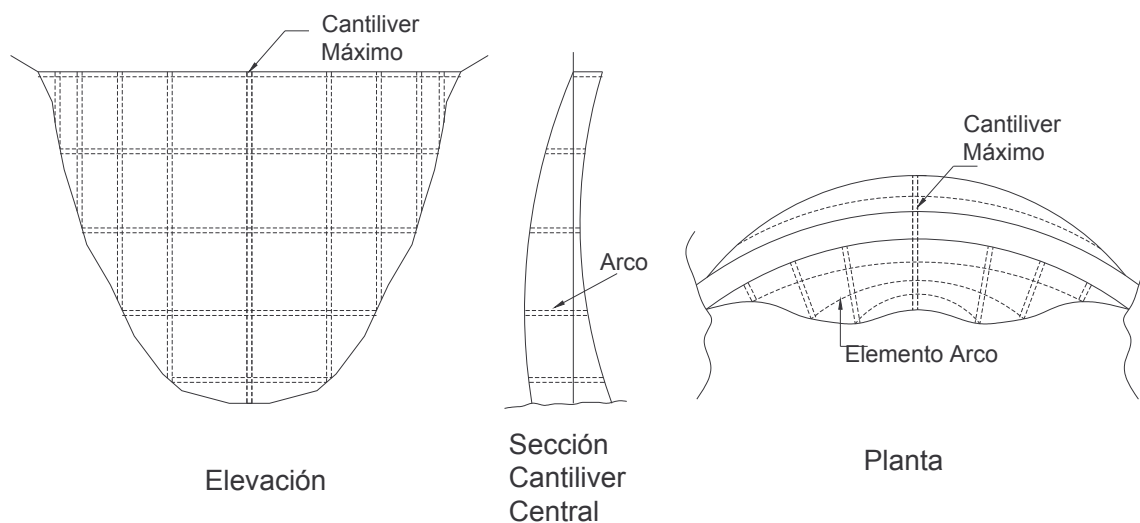


Fig. 6.16 Planta, elevación y sección de una presa de arco.

Las propiedades mecánicas y geométricas de los Cantiliver, generalmente se determinan en las elevaciones correspondientes a los arcos supuestos para el análisis. Se utilizan sistemas de cargas unitarias para facilitar la distribución de las cargas aplicadas entre arcos y cantilivers. Sobre los cantilivers y en cada incremento de arco, se aplican cargas triangulares unitarias que decrecen en valor hasta cero en las elevaciones inmediatas superior e inferior de la elevación del punto de aplicación de la carga.

La deflexión radial del Cantiliver requerida para el análisis de cargar de prueba, se determina con la teoría de vigas de Cantiliver, incluyendo la contribución de flexión, de fuerza cortante, y tomando en cuenta los asentamientos de la cimentación. (SRH, 1976)

VI.9.2 ANÁLISIS DEL ELEMENTO HORIZONTAL O ARCO.

Los elementos horizontales considerados en el análisis de presas de arco son estructuras estáticamente indeterminadas, que se apoyan en arranques elásticos. Los elementos horizontales están limitados por dos planos horizontales, separados una unidad por las caras aguas arriba y aguas debajo de la cortina. Por razones prácticas las caras aguas arriba y aguas abajo del elemento, se suponen verticales. Las deflexiones y los esfuerzos en el arco se determinan con la teoría de flexión para vigas curvas, con efectos de acortamiento, corte transversal y cedencia en los apoyos inclinados. Los elementos de arco resisten cargas radiales aplicadas en las caras de aguas arriba y aguas abajo, fuerzas tangenciales y momentos de torsión aplicados en la línea de centros. (SRH, 1976)

Entre las fuerzas que actúan sobre la cortina se incluyen el peso propio, la presión del agua sobre las caras, cambios de temperatura, cargas de sismo, azolves, hielo y subpresión. Aunque todas estas no existan en cada sitio simultáneamente, alguna combinación de ellas debe esperarse que suceda, la cual debe utilizarse para determinar la magnitud de los esfuerzos y su distribución para efectos de diseño.

Si la presa se construye en bloques verticales y las juntas de construcción se cierran, después de terminar la estructura, el peso del concreto será soportado únicamente por los elementos verticales y esta sollicitación no tiene efecto lateral en la relación de Poisson sobre los esfuerzos de arco. Si el sellado de las juntas se inicia después de terminado cada bloque, las deflexiones producidas por el peso del concreto colocado, subsecuentemente deben incluirse en los ajustes de los efectos de la relación de Poisson. (SRH, 1976)

VI.9.3 AJUSTES EN EL MÉTODO.

El análisis de cargas de prueba se hace por pasos con sus respectivos ajustes. Para mantener la continuidad geométrica es necesario hacer ajustes: radial, tangencial y de torsión. Las deflexiones radiales de los elementos se llevan a cabo por medio de un ajuste radial. Los ajustes tangenciales se hacen para desplazamientos tangenciales pudiendo incluir movimientos verticales y rotaciones alrededor del radio.

Las rotaciones alrededor de ejes tangenciales y verticales son tomadas en cuenta para el ajuste de torsión. Cuando se igualan estos tres desplazamientos y las tres rotaciones de los elementos arco y Cantiliver en sus puntos de intersección, se tendrán cubiertos los requerimientos de una solución completa.

Las cargas externas se dividen primero en los sistemas de arco y Cantiliver hasta obtener una deflexión radial satisfactoria. Las cargas se pueden escoger libremente en tal forma que la suma de las cargas en arco y Cantiliver sea igual a la carga externa total en cualquier

punto. El proceso de dividir estas cargas se facilita grandemente usando las deflexiones ocasionadas por las cargas unitarias en arco y Cantiliver.

Cuando se han escogido las deflexiones radiales de los arcos y Cantiliver de acuerdo a lo anteriormente expuesto, todavía quedan muchos factores que no se han tomado en cuenta. Estos incluyen las fuerzas tangenciales de cortante en las secciones horizontales siguiendo el eje de centros de los arcos, y las correspondientes fuerzas verticales en las secciones radiales; los momentos de torsión en planos horizontales y verticales; y los efectos de la relación de Poisson.

Los ajustes por desplazamientos se completan con las cargas internas, tangenciales y de torsión. Estas cargas se aplican en tal forma que los esfuerzos de torsión y cortantes tangenciales estén aplicados en los cantilivers. Los arcos quedan sujetos a flexión y compresión únicamente y pueden ser tratados en forma que se calculen para no resistir cortantes ni torsión. Los elementos verticales quedan sujetos a flexión, compresión, torsión y esfuerzo cortante.

Las cargas internas de equilibrio se aplican y distribuyen en tal forma que se suprimen las deflexiones radiales relativas, los movimientos tangenciales relativos y las rotaciones relativas entre arco y Cantiliver. Los ajustes radiales dejan en los arcos deflexiones relativas con relación a los correspondientes puntos de los cantilivers. Las cargas cortantes tangenciales se aplican en los elementos para suprimir esta deflexión relativa entre el elemento arco y el Cantiliver. Estas fuerzas se introducen, primero a lo largo de tangentes a las líneas centrales de los arcos, y un conjunto igual y de sentido contrario de fuerzas se aplican en los Cantiliver. Estas cargas acompañan por fuerzas verticales que actúan en las caras de los Cantiliver junto con momentos de torsión en arco y Cantiliver.

Los efectos de construcción y programas de llenado de la presa pueden incluir en el análisis de cargas de prueba si se desea. Por ejemplo si las juntas de construcción en la parte más baja de la presa se cierran antes que todo el concreto sea colocado, la influencia del peso sumado, se puede determinar distribuyendo esta carga entre los elementos arco y Cantiliver.

Los efectos de grietas en el interior de arcos y Cantiliver, en caso de que ocurran, se pueden incluir en el análisis de cargas de pruebas. Se debe determinar la extensión de las grietas, pudiéndose calcular su influencia en la flexibilidad de los elementos afectados. Las cargas deben ajustarse para determinar los cambios en su distribución, originados por los cambios en las propiedades de los elementos agrietados. (SRH, 1976)

MOVIMIENTOS Y ESFUERZOS.

En el estudio de cargas de prueba también se determinan las cargas totales que son resistidas por arcos y Cantiliver. Con estas cargas se pueden calcular los esfuerzos en el interior de la cortina, dando la variación de los mismos entre las caras aguas arriba y aguas abajo. Por conveniencia, los esfuerzos normales verticales a un plano horizontal, los esfuerzos normales horizontales a un plano vertical y los esfuerzos cortantes tangenciales actuando en un plano horizontal, se suponen con variación lineal entre las caras aguas arriba y aguas abajo.

Se puede suponer una distribución no lineal de esfuerzos, a lo ancho del espesor de la cortina, en cuyo caso será necesario modificar los ajustes basándose en esta suposición. Si

se acepta esta suposición lineal, los esfuerzos anteriormente mencionados se pueden calcular utilizando las cargas resultantes del análisis de cargas de prueba. (SRH, 1976)

ANÁLISIS PRELIMINARES.

Los análisis preliminares para presas de arco usualmente son hechas para presa llena y ocurriendo cambios máximos de temperatura. Para otras cargas, el análisis se hace con las dimensiones tentativamente adaptadas. Se pueden emplear los siguientes métodos:

- 1) Se puede suponer que las cargas horizontales se resisten por los arcos solamente.
- 2) Se supone una distribución de cargas entre los elementos arcos y ménsulas, ajustando tan solo las deformaciones radiales en la corona.
- 3) Se pueden distribuir las cargas entre arcos y ménsulas, efectuando el ajuste radial en varias secciones verticales.

El método que debe usarse en cada caso depende de la forma del desfiladero y del tipo, altura e importancia de la obra. Si los perfiles del terreno presentan irregularidades pronunciadas, o si la forma de la garganta no es simétrica, los cálculos deben hacerse por el método de pruebas de carga, correspondiente al caso 3. si la cañada tiene forma de V con laderas uniformes y la presa es de regular tamaño e importancia bastará aplicar el caso 2. Finalmente, si la garganta es estrecha y regular, y la altura de la presa moderada de modo que sea posible adoptar una estructura de arco delgado con grandes ángulos centrales, será suficiente emplear el primer método (SRH, 1976).

SUPONIENDO CARGAS TOTALES EN LOS ELEMENTOS DE ARCO.

Dividiendo cargas horizontales entre elementos de arco y Cantiliver considerando un ajuste radial de deflexiones en la sección de la corona. Dividiendo cargas horizontales entre arcos y Cantiliver, considerando un ajuste radial de deflexiones en varias secciones. La elección de un método en particular depende de la forma del cañón, el tipo de altura. Sí el perfil de la roca contiene irregularidades pronunciadas o la forma del cañón no es simétrica, se debe seguir el procedimiento iniciando en el número 3. sí el cañón es en forma de "V" con ladera comparativamente uniformes y la importancia y tamaño de la presa no son considerables, el segundo método es suficiente. Para presas en cañones regulares y angostos, y la presa es pequeña (relativamente), de tal forma que los espesores son constantes y es simétrica, el primer método es suficiente. Aunque por la rapidez actual de las computadoras es recomendable el segundo método.

VI.9.4 CARGAS TOTALES EN ARCOS.

Fórmulas para analizar arcos circulares con espesor constante bajo la acción de cargas radiales uniformes, han sido desarrolladas; las ecuaciones de Cañ (1927) ligeramente modificadas para empujes y momentos en la corona y en los estribos debido a cargas uniformes son. (Davis, 1969)

$$\text{Empuje en la corona} \quad H_o = pr - \frac{pr}{D} 2\varphi \operatorname{sen} \varphi \frac{e^2}{12r^2} \quad (6.17)$$

$$\text{Momento en la corona} \quad M_o = -(pr - H_o)r \left(1 - \frac{\operatorname{sen} \varphi}{\varphi} \right) \quad (6.18)$$

$$\text{Empuje en los estribos} \quad H_a = pr - (pr - H_o) \cos \varphi \quad (6.19)$$

$$\text{Momento en los estribos} \quad M_a = r(p r - H_o) \left(\frac{\text{sen } \varphi}{\varphi} - \cos \varphi \right) \quad (6.20)$$

Donde:

- r radio de la línea central
- p presión normal radial a la línea central
- e espesor del arco
- φ ángulo entre la corona y los estribos
- D constante

Sí se desprecia el esfuerzo tangencial, el valor de D de la ec. (6.17) viene dado por:

$$D = \left(1 + \frac{e^2}{12r^2} \right) \varphi \left(\varphi + \frac{\text{sen } 2\varphi}{2} \right) - 2 \text{sen}^2 \varphi \quad (6.21)$$

Sí se tiene en cuenta los efectos tangenciales; D se reemplaza por D_s :

$$D_s = \left(1 + \frac{e^2}{12r^2} \right) \varphi \left(\varphi + \frac{\text{sen } 2\varphi}{2} \right) - 2 \text{sen}^2 \varphi + 3 \frac{e^2}{12c^2} \varphi \left(\varphi - \frac{\text{sen } 2\varphi}{2} \right) \quad (6.22)$$

Una vez calculados los empujes y los momentos, los esfuerzos en el extradós y el intradós se pueden calcular con la formula:

$$S = \frac{H}{e} \pm \frac{6M}{e^2} \quad (6.23)$$

Esta fórmula permite determinar los esfuerzos máximos en planos horizontales perpendiculares al empuje del agua. Fowler (1928), utilizando como base las fórmulas de Caín, dibujo diagramas en los que se deducen fácilmente las tensiones de intradós y extradós, en la corona y estribos, para diferentes valores del ángulo central y la relación del espesor al radio. Cravitz (1936) preparó diagramas parecidos, incluyendo los efectos de las deformaciones de las laderas.

Para cargas de temperatura, las ecuaciones de Caín despreciando el efecto cortante son:

$$H_o = \frac{2\varphi \text{sen } \varphi}{D} \times \frac{E e^3 c T}{12r^2} \quad (6.24)$$

$$M_o = H_o r \left(1 - \frac{\text{sen } \varphi}{\varphi} \right) \quad (6.25)$$

$$H_a = H_o \cos \varphi \quad (6.26)$$

$$M_a = H_o r \text{ vers } \varphi - M_o \quad (6.27)$$

Donde:

- E Módulo de elasticidad
- c Coeficiente de expansión térmica
- T Cambio en la temperatura del concreto

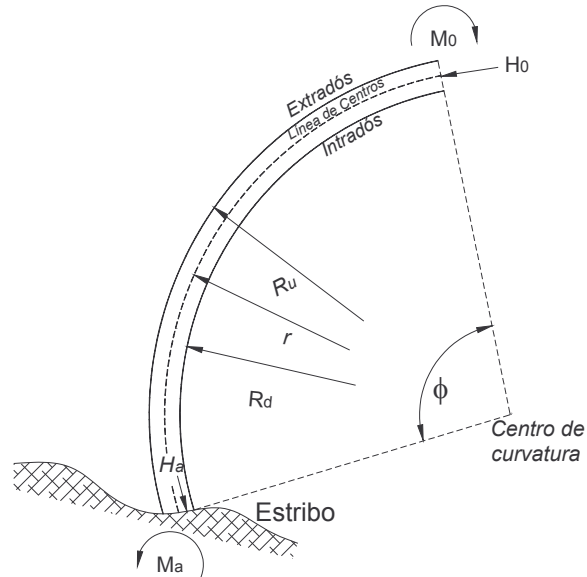


Fig. 6.17 Arco circular de espesor constante, empotrado en los arranques.

VI.9.5 AJUSTES DE DEFLEXIONES EN LA CORONA.

Son necesarios para el análisis las formulas de deflexiones de arco y Cantiliver. La carga de agua se supone constante en los elementos de arco entre estribos y las fórmulas de Caín pueden usarse. Para espesor constante la deflexión en arcos circulares ligeramente modificada es:

$$\text{Por carga de agua} \quad \Delta = \frac{P R_u r C}{E e} \quad (6.28)$$

$$\text{Por temperatura} \quad \Delta = c r T C \quad (6.29)$$

Donde:

- P presión radial normal en el extradós
- R_u radio del extradós
- R_d radio del intradós
- r radio de la línea central del arco
- e espesor horizontal
- p presión radial normal
- ϕ ángulo entre la corona y los estribos
- c constante

Despreciando los esfuerzos tangenciales:

$$C = \frac{(\varphi - \text{sen } \varphi)(1 - \cos \varphi)}{\left(\varphi + \frac{\text{sen } 2\varphi}{2}\right) - \left[\frac{1 - \cos 2\varphi}{\varphi \left(1 + \frac{e^2}{12r}\right)}\right]} \quad (6.30)$$

Incluyendo los esfuerzos tangenciales:

$$C_s = \frac{(1 - \cos \varphi) \left[\left(1 + \frac{e^2}{12r^2}\right) (\varphi - \text{sen } \varphi) + \frac{e^2}{4r^2} (\varphi + \text{sen } \varphi) \right]}{\left(1 + \frac{e^2}{12r^2}\right) \left(\varphi + \frac{\text{sen } 2\varphi}{2}\right) - \left(\frac{1 - \cos 2\varphi}{\varphi}\right) + \frac{e^2}{4r^2} (\varphi - \text{sen } 2\varphi)} \quad (6.31)$$

La Fig.6.18 muestra la variación de C_s contra φ en función de e/r .

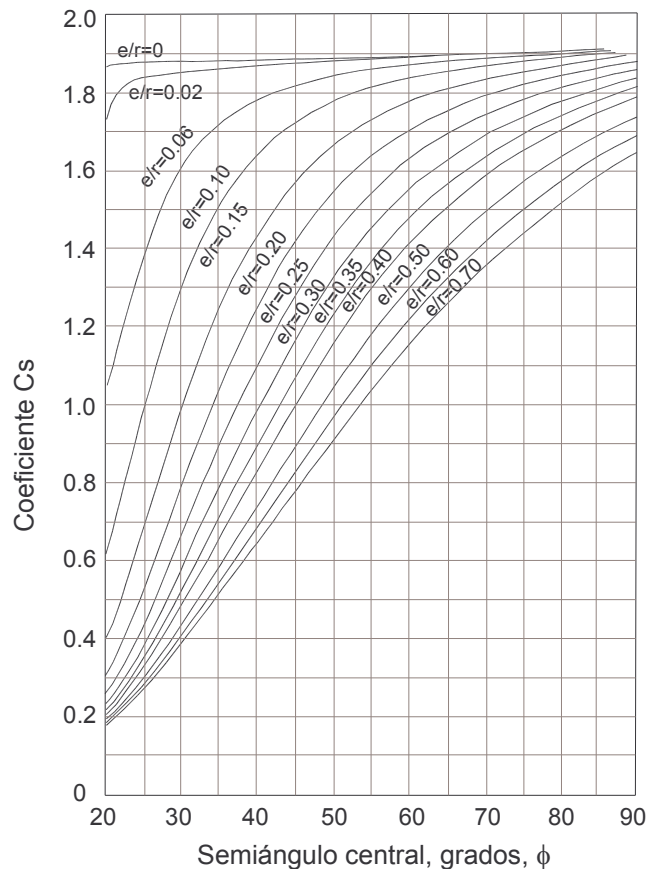


Fig. 6.18. Valores de C_s en función de e/r .

Las fuerzas, momentos, deflexiones y esfuerzos en Cantiliver pueden ser calculados por diversos métodos como se verá más adelante. Para presas sumamente delgadas, los Cantiliver pueden considerarse como tajadas verticales con los paralelos separados una

distancia unitaria, pero la mayor parte de las ocasiones se consideran tajadas verticales con lados radiales separados dicha distancia unitaria.

Las deflexiones por temperatura deben sumarse a los de las cargas de agua en el caso de los arcos, no en el de los Cantiliver. Los esfuerzos debidos a cambios de temperatura se pueden calcular a partir de la ec.6.23 a partir de los empujes y momentos calculados, con las ecs.6.24 a 6.27 en el caso de no contar con los diagramas mencionados, la ec. 6.23 bastará para determinación de los esfuerzos, a partir de las cargas determinadas con las ecs.6.17 a 6.20. (Davis, 1969)

ANÁLISIS DE PLANOS ADAPTADOS

Basándose en los planos preliminares, estos se analizan en detalle con el método de las cargas de prueba. El análisis final debería considerar todas las posibles condiciones de carga incluyendo sismo, hielo, azolves, carga hidráulica máxima e incrementos máximos de temperatura, así como los efectos por fuerza cortante y torsión. Se consideran por lo general ocho o diez elementos de arco e igual número de Cantiliver para el análisis.

VI.9.6 MOVIMIENTOS DE ROCA.

Las deformaciones del terreno y sus efectos en las presas de arco se tienen en cuenta mediante formulas aproximadas. Si los extremos de los elementos arco son verticales y las bases de las ménsulas horizontales, las rotaciones y deflexiones de elementos de caras paralelas se calculan con las siguientes ecuaciones. (SRH, 1976)

$$\text{Rotación debida a momentos} \quad \alpha' = \frac{MK_1}{E_r e^2} \quad (6.32)$$

$$\text{Deflexión debida a empuje} \quad \beta' = \frac{HK_2}{E_r} \quad (6.33)$$

$$\text{Deflexión debida a cortante} \quad \gamma' = \frac{VK_3}{E_r} \quad (6.34)$$

$$\text{Deflexión debida a torsión} \quad \delta' = \frac{M_t K_4}{E_r e^2} \quad (6.35)$$

$$\text{Deflexión debida a cortante} \quad \alpha'' = \frac{VK_5}{E_r e} \quad (6.36)$$

$$\text{Deflexión debida a momento} \quad \gamma'' = \frac{MK_5}{E_r e} \quad (6.37)$$

Donde:

- M Momento de arco y Cantiliver
- V Esfuerzo cortante de arco y Cantiliver
- M_t Momento de torsión en la ménsula
- E_r Modulo de elasticidad de la roca

e espesor radial del elemento considerado

K_1, K_2, K_3, K_4 y K_5 son constantes que depende de la relación de Poisson y la relación entre la longitud promedio de la presa b al ancho promedio a . La tabla 6.1 muestra los valores de las constantes. Para una relación de Poisson de 0.20 y distintos valores de b/a .

Las ecs. 6.32, 6.34, 6.36 y 6.37 dan los valores de los momentos en los extremos de arcos y Cantiliver. La ec. 6.37 da movimientos horizontales causados por empujes en los arcos. Los movimientos verticales en las bases del Cantiliver y los movimientos de giro de los arcos en los estribos no son necesarios. La ec. 6.33 da los movimientos de giro en la base de los Cantiliver. Las rotaciones y deflexiones dadas por las ecs. 6.36 y 6.37 son de relativa poca importancia

Valores de b/a	K_1	K_2	K_3	K_4	K_5
1.0	4.32	0.62	1.02	4.65	0.345
1.5	4.65	0.78	1.23	4.86	0.413
2.0	4.84	0.91	1.39	5.18	0.458
3.0	5.04	1.10	1.60	5.64	0.515
4.0	5.15	1.25	1.77	5.90	0.55
5.0	5.22	1.36	1.89	6.08	0.574
6.0	5.27	1.47	2.00	6.20	0.592
8.0	5.32	1.65	2.17	6.37	0.614
10.0	5.36	1.75	2.31	6.46	0.630
15.0	5.41	1.98	2.55	6.59	0.653
20.0	5.43	2.16	2.72	6.66	0.668

Tabla 6.1 Valores de las constante K , siendo el coeficiente de Poisson = 0.20

VI.9.7 ANÁLISIS DE CANTILIVER

Los elementos verticales para el análisis de Cantiliver, son divididos en secciones por planos horizontales con pequeños incrementos de altura (véase Fig. 6.19). Las cargas totales, cortantes y momentos actuando en planos horizontales, son sumadas desde la corona hasta la base de la cimentación, las deflexiones por momento y fuerza cortante se suman de la base de la cimentación a la corona; las deformaciones en las rocas se consideran como movimientos iniciales al realizarse la suma hacia arriba. Las deflexiones radiales en supuestos planos horizontales se encuentran al sumar las deflexiones por momento y fuerza cortante.

En los siguientes puntos, los Cantiliver con lados paralelos, con lados radiales y agrietamiento aguas arriba son tratadas desde el punto de vista de "cargas radiales ". Se consideran por separado efectos de esfuerzo cortante tangencial y giros en elementos no agrietados con lados radiales. (Davis, 1969)

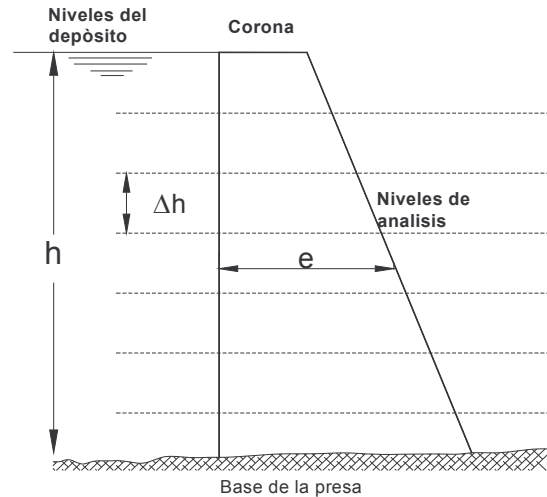


Fig. 6.19 Elemento vertical de la presa de arco.

CANTILIVER CON LADOS PARALELOS

Para Cantiliver no agrietados con lados verticales paralelos separados un ancho unitario, incrementados en el peso de concreto, cargas verticales en la cara aguas arriba, presión horizontal del agua, centros de gravedad, fuerzas cortantes, momentos y momentos de inercia, son fácilmente calculados con los métodos usuales. La inclinación del eje neutro las deflexiones por momento y fuerza cortante, se obtienen a partir de las siguientes Ecs. (Davis, 1969)

$$\text{Pendiente del eje neutro} \quad \frac{dy}{dh} = \alpha' + \alpha'' + \sum \frac{12M}{Ee^3} \Delta h \quad (6.38)$$

$$\text{Deflexión debida al momento} \quad \Delta_m = \sum \left(\alpha' + \alpha'' + \sum \frac{12M}{Ee^3} \Delta h \right) \Delta h \quad (6.39)$$

$$\text{Deflexión debida al cortante} \quad \Delta_s = \left(\gamma' + \gamma'' + \sum \frac{KV}{eE_s} \Delta h \right) \quad (6.40)$$

Donde:

- M Momento flexionante resultante
- V Esfuerzo tangencial horizontal en dirección radial
- Δh Incremento de la altura
- dy Movimiento diferencial en la dirección radial horizontal
- E_s Modulo de elasticidad cortante
- K constante que toma en cuenta la distribución no uniforme de cortante y que usualmente vale 1.25.

Los esfuerzos verticales en las caras aguas arriba y aguas abajo se pueden calcular con la Ec. 6.23, sustituyendo el empuje horizontal H por la fuerza vertical W . Los esfuerzos principales en los bordes del Cantiliver, actuando paralelos a las pendientes y los esfuerzos unitarios tangenciales cortantes en planos horizontales y verticales se pueden calcular con las siguientes formulas: (Davis, 1969)

Tensión inclinada $S_i = S \sec^2 \alpha - p \tan \alpha$ (6.41)

Carga tangencial $N = \pm(S - p) - \tan \alpha$ (paramento aguas arriba) (6.42)

Donde:

- S Tensión vertical
- p Presión del agua
- α Angulo del paramento con la vertical.

Si el paramento es vertical, la carga tangencial en el borde de la ménsula es cero.

CANTILIVER CON LADOS RADIALES.

Las propiedades del Cantiliver con lados radiales con ancho unitario, contado desde el eje de la presa, como indica la figura 6.20, pueden calcularse como sigue: (Davis, 1969)

Área $A = \left(\frac{R_u + R_d}{2R_a} \right) e$ (6.43)

Distancia centro de gravedad $L_g = \frac{e}{3} \left(\frac{R_u + R_d}{R_u + R_d} \right)$ (6.44)

Momento de inercia $I = \frac{e^3}{36} \left(\frac{R_u^2 + 4R_uR_d + R_d^2}{R_a(R_u + R_d)} \right)$ (6.45)

Esfuerzo vertical aguas arriba $S_u = \frac{W}{A} - \frac{M I_g}{I}$ (6.46)

Esfuerzo vertical aguas abajo $S_d = \frac{W}{A} + \frac{M}{I} (e - I_g)$ (6.47)

Donde:

- R_a Radio a la línea central del arco
- R_u Radio extradós
- R_d Radio intradós
- W Carga vertical
- I_g Distancia al eje neutro (centro de gravedad)

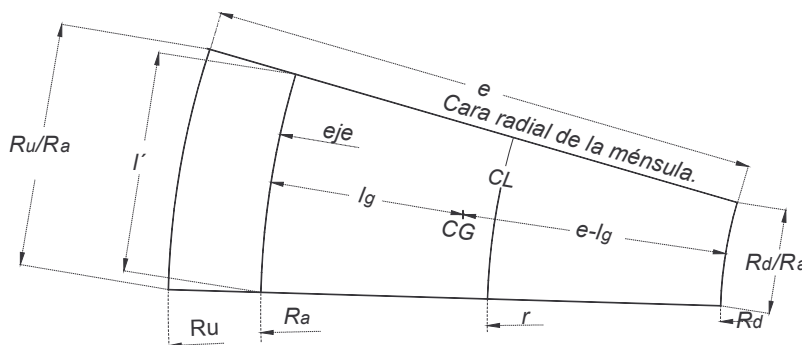


Fig. 6.20 Sección horizontal de ménsula con caras radiales.

Si se considera agrietado el Cantiliver, la profundidad de la grieta puede calcularse con la formula:

$$\frac{R_u + l_g - d}{R_d} = \frac{1}{2} \left[\frac{1 + 2 \frac{R_d}{R_o} + 3 \left(\frac{R_d}{R_o} \right)^2}{\frac{R_d}{R_o} + 2 \left(\frac{R_d}{R_o} \right)^2} \right] \quad (6.48)$$

Donde:

R_o Radio al límite de la porción agrietada

d distancia del centro de gravedad de toda el área a la posición de la resultante

La ecuación se obtiene a partir de tomar momentos alrededor del centro de gravedad; R_u y R_d son conocidos y l_g se evalúa con la ec. 6.44 con lo que conocemos el lado izquierdo de la ecuación Se procede entonces a graficar la ecuación para distintos valores de R_d/R_o ; y en esta grafica se obtiene el valor para el cual se cumple la ecuación, se puede proceder también por tanteos ó bien con algún método numérico de solución.

Sí ; $\frac{R_d}{R_o} < \frac{R_d}{R_u}$ No ocurre agrietamiento en la presa

$\frac{R_d}{R_o} > \frac{R_d}{R_u}$ Ocurre agrietamiento en la presa

El espesor no agrietado e' se puede obtener a partir de

$$e' = \frac{R_d}{R_o} - R_d \quad (6.49)$$

Las ecuaciones para valorar el área A' , l_g (Distancia del punto de esfuerzo o al centro de gravedad de la sección no agrietada), y el momento de inercia I' , se pueden obtener al sustituir e por e' y en vez R_o por R_u en las Ecs 6.43, 6.44 y 6.45. El momento de las fuerzas redistribuidas alrededor del centro de gravedad y los esfuerzos verticales en la cara aguas abajo se calculan como:

$$\text{Momento} \quad M' = \frac{We'}{6} \left[\frac{1 + 4 \frac{R_d}{R_o} + \left(\frac{R_d}{R_o} \right)^2}{1 + 3 \frac{R_d}{R_o} + 2 \left(\frac{R_d}{R_o} \right)^2} \right] \quad (6.50)$$

$$\text{Esfuerzo vertical} \quad S_d = \frac{W}{A'} + \frac{M'(e' - l_g')}{I'} \quad (6.51)$$

Las deflexiones pueden calcularse con las ecuaciones anteriores pero usando e', M', I' , y los otros elementos de la sección no agrietada.

Cargas Tangenciales. Se suponen uniformemente distribuidas y la deflexión puede calcularse como:

$$\Delta_s = \frac{R_a}{r} \gamma' + \sum \frac{v}{AE_s} \Delta h \quad (6.52)$$

La sumatoria se hace de la corona a la cimentación como en el caso de cargas radiales, y se considera que se aplican a lo largo de la línea central.

Cargas por torsión. Se multiplica la deflexión por r/R a y se aplica a lo largo de la línea central. Las cargas actúan en planos horizontales, como en el caso de las cargas tangenciales y radiales. Las deflexiones se calculan con la siguiente ecuación:

$$\Delta\theta = \frac{R_a}{r} \delta' + \sum \frac{M_t}{2E_s I} \Delta h \quad (6.53)$$

VI.9.8 ANÁLISIS DE ARCOS.

Los momentos, fuerzas y movimientos de elementos de arco, acusados por causas radiales; tangenciales torsión y cambios de temperatura pueden ser analizadas por las fórmulas de flexión para Cantiliver curvos, ampliado para permitir en fajas pequeñas y transversales efectos de fuerza cortante. El método consiste en cortar el arco cargado en la corona, e introducir momentos, empujes y fuerzas cortantes supuestas para compensar los desplazamientos, desarrollando ecuaciones que involucren los movimientos de la corona en ambas partes del arco. Igualando ambos grupos de ecuaciones y resolviendo para encontrar las fuerzas en la corona. A partir de estas fuerzas, las ecuaciones para momentos, empujes y fuerzas cortantes, pueden escribirse en función dichas fuerzas, así como momentos, empujes y fuerzas cortantes se pueden obtener para los estribos; una vez obtenidos estos elementos mecánicos, se calculan los esfuerzos en el interior de la cortina, y se obtienen finalmente los esfuerzos principales, comparándose con los permisibles. (Davis, 1969)

Los movimientos de la masa rocosa en los estribos determinados por las ecs 6.32 a 6.37, pueden incluirse en las fórmulas de deflexión general, aunque resultan ser muy complicados, lo mismo que los efectos de temperatura. Notación: Se emplea la siguiente notación; las cantidades son medidas en planos verticales

- R_u Radio a la cara aguas arriba.
- R_d Radio a la cara aguas abajo.
- r Radio a la línea central.
- e Espesor radial del arco.
- A Área transversal radial de la sección.
- I Momento de inercia alrededor de la línea central del arco.
- s Longitud a lo largo de la línea central.
- φ Ángulo entre las secciones analizadas del arco.
- X $r \text{ sen } \varphi$
- φ_a Angulo entre el punto donde se desean las deflexiones y el estribo.

- φ_0 Ángulo entre el punto donde se desean las deflexiones y el inicio carga externa.
- φ_1 Ángulo entre el inicio de la carga externa y el estribo.
- M Momento.
- H Empuje.
- V Fuerza cortante.
- P Intensidad de la carga externa.
- E Módulo de elasticidad del concreto en tensión y compresión.
- E_s Módulo de elasticidad del concreto en cortante.
- μ Relación de Poisson.
- K Constante que considera distribución no uniforme en el cortante.
- c Coeficiente de expansión térmica del concreto.
- T Cambio de temperatura.
- θ Movimiento angular de la línea central.
- Δ_r Deflexión radial de la línea central.
- Δ_s Deflexión tangencial a lo largo de la línea central.

El Subíndice "0" indica que se trata de la corona, "a" del estribo, L del lado izquierdo y R del lado derecho respectivamente. En el caso de M, H y V sin subíndice L o R, significa que el momento, empuje y fuerza cortante se refieren al lado izquierdo o derecho del arco. Si μ es igual a 0.20 y K es igual a 1.25 la relación K/E_s en algunas ecuaciones se reemplaza por 3/E.

La convención de signos a seguir es según a la figura 6.21.

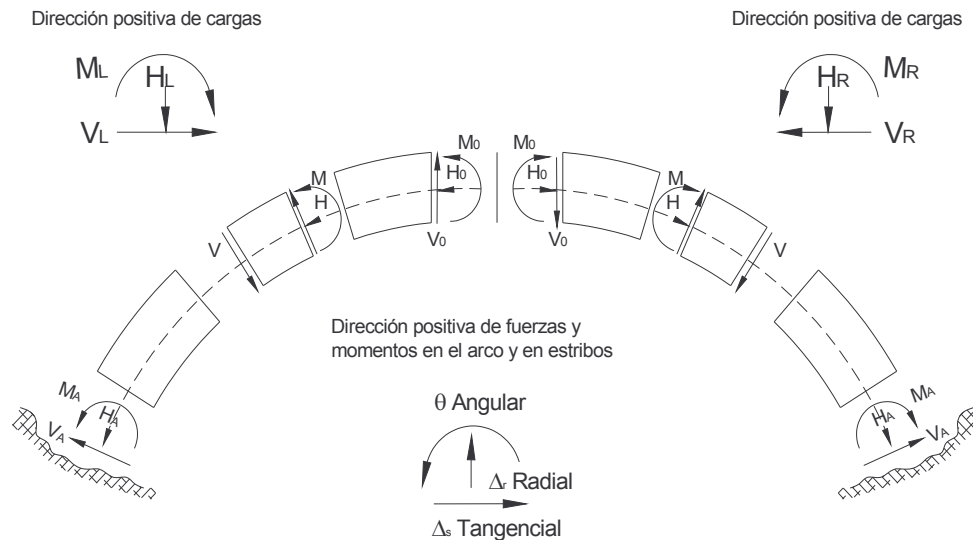


Fig. 6.21 Dirección de cargas, fuerzas, momentos y desplazamientos.

Momentos positivos causan compresión en el extradós.

Empujes positivos causan compresión

Fuerzas cortantes positivas producen momentos positivos en la izquierda en el caso de la parte izquierda del arco, y momentos positivos en la derecha en el caso de la parte derecha.

Las cargas radiales son positivas cuando actúan hacia el centro del arco.

Las cargas tangenciales uniformes son positivas cuando actúan de izquierda a derecha.

Las cargas triangulares tangenciales son positivas cuando actúan de los estribos hacia la corona.

Las cargas tangenciales uniformes son positivas cuando trabajan en el sentido de las manecillas del reloj.

Las cargas triangulares por torsión son positivas actuando en el sentido de las manecillas del reloj en el lado izquierdo y en contra de ellas en el lado derecho.

Los momentos, empujes y cortantes positivos (M_L , H_L , V_L ó M_R , H_R , V_R) debido a cargas externas tienen la misma dirección que los momentos, empujes y cortantes de las cargas radiales positivas. Siguiendo esta convención, momentos, empujes y cortantes de todas las cargas triangulares positivas, son positivas excepto empuje de cargas tangenciales.

Las deflexiones radiales son positivas aguas arriba.

Las deflexiones tangenciales son positivas hacia la derecha.

Los movimientos angulares son positivos en contra de las manecillas del reloj.

VI.10 MÉTODO MANUAL DE CÁLCULO.

Se dan a continuación fórmulas generales para un arco circular sujeto a cargas simétricas o no simétricas. Las formulas para los espesores de arcos circulares están dadas en función de las propiedades de arco llamadas "constantes de arco"; de las cargas externas llamadas "formulas de carga" y que inducen momentos, empujes y fuerza cortante y de términos que están en función de ambas propiedades llamadas "constantes de carga".

Las fórmulas de las constantes de carga y de momentos, empujes y cortantes debido a cargas externas incluyen ecuaciones necesarias para analizar efectos de cargas uniformes y triangulares. Las cargas consideradas incluyen cargas radiales, tangenciales y por torsión. Las deflexiones para diferentes combinaciones de cargas uniformes y triangulares. Considerando un elemento diferencial de longitud ds en la izquierda del arco, que suponemos cortado en la corona, como se muestra en la Fig.6.22. Las ecuaciones para los desplazamientos de arco en la corona, debidos a momentos empujes y fuerzas cortante actuante contra el elemento son: (Davis, 1969)

$$d\theta_0 = \frac{M}{EI} ds \quad (6.54)$$

$$d(\Delta r)_0 = \frac{M x ds}{EI} - \frac{H \text{sen} \alpha ds}{EA} + \frac{KV \cos \varphi ds}{Es A} \quad (6.55)$$

$$d(\Delta s)_0 = -\frac{M y ds}{EI} - \frac{H \cos \varphi ds}{EA} - \frac{KV \text{sen} \varphi ds}{Es A} \quad (6.56)$$

El primer término en las ecs 6.49 y 6.50 es el desplazamiento causado por flexión, el segundo por empuje en una faja delgada del arco y el tercero por fuerza cortante. Integrando las ecuaciones y utilizando S para designar a la longitud total del lado izquierdo (de la corona al estribo): (Davis, 1969)

$$\theta_0 = \int_0^S \frac{M}{EI} ds \quad (6.57)$$

$$\Delta r_0 = \int_0^S \frac{Mx}{EI} ds - \int_0^S \frac{H \text{sen} \varphi}{EA} ds + \int_0^S \frac{KV \cos \varphi}{Es A} ds \quad (6.58)$$

$$\Delta s_0 = \int_0^S \frac{My}{EI} ds - \int_0^S \frac{H \cos \varphi}{EA} ds - \int_0^S \frac{KV \text{sen} \varphi}{Es A} ds \quad (6.59)$$

Las cantidades M , H y V pueden sustituirse por sus equivalentes en función del momento, empuje y cortante en la corona (M_o , H_o y V_o) y momento empuje y cortante debido a carga externa entre elementos diferenciales y la corona (Davis, 1969)

$$M = M_o + H_o y + V_o x - M_L \quad (6.60)$$

$$H = H_o \cos \varphi - V_o \text{sen} \varphi + H_L \quad (6.61)$$

$$V = H_o \text{sen} \varphi + V_o \cos \varphi - V_L \quad (6.62)$$

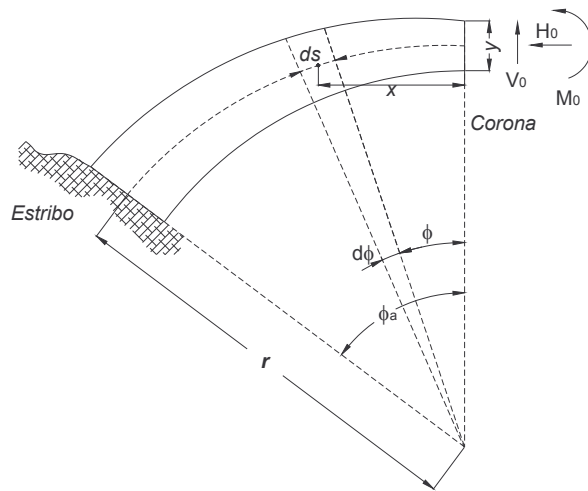


Fig. 6.22 Zona izquierda del arco cortado por la corona.

Haciendo estas sustituciones y utilizando en lugar de $k/E_s, 3/E$, se obtienen las siguientes formulas:

$$\theta_o = M_o \int_0^s \frac{ds}{EI} + H_o \int_0^s \frac{y ds}{EI} + V_o \int_0^s \frac{x ds}{EI} - \int_0^s \frac{M_L ds}{EI} \quad (6.63)$$

$$\Delta r_o = M_o \int_0^s \frac{x ds}{EI} + H_o \left(\int_0^s \frac{xy ds}{EI} - \int_0^s \frac{\text{sen} \varphi \cos \varphi}{EA} ds + 3 \int_0^s \frac{\text{sen} \varphi \cos \varphi}{EA} ds \right) +$$

$$V_o \left(\int_0^s \frac{x^2 ds}{EI} + \int_0^s \frac{\text{sen}^2 \varphi}{EA} ds + 3 \int_0^s \frac{\cos^2 \varphi}{EA} ds \right) - \left(\int_0^s \frac{M_L x}{EI} ds + \int_0^s \frac{H_L \text{sen} \varphi}{EA} ds + 3 \int_0^s \frac{V_L \cos \varphi}{EA} ds \right) \quad (6.64)$$

$$\Delta s_o = -M_o \int_0^s \frac{y ds}{EI} - H_o \left(\int_0^s \frac{y^2 ds}{EI} + \int_0^s \frac{\cos^2 \varphi}{EA} ds + 3 \int_0^s \frac{\text{sen} \varphi}{EA} ds \right) - V_o \left(\int_0^s \frac{xy}{EI} ds - \right.$$

$$\left. \int_0^s \frac{\text{sen} \varphi \cos \varphi}{EA} ds + 3 \int_0^s \frac{\text{sen} \varphi \cos \varphi}{EA} ds \right) + \left(\int_0^s \frac{M_L y}{EI} ds - \int_0^s \frac{H_L \cos \varphi}{EA} ds + 3 \int_0^s \frac{V_L \text{sen} \varphi}{EA} ds \right) \quad (6.65)$$

Sí los símbolos son sustitutos por los multiplicadores de M_o , H_o y V_o las ecuaciones pueden escribirse como:

$$\theta_o = A_1 M_o + B_1 H_o + C_1 V_o - D_1 \quad (6.66)$$

$$\Delta r_o = C_1 M_o + B_2 H_o + C_2 V_o - D_2 \quad (6.67)$$

$$\Delta_{s_0} = -B_1 M_o - B_3 H_o - B_2 V_o + D_3 \quad (6.68)$$

Ecuaciones similares pueden desarrollarse para el lado derecho del arco, en este caso M , H , y V valen.

$$M = M_o + H_o y - V_o x - M_R \quad (6.69)$$

$$H = H_o \cos \varphi + V_o \operatorname{sen} \varphi + H_R \quad (6.70)$$

$$V = H_o \operatorname{sen} \varphi - V_o \cos \varphi - V_R \quad (6.71)$$

y las expresiones finales

$$\theta_o = -A'_1 M_o - B'_1 H_o + C'_1 V_o + D'_1 \quad (6.72)$$

$$\Delta r_o = C'_1 M_o + B'_2 H_o - C'_2 V_o - D'_2 \quad (6.73)$$

$$\Delta s_o = B'_1 M_o + B'_2 H_o - B'_2 V_o - D'_3 \quad (6.74)$$

VI.10.1 FUERZAS EN LA CORONA.

El momento, empuje y fuerza cortante en la corona M_o , H_o y V_o se pueden obtener al igualar los valores de θ_o , Δr_o y Δs_o en los dos sistemas de ecuaciones planteados anteriormente; el nuevo sistema es: (Davis, 1969)

$$(A_1 + A'_1)M_o + (B_1 + B'_1)H_o + (C_1 - C'_1)V_o = (D_1 + D'_1) \quad (6.75)$$

$$(C_1 - C'_1)M_o + (B_2 - B'_2)H_o + (C_2 + C'_2)V_o = (D_2 - D'_2) \quad (6.76)$$

$$(B_1 + B'_1)M_o + (B_3 + B'_3)H_o + (B_2 + B'_2)V_o = (D_2 + D'_2) \quad (6.77)$$

Sí sustituimos por: "a, b, c y d":

$$a_1 M_o + b_1 H_o + c_1 V_o = d_1 \quad (6.78)$$

$$c_1 M_o + b_2 H_o + c_2 V_o = d_2 \quad (6.79)$$

$$b_1 M_o + b_2 H_o + b_2 V_o = d_3 \quad (6.80)$$

Resolviendo este sistema e introduciendo K' como el valor del discriminante:

$$M_o = \frac{1}{K'} [d_1(b_3 c_2 - b_2^2) - d_3(b_1 c_2 - c_1 b_2) - d_2(b_3 c_1 - b_1 b_2)] \quad (6.81)$$

$$H_o = \frac{1}{K'} [-d_1(b_1 c_2 - c_1^2) + d_3(a_1 c_2 - c_1^2) + d_2(b_1 c_1 - a_1 b_2)] \quad (6.82)$$

$$V_o = \frac{1}{K'} [-d_1(b_3 c_1 - b_1 b_2) + d_3(b_1 c_1 - a_1 b_2) + d_2(a_1 b_3 - b_1^2)] \quad (6.83)$$

Donde:

$$K' = a_1(b_3 c_2 - b_2^2) - b_1(b_1 c_2 - c_1 b_2) - c_1(b_3 c_1 - b_1 b_2) \quad (6.84)$$

Para arcos simétricos las ecuaciones quedan:

$$M_o = \frac{1}{K'} (d_1 d_3 - d_3 b_1) \quad (6.85)$$

$$H_o = \frac{1}{K'} (-d_1 b_1 + d_3 a_1) \quad (6.86)$$

$$V_o = \frac{d_2}{c_2} \quad (6.87)$$

$$K' = a_1 b_3 - b_1^2 \quad (6.88)$$

Las funciones incluidas en los términos a , b , c y d de las ecs 6.78, 6.79 y 6.80 están dadas en la tabla 6.3. Estas cantidades se necesitan para determinar el empuje (carga axial), momento y fuerza cortante. En el caso de b_2 , c_1 y d_2 , los signos en la parte derecha del arco son negativos respecto a los dos signos de las ecs 6.75, 6.76 y 6.77. Consecuentemente la suma algebraica a , b , c , y d en la tabla 6.2 puede hacerse directamente de las ecs 6.78 y 6.88.

	Funciones			Funciones	
	Zona Izquierda	Zona derecha		Zona Izquierda	Zona derecha
a_1	$\int_b^s \frac{ds}{EI}$	$\int_b^s \frac{ds}{EI}$	b_2	$\int_b^s \frac{y^2 ds}{EI}$	$\int_b^s \frac{y^2 ds}{EI}$
b_1	$\int_b^s \frac{y ds}{EI}$	$\int_b^s \frac{y ds}{EI}$		$\int_b^s \frac{\cos^2 \varphi}{EA} ds$	$\int_b^s \frac{\cos^2 \varphi}{EA} ds$
c_1	$\int_b^s \frac{x ds}{EI}$	$-\int_b^s \frac{x ds}{EI}$		$3 \int_b^s \frac{\text{sen}^2 \varphi}{EA} ds$	$3 \int_b^s \frac{\text{sen}^2 \varphi}{EA} ds$
b_2	$\int_b^s \frac{xy ds}{EI}$	$-\int_b^s \frac{xy ds}{EI}$	d_1	$\int_b^s \frac{M_L ds}{EI}$	$\int_b^s \frac{M_R ds}{EI}$
	$-\int_b^s \frac{\text{sen} \varphi \cos \varphi}{EA} ds$	$-\int_b^s \frac{\text{sen} \varphi \cos \varphi}{EA} ds$	d_2	$\int_b^s \frac{M_L x ds}{EI}$	$-\int_b^s \frac{M_L x ds}{EI}$
	$3 \int_b^s \frac{\text{sen} \varphi \cos \varphi}{EA} ds$	$-3 \int_b^s \frac{\text{sen} \varphi \cos \varphi}{EA} ds$		$\int_b^s \frac{H_L \text{sen} \varphi ds}{EA}$	$-\int_b^s \frac{H_L \text{sen} \varphi ds}{EA}$
c_2	$\int_b^s \frac{x^2 ds}{EI}$	$\int_b^s \frac{x^2 ds}{EI}$		$3 \int_b^s \frac{V_L \cos \varphi ds}{EA}$	$-3 \int_b^s \frac{V_L \cos \varphi ds}{EA}$
	$\int_b^s \frac{\text{sen}^2 \varphi}{EA} ds$	$\int_b^s \frac{\text{sen}^2 \varphi}{EA} ds$	d_3	$\int_b^s \frac{M_L y ds}{EI}$	$\int_b^s \frac{M_L y ds}{EI}$
	$3 \int_b^s \frac{\cos^2 \varphi}{EA} ds$	$3 \int_b^s \frac{\cos^2 \varphi}{EA} ds$		$-\int_b^s \frac{H_L \cos \varphi ds}{EA}$	$-\int_b^s \frac{H_L \cos \varphi ds}{EA}$
				$3 \int_b^s \frac{V_L \text{sen} \varphi ds}{EA}$	$3 \int_b^s \frac{V_L \text{sen} \varphi ds}{EA}$

Tabla 6.2 Funciones para determinar los esfuerzos en la corona.

VI.10.2 DEFLEXIONES.

En cualquier punto pueden obtenerse por considerar la porción de arco entre los puntos dados y el estribo como una viga curva en Cantiliver. Para calcular deflexiones en algún punto de la parte izquierda del arco, se obtiene en el momento, el empuje y el cortante con las ecs 6.60 a 6.62; y con las ecs 6.63 a 6.65 se obtienen las deflexiones.

VI.10.3 CONSTANTES DE ARCO.

Las cantidades A_1 , B_1 , B_2 , B_3 , C_1 y C_2 en las ecs 6.66 a 6.68 y las de las ecs 6.72 a 6.74 consisten en integrales o grupos de ellas que son funciones de las propiedades del arco. Por lo que se designan como “constantes de arco”; estas constantes son deflexiones en un punto debido a una fuerza unitaria o momento en un punto, el significado puede interpretarse como:

A_1 movimiento angular debido a un momento unitario

- B_1 movimiento angular debido a un empuje unitario ó deflexión triangular debido a un momento unitario
- C_1 movimiento angular debido a una fuerza cortante unitaria o deflexión radial debido aun momento unitario.
- B_2 Deflexión radial de vida a un empuje unitario, o deflexión radial debido a un cortante unitario.
- C_2 Deflexión radial debida a un cortante unitario.
- B_3 Deflexión tangencial debido a un empuje unitario.

Si la presa de arco tiene espesor constante y la línea central es usada como eje neutro, las cantidades l, s, ds , y A en las ecs 6.63 a 6.65 se pueden reemplazar por: $e^3/12, r\varphi, r d\varphi$ y e , considerando un ancho unitario, como E es una constante, las integrales del arco pueden evaluarse con las siguientes ecuaciones, donde φ_a es el ángulo entre el punto que se desea obtener las deflexiones y el estribo: (Davis, 1969)

$$A_1 = \frac{12r}{Ee^3} [\varphi_a] \tag{6.89}$$

$$B_1 = \frac{12r}{Ee^3} [\varphi_a - \text{sen}\varphi_a] \tag{6.90}$$

$$C_1 = \frac{12r^2}{Ee^3} [\text{vers}\varphi_a] \tag{6.91}$$

$$B_2 = \frac{12r^2}{Ee^3} \left[\text{vers}\varphi_a - \frac{\text{sen}^2\varphi_a}{2} \right] + \frac{r}{Ee} [\text{sen}^2\varphi_a] \tag{6.92}$$

$$C_2 = \frac{12r^2}{Ee} \left[\frac{\varphi_a - \text{sen}\varphi \cos\varphi_a}{2} \right] + \frac{r}{Ee} \left[\frac{\varphi_a - \text{sen}\varphi_a \cos\varphi_a}{2} \right] + 3 \left[\frac{\varphi_a - \text{sen}\varphi_a \cos\varphi_a}{2} \right] \tag{6.93}$$

$$B_3 = \frac{12r^3}{Ee} \left[\varphi_a - 2\text{sen}\varphi_a + \left(\varphi_a + \frac{\text{sen}\varphi_a \cos\varphi_a}{2} \right) \right] + \frac{r}{Ee} \left[\frac{\varphi_a + \text{sen}\varphi_a \cos\varphi_a}{2} + \frac{3(\varphi_a - \text{sen}\varphi_a \cos\varphi_a)}{2} \right] \tag{6.94}$$

VI.10.4 FÓRMULAS DE CARGA.

Las fórmulas para momento, empuje (axial) y fuerza cortante debido a cargas externas M_L, H_L y V_L , ó M_R, H_R y V_R , se pueden escribir en términos de la carga externa P , el radio aguas arriba R_U , el radio central r , el ángulo central subtendido por la carga φ_1 , y diferentes funciones del ángulo central φ desde el punto donde empieza la carga hasta cualquier otro punto de la sección cargada. Las ecuaciones para carga uniforme, radial triangular, tangencial y torsión, se muestran en la tabla 6.3. (Davis, 1969)

Cargas	Esfuerzos	Formulas para cargas	
		Cargas Uniformes	Cargas triangulares
Cargas radiales	ML	$PR_U r \text{vers}\varphi$	$\frac{PR_U r}{\varphi_1} (\varphi - \text{sen}\varphi)$
	HL	$PR_U \text{vers}\varphi$	$\frac{PR_U}{\varphi_1} (\varphi - \text{sen}\varphi)$
	VL	$PR_U \text{sen}\varphi$	$\frac{PR_U}{\varphi_1} \text{vers}\varphi$

Cargas tangenciales	ML	$P r^2 (\varphi - \text{sen} \varphi)$	$\frac{P r}{\varphi_1} \left(\frac{\varphi}{2} - \text{vers} \varphi \right)$
	HL	$-P r \text{sen} \varphi$	$-\frac{P r}{\varphi_1} \text{vers} \varphi$
	VL	$P r \text{vers} \varphi$	$\frac{P r}{\varphi_1} (\varphi - \text{sen} \varphi)$
Cargas de torsión	ML	$P r \varphi$	$\frac{P r \varphi^2}{\varphi_1 \cdot 2}$

Tabla 6.3 Formulas para momentos, empujes y cargas tangenciales debidas a cargas exteriores radiales, tangenciales y de torsión

VI.10.5 CONSTANTES DE CARGAS.

Las cantidades D_1 , D_2 y D_3 en las ecs. 6.66 a 6.68 y las cantidades equivalentes en las ecs. 6.72 a 6.74 consisten de integrales o grupo de ellas que dependen tanto de las propiedades de arco como de las cargas externas y se les llama constantes de carga, las cuales son realmente deflexiones en un punto debido a cargas aplicadas entre el punto analizado y el estribo. (Davis, 1969)

Donde:

- D1 Movimiento angular.
- D2 Movimiento radial.
- D3 Movimiento tangencial.

Los valores que adquieren para un arco de ancho constante con carga desde un estribo a una distancia angular φ_1 y utilizando la línea central como eje neutro es:

$$D_1 = \frac{12}{Ee^3} \int_0^{\varphi_1} M_L r dy \quad (6.95)$$

$$D_2 = \int_0^{\varphi_1} M_L r^2 \text{sen} \varphi d\varphi + \frac{1}{Ee} \int_0^{\varphi_1} H_L r \text{sen} \varphi d\varphi + \frac{3}{Ee} \int_0^{\varphi_1} V_L r \cos \varphi d\varphi \quad (6.96)$$

$$D_3 = \frac{12}{Ee^3} \int_0^{\varphi_1} M_L r^2 \text{vers} \varphi d\varphi - \frac{1}{Ee} \int_0^{\varphi_1} H_L r \cos \varphi d\varphi + \frac{3}{Ee} \int_0^{\varphi_1} V_L r \text{sen} \varphi d\varphi \quad (6.97)$$

Para el lado derecho, M_L , H_L y V_L son remplazados por M_R , H_R y V_R .

Al sustituir M_L , H_L , y V_L de la Tabla 6.3 en las Ecs. 6.95 a 6.97 e integrado entre los limites 0 y φ_1 , las ecuaciones D_1 , D_2 y D_3 en los puntos donde la carga empieza, pueden ser obtenidas.

VI.10.6 CARGAS POR TEMPERATURA.

Las formulas para empujes, momentos y fuerzas cortantes en la corona y en los estribos de un arco con ancho constante, incluyendo efectos de cortante pero no de deformaciones en los estribos son:

$$H_0 = \frac{cTr \text{sen} \varphi}{\frac{12^3}{Ee^3} \left[(\varphi - \text{sen} \varphi) + \frac{(\varphi + \text{sen} \varphi \cos \varphi)}{2} \right] + \frac{r}{Ee} \left[\frac{(\varphi + \text{sen} \varphi \cos \varphi)}{2} + \frac{3(\varphi - \text{sen} \varphi \cos \varphi)}{2} \right] - \frac{12r^3}{\varphi Ee} [\varphi - \text{sen} \varphi]^2} \quad (6.98)$$

$$M_0 = -\frac{r(\varphi - \text{sen } \varphi)H_0}{\varphi} \quad (6.99)$$

$$V_a = 0 \quad (6.100)$$

$$H_a = H_0 \cos \varphi \quad (6.101)$$

$$M_a = -\frac{r(\varphi - \text{sen } \varphi)}{\varphi} H_0 + r H_0 \text{Vers } \varphi \quad (6.102)$$

$$V_a = H_0 \text{sen } \varphi \quad (6.103)$$

Las deflexiones por temperatura de los elementos de arco deben incluirse con las deflexiones causadas por todas las cargas en conjunto, antes de ajustar con las deflexiones por Cantiliver. Los efectos de cargas por temperatura pueden incluirse en las formulas generales de movimiento de arco al sumar los siguientes términos a las ecs. 6.55 y 6.56 respectivamente.

$$d(\Delta r)_0 = \int_0^s c T \text{sen } \varphi ds \quad (6.104)$$

$$d(\Delta s)_0 = \int_0^s c T \cos \varphi ds \quad (6.105)$$

T Es el cambio de temperatura, positivo cuando aumenta
 c Coeficiente de expansión térmica.

Estas adiciones a las ecs. 6.55 y 6.56 dan los siguientes valores para las cargas de temperatura:

$$D_2 = -c T y_a = -c T r \text{vers } \varphi_1 \quad (6.106)$$

$$D_3 = c T x_a = c T r \text{sen } \varphi_1 \quad (6.107)$$

VI.10.7 ESFUERZOS EN ARCOS.

Una vez que las deflexiones de los arcos han coincidido con las deflexiones de los Cantiliver; los empujes en los arcos, momentos y cortantes causados por la combinación de cargas radiales, tangenciales, de giro y de temperatura; se calculan los esfuerzos donde se desea, usualmente la corona y los estribos. Los esfuerzos en el extradós y en el intradós se calculan con la ec. 6.23. A diferentes profundidades los esfuerzos se pueden calcular suponiendo una variación lineal de ellos entre las caras de la presa. Los esfuerzos constantes horizontales aguas arriba o aguas abajo pueden calcularse con la Ec 6.108, estos esfuerzos actúan en planos tangenciales verticales. (Davis, 1969)

$$N = \pm(S - p)\tan \beta \quad (\text{Negativo en el extradós}) \quad (6.108)$$

S Tensión directa que actúa normalmente al plano
 p Presión del agua en el paramento aguas arriba
 β Angulo entre la normal al plano y la línea tangente al borde del arco.

En arcos circulares con espesor constante, en el extradós y el intradós los esfuerzos cortantes son cero y el interior, se pueden estimar como $3/2$ del esfuerzo tangencial promedio, suponiendo una distribución parabólica.

VI.11 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA.

Un método de análisis dinámico requiere valorar apropiadamente la seguridad de presas de arco de concreto existentes y evaluar diseños propuestos para nuevas presas que están ubicadas en regiones sísmicas. El análisis dinámico también es llevado a cabo para determinar la capacidad de modificaciones estructurales propuestas que mejoren el rendimiento sísmico de presas viejas. El pronóstico de respuesta dinámica efectiva de presas de arco para cargas sísmicas es un problema complicado y depende de factores como la intensidad y características de los sismos, la interacción de la presa con la roca de la cimentación y el agua de la presa y las propiedades de los materiales usados.

VI.11.1 INVESTIGACIÓN SÍSMICA-GEOLÓGICA.

La estimación de los parámetros apropiados de excitación sísmica es un aspecto importante del diseño sísmico, el análisis, y evaluación de nuevas presas. Las presas de arco de concreto construidos en regiones sísmicas pueden estar sujetas a movimientos del suelo debido a un sismo en el sitio de la presa, o probablemente, a movimientos de suelo producidas por sismos distantes. Además, las presas grandes pueden experimentar los sismos provocados en el sitio de la presa inmediatamente después de la retención del embalse o durante una disminución rápida de este. Sin embargo, tales sismos inducidos por el embalse no son generalmente grandes que aquellos esperados sin el embalse, y no aumentan la sísmicidad de la región.

La estimación de futuros movimientos sísmicos de suelo en el sitio de la presa requiere investigación geológica, sísmica, geofísica y geotécnica. Los propósitos principales de estos estudios son establecer los parámetros tectónicos y geológicos en las inmediaciones del sitio de la presa, identificar las fallas activas y los orígenes sísmicos, para reunir y analizar los datos sísmicos históricos, y estudiar las condiciones de la cimentación en el sitio de la presa que constituyen la base para calcular los movimientos del suelo. Sin embargo, la falta de datos necesarios o la dificultad en obtenerlos, tanto como las incertidumbres numéricas relacionadas con el mecanismo del origen y la propagación de la onda sísmica, a menudo, complican el proceso de cálculo de movimientos de suelo. Por lo tanto, en la actualidad los parámetros de tiempo sísmico para proyectos de una presa son aproximados por relaciones empíricas y a través de procedimientos simplificados que se acoplan o descuidan los efectos de fenómenos menos comprendidos. (USACE, 1994)

Marco Geológico Regional. Un estudio de geología regional es requerido para comprender los parámetros geológicos en conjunto y la historia sísmica del sitio de la presa. El área de estudio, como un mínimo, debe cubrir un radio de 100 kilómetros alrededor del sitio. Pero en algunos casos puede extenderse tan lejos como 300 Km para incluir todas características geológicas importantes como las fallas importantes y justificar la atenuación área específica del movimiento sísmico de tierra con la distancia. Un estudio geológico típico consta de:

- Descripción de parámetros de la placa tectónica, de la región de la presa con una descripción de movimientos recientes.
- Historia geológica regional y características fisiográficas.
- La descripción de formaciones geológicas, tipos de roca, depósitos de tierra.

- Recopilación de fallas activas en la región y valoración de la capacidad de las fallas a generarse por los sismos.
- La caracterización de cada falla capaz en relación con su sismo máximo esperado, intervalos de reproducción, longitud total de la falla, proporción de movimiento, historia de movimiento y desplazamiento por el evento, etcétera. Trabajo de exploración de campo como una trinchera o cortes de bulldózer también pueden requerirse para valorar la historia sísmica.

Sismicidad Regional. La historia sísmica de una región provee información sobre la ocurrencia de los sismos anteriores que ayudan identificar los patrones sísmicos, por lo tanto, se obtienen indicios de qué puede esperarse en el futuro. Los procedimientos para calcular los parámetros de temblor de tierra en un sitio especial están principalmente basados en los registros de sismos históricos e instrumentalmente y otras consideraciones geológicas pertinentes. Es importante, por lo tanto, revisar cuidadosamente tal información para la exactitud, la complejidad y la consistencia. Cuando es posible, las siguientes investigaciones pueden ser requeridas:

- Identificación de origen sísmico significativo para el sitio, generalmente dentro de un radio de 200 kilómetros.
- Desarrollo de un catálogo de los registros de sismos históricos e instrumentar la región del sitio de la presa. Los datos, cuando sea posible, deben incluir ubicaciones, magnitudes o intensidad epicentral, fecha y tiempo de ocurrencia, la profundidad focal y el mecanismo focal.
- Ilustración de la información compilada por medio de mapas sísmicos regionales y locales.
- Análisis de los datos de sísmicos para construir curvas de frecuencia de los sismos para la región, revisar de patrones espaciales de epicentros para una conexión posible con las estructuras geológicas identificadas y valorar el catálogo para el estado completo y la exactitud.
- Evaluación de la probabilidad de inducción sísmica en el sitio, debido al embalse, aunque esto no se espera influir en los parámetros del sismo de diseño.

VI.11.2 SISMOS DE DISEÑO.

Las investigaciones geológicas y sismológicas descritas en el párrafo previo proveen la base para calcular los movimientos sísmicos del suelo que deben usarse en el diseño y el análisis de presas de arco. El nivel de tales movimientos sísmicos del suelo depende de la actividad sísmica en las inmediaciones de sitio de la presa, la distancia del origen, la longitud de fallas potenciales de ruptura, origen de mecanismo, geología de superficie del sitio, etcétera. Dos visiones están disponibles para calcular los parámetros de movimiento de tierra: determinista y probabilística. Ambos los enfoques requieren la especificación de los orígenes sísmicos, valorando las magnitudes máximas para cada origen, y seleccionar relaciones de atenuación de movimiento de tierra. (USACE, 1994)

Sismo Base operativo (SBO). El SBO es definido como el movimiento de tierra con una probabilidad 50 por ciento de ser excedido en 100 años. En diseño y evaluación de seguridad de presas de arco, un evento de SBO debe ser considerado como una condición de carga anormal. La presa, sus estructuras adjuntas, y equipo deben permanecer completamente en operación con el mínimo o ningún daño cuando es sujeto a un movimiento sísmico que no supere el SBO.

Sismo Máximo de Diseño (SMD). El SMD es el nivel máximo de movimiento de tierra para la cual debe analizarse la presa de arco. El SMD es comparado al Sismo Máximo Creíble (SMC) que, por definición, es el sismo razonablemente posible más grande que podría ocurrir a lo largo de una falla reconocida o dentro de una zona particular de origen sísmico. En casos donde la falla de la presa no plantea peligro a la vida o no tendría consecuencias económicas graves, un SMD menor que el SMC puede usarse para razones económicas. Un evento de SMD debe ser considerado como una condición de carga extrema para la cual el daño significativo es aceptable, pero sin falla catastrófica que causa pérdida de vidas o severas pérdidas económicas.

Sismo Inducido por el Embalse (SIE). El Sismo Inducido por el Embalse es el nivel máximo del movimiento de tierra que puede ser provocado en el sitio de la presa durante el llenado o un desfogue rápido, o inmediatamente después de la retención del embalse. El análisis estadístico de un supuesto SIE demostró una relación entre la ocurrencia del SIE y la profundidad máxima de agua, el volumen del embalse, el régimen de esfuerzos, y la geología local. La probabilidad de un SIE es considerada para presas altas de aproximadamente 70 m y embalses con capacidades mayores 10^7 m³. La posibilidad de ocurrencia de un SIE debe considerarse cuando se diseñen presas altas, incluso si la región indica sísmicidad.

Movimiento Sísmico de Tierra. El movimiento sísmico de tierra es determinado en relación con la aceleración máxima de tierra, velocidad, o los desplazamientos, y los espectros de respuesta sísmicos. Para la evaluación de presas de arco, el espectro de respuesta y la representación de tiempo - historia de movimiento sísmico del suelo deben usarse. Los parámetros del movimiento de tierra para el SBO son determinados en base del método probabilístico. Para el SMC, sin embargo, son calculados normalmente por el análisis determinista, pero un análisis probabilístico también debe considerarse con el propósito de la probabilidad de intensidad, en particular del movimiento de tierra, durante la vida de la estructura de la presa pueda ser determinado.

VI.11.3 MÉTODO DE ANÁLISIS.

El reciente análisis del sismo de respuesta en presas de arco es basado en un análisis dinámico elástico-lineal con procedimientos de elemento finito. Es supuesto que la presa de concreto y la interacción de los mecanismos con la roca de los cimientos y el agua estancada presenten un comportamiento elástico-lineal. Usando este método, la presa de arco y la roca de los cimientos son tratadas como sistemas 3-D idealizados por elemento finito. Además de la suposición de la incompresibilidad de la masa de agua estancada, el análisis de respuesta es llevado a cabo usando el espectro de respuesta del modo de superposición o el método de tiempo-historia. Para el caso de compresibilidad del agua compresible, no obstante, la respuesta de la presa para cargas dinámicas debe ser evaluada usando un procedimiento de frecuencia principal, en orden para distribuirse con los términos hidrodinámicos que dependen de la frecuencia. (USACE, 1994)

Análisis del Espectro de Respuesta. El método de análisis del espectro de respuesta usa una representación de la entrada de movimientos sísmicos para determinar la máxima la reacción de una presa de arco para cargas de sísmicas. Este método aproximado proporciona un procedimiento eficiente para análisis preliminares de nuevas presas de arco existentes y las existentes. También puede ser usado para análisis finales, si los valores de esfuerzos máximos calculados son menores que los esfuerzos permisibles del concreto. Usando este procedimiento, la respuesta máxima de la presa de arco es obtenida

combinando las respuestas máximas para cada modo de la vibración calculado por separado.

Análisis de Tiempo-Historia. El análisis de tiempo - historia debe llevarse a cabo cuando los valores de esfuerzos máximos calculados por el método de espectro de respuesta están cercanos a los esfuerzos de tensión del concreto. En esta situación un análisis elástico lineal de tiempo-historia debe realizarse para calcular los esfuerzos máximos con más exactitud para justificar que la respuesta dinámica depende naturalmente del tiempo. Los análisis de tiempo- historia provee no sólo los valores de esfuerzos máximos sino también la extensión espacial y el numero de incursiones mas allá de cualquier específico de esfuerzos. Por lo tanto, pueden demostrar si los esfuerzos calculados más allá de los valores permisibles son incidentes aislados o si ocurren repetidamente y referente a un área significativa.

Evaluación de cargas considerando un ancho B para el análisis:

Terminología:

P_a	peso de las cuñas de agua (P^1 a aguas abajo)
P_s	peso del azolve
P_c	peso de la cortina
E_a	empuje del agua (E^1 a aguas abajo)
E_s	empuje del azolve
T_c	sismo en la presa
T_a	sismo en el agua
S_1	subpresión de las figuras señaladas
B	ancho de análisis

Coordenadas:

$X_0=0$	Siempre será igual a la longitud de la base.
$Y_0=Y_1$	Altura del aguas; Y_1 = nivel de análisis-nivel de desplante.
X_1	Distancia entre el eje Y y el paramento aguas arriba.
Y_2	altura del punto de inflexión del paramento inclinado, sí $Y_2=Y_1$, P_{a2} desaparece quedando solo P_{a1} .
X_2	Distancia del eje Y al punto 2; $X_2=X_1$.
Y_3	Altura del nivel de azolves $\phi_3=NIV=MIN$ -nivel de desplante
X_3	Distancia del eje y al punto considerado.
$Y_A=Y_3$	Ahora hasta el nivel de azolves
X_4	Distancia del eje Y al punto inferior de la base de la presa $X_4=X_0$
Y_5	Profundidad que alcanza la subpresión, igual a Y_0 ($Y_5=Y_0$)
X_5	Distancia igual $X_4=X_5$
Y_6	Profundidad a la cual se abate al diagrama de subpresiones por efecto de drenaje
X_6	Distancia del eje y a la línea de drenaje
Y_7	Profundidad que alcanza la subpresión aguas abajo (sí existe el nivel)
X_7	Distancia del eje Y al punto inferior de la cortina $X_7=0$
Y_8-	Profundidad hasta el punto más bajo de la cortina
$X_8=X_7$	
Y_9	Altura que alcanza el agua, aguas abajo
X_9	Distancia del eje Y hasta el punto mojado por el agua
$Y_{10}=Y_9$	
$X_{10}=X_8=0$	

CARGAS Y BRAZOS

Hidrostática:

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma H B = \frac{1}{2} (1)(y_1)^B = \frac{y_{1B}}{2}; \quad y_{Ea} = \frac{Y_1}{3}$$

Peso de las cuñas de agua

$$Pa_1 = \frac{1}{2} [x_2 y_2] (1) (B) = \frac{X_2 Y_2}{2} B \quad X_{Pa1} = X_0 - \frac{[X_0 - X_1]}{3}$$

$$Pa_2 = x_1 [Y_2 - Y_1] (1) B = \frac{x_1 [y_2 - y_1]}{2} B \quad X_{Pa2} = X_2 + \frac{X_0 - X_1}{2}$$

Azolves

$$Es = \frac{\gamma_s h_d}{2} \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} \quad \begin{array}{l} \gamma_s \text{ Peso del material sumergido} \\ \phi \text{ Angulo de fricción interna} \\ h_d \text{ Profundidad del azolve} \end{array}$$

Para diseños preliminares el USBR recomienda:

$$E_s = \frac{\gamma_s h_d}{2} \quad \text{con} \quad \gamma_s = 0.36 \text{ ton/m}^3$$

$$P_s = \frac{\gamma_s h_d}{2} \quad \text{con} \quad \gamma_s = 0.92 \text{ ton/m}^3$$

$$Es = \frac{0.36 [Y_3]^2}{2} \quad ; \quad Y_{Es} = \frac{Y_4}{3}$$

$$Ps = \frac{0.92 [Y_3]^2}{2} \quad ; \quad X_{Ps} = X_0 - \frac{X_4 - X_3}{3}$$

SISMO

Siendo un análisis pseudoestático, según el USBR se aplican las siguientes fórmulas

$$Ta = C \gamma k H \quad (\text{ton/m}^2) \quad Y_{ta} = b [Y_1 - Y_n] \quad ; \quad \text{si } Y_n = 0 \quad Y_{ta} = b Y_1$$

$$P_{ta} = a \frac{Cm}{2} \gamma k H \quad (\text{ton/m}^2)$$

$$P_{ta} = a \frac{Cm}{2} \gamma k H \text{sec} \theta \quad P_{ta} = a \frac{Cm}{2} \gamma k [Y_1]^2 \text{sec} \phi$$

VI.12 MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO.

El análisis estructural del elemento finito fue desarrollado originalmente para estudiar el comportamiento de sistemas estructurales complejos requeridos en la aviación; sin embargo, el método es una generalización de las técnicas utilizadas en el análisis de estructuras tradicionales de ingeniería civil. El mayor avance de la introducción al concepto de elemento finito, es el reconocimiento de que un medio continuo puede ser representado por un ensamble de elementos finitos.

Debido a la gran cantidad de cálculos requeridos en el análisis del elemento finito, el método es únicamente aplicable cuando se utilizan computadoras electrónicas. En sistemas estructurales formados por cascarones, en los que para su análisis es necesario considerar tanto esfuerzos planos como su comportamiento a flexión, el procedimiento de análisis por el método del elemento finito proporciona resultados que han demostrado su potencialidad y aproximación al comportamiento real de la estructura. (SRH, 1976)

VI.12.1 IDEALIZACIÓN CON ELEMENTO FINITO.

El concepto fundamental del método es la idealización de la estructura con un determinado número de elementos individuales, interconectados por medio de sus puntos nodales. En general la forma geométrica y las funciones de interpolación de los desplazamientos para los elementos, se seleccionan para la geometría y distribución interna de esfuerzos de la estructura con la mayor aproximación. (Zienkiewicz, 1971)

En el estudio de presas de arco, la idealización se presenta no solo para la estructura de concreto, sino también para un volumen significativo de la roca de cimentación, debido a que la flexibilidad de la cimentación tiene influencia importante en la distribución de esfuerzos en la cortina de concreto. Gran parte del costo del análisis de una presa de arco, por cualquier programa de elemento finito, depende de la elección de la malla de elementos, su codificación y revisión.

Con el objeto de poder comparar los resultados de un análisis de elemento finito con un análisis de cargas de prueba, es conveniente localizar los nudos de los elementos de la presa a lo largo de planos horizontales y verticales, equivalentes a los arcos y Cantiliver del método de cargas prueba. Para una presa de arco, en su idealización se puede emplear elementos finitos del tipo cascarón grueso para análisis en tres dimensiones. (SRH, 1976)

VI.12.2 ELEMENTO CASCARÓN GRUESO, REPRESENTADO POR NUDOS EN UN PLANO MEDIO (THKSHEL).

Este elemento fue desarrollado por Pawsey (1970) y está basado en el elemento cascarón grueso curvo, descrito por Ahmad (1968) quien utiliza una forma especial de integración que reduce la energía de cortante del elemento y consecuentemente mejora en gran medida el comportamiento de flexión. Un elemento de este tipo se muestra en la Fig. 6.23.

Este elemento es un hexaedro isoparamétrico cuya geometría se define por ocho nudos. Esta referido a un sistema global de referencia. Los desplazamientos y la geometría del elemento se representan por funciones de interpolación lineal en la dirección del espesor ζ , y las funciones cuadráticas de interpolación en la superficie de las direcciones (ξ, η) . Para describir el comportamiento de este elemento, se utiliza una superficie intermedia entre las

caras exterior e interior del elemento, definida por nudos localizados entre cada par de nudos que definen las caras del elemento.

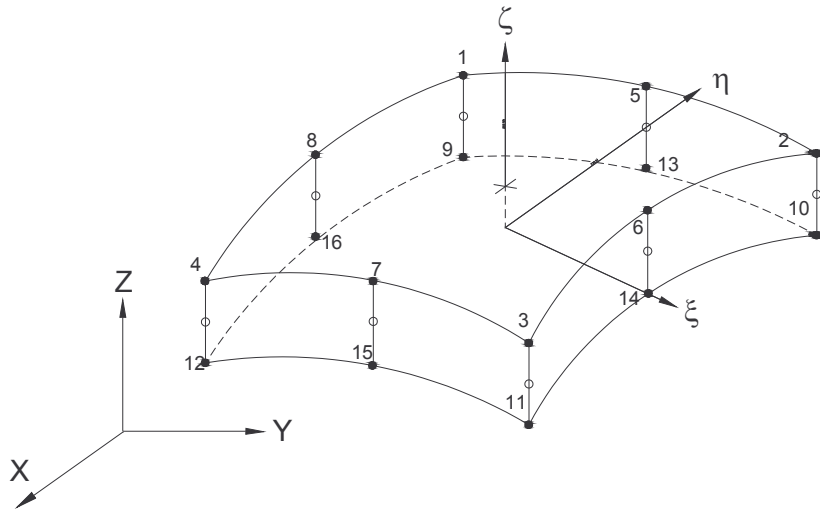


Fig. 6.23 Elemento THKSHEL

El elemento THKSHEL se puede conectar a cualquier otro elemento en tres dimensiones por medio de un elemento especial llamado elemento-transición. Este elemento se puede utilizar para conectar los elementos de la cortina de la presa con los de la roca de cimentación y hacer una mejor idealización del sistema. El elemento-transición esencialmente tiene las mismas características que el elemento THKSHEL. Su rigidez se obtiene relacionando los cinco grados de libertad de cada punto nodal de la superficie media, con los desplazamientos de los correspondientes puntos nodales en las caras aguas abajo y aguas arriba.

Las propiedades del material que se utilice para representar los elementos THKSHEL o TRANSICIÓN, se restringen a isotropía elástica. La distribución de temperaturas dentro del elemento se define por un conjunto de funciones de interpolación, en función de temperaturas de los puntos nodales. Estas funciones de interpolación son del tipo de funciones utilizadas para relacionar las coordenadas locales y globales dentro del elemento. (SRH, 1976)

VI.12.3 ANÁLISIS ESTÁTICO.

La ecuación de equilibrio estático de un sistema estructural por el método del elemento finito tiene la forma:

$$\bar{K} \bar{u} = \bar{R} \quad (6.109)$$

Donde \bar{K} es la matriz de rigideces del sistema, y \bar{u} y \bar{R} representan respectivamente, el vector de desplazamientos y el vector de cargas de los puntos nodales. Para la solución de la ec. 6.109 primeramente se ensambla la matriz global de rigideces y el vector de cargas, calculándose los desplazamientos nodales. Los esfuerzos en los elementos se obtienen a partir de los desplazamientos de los correspondientes puntos nodales. Se pueden considerar en forma simultánea varios vectores de carga en un análisis estático y los correspondientes vectores de desplazamientos se calculan por el método de eliminación de Gauss.

Dentro de cada elemento se pueden considerar las cargas de gravedad, la presión uniforme o hidrostática y las variaciones de temperatura, que son las cargas más importantes que intervienen en el análisis estático de presas de arco.

Se puede suponer que existe continuidad entre la estructura de la presa y la cimentación sin considerar sus juntas de unión. Esta condición no es la que se aplica en el análisis de cargas de prueba, en el que se supone que los Cantiliver de la presa transfieren directamente hacia abajo las cargas de gravedad, como los elementos verticales independientes, separados por juntas verticales. De esta forma el otro criterio que se puede utilizar, es suponer que en la presa actúa una serie de cantilivers independientes. (SRH, 1976)

VI.12.4 ANÁLISIS DINÁMICO.

Para un análisis dinámico es necesario calcular las frecuencias y formas modales del sistema presa de arco-cimentación y ejecutar el análisis sísmico usando por ejemplo el método de superposición modal, considerando uno, dos o las tres componentes de translación del movimiento del terreno. En el análisis se supone que una porción de la roca de cimentación es deformable y la otra porción de la roca un poco más lejos de la anterior, tiene un movimiento de cuerpo rígido.

Las ecuaciones de equilibrio dinámico del sistema, escritas en función de los desplazamientos relativos de la cimentación indeformable, donde se utilizan los mismos grados de libertad del análisis estático, son:

$$\bar{f}_i + \bar{f}_d + \bar{f}_e = \bar{p} \quad (6.110)$$

Donde $\bar{f}_i, \bar{f}_d, \bar{f}_e$ y \bar{p} son respectivamente los vectores de inercia, amortiguamiento elástico y de fuerzas externas asociadas con los grados de libertad del sistema.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES

Las conclusiones obtenidas de los temas desarrollados en el presente trabajo, se muestran en este capítulo. Estas conclusiones se dividen en conclusiones generales y conclusiones particulares por capítulo, en donde se analiza la posibilidad de realizar un aporte al diseño de presas de concreto.

Generales.

En la actualidad el agua juega un papel preponderante en el desarrollo de un país, zona o región, además de que la disponibilidad de este recurso en ocasiones es insuficiente en ciertas regiones o en el caso extremo es abundante y no es aprovechado de una manera eficiente, de modo particular en nuestro país esta distribución se presenta en el sureste mexicano en donde se concentra la mayor parte de los escurrimientos que se presentan en el país y en contra parte en la zona centro y norte del país la escasez de este recurso es notable, aunado a que la población en esta zona es de mayor concentración, he aquí la gran disparidad en la disponibilidad del recurso agua, de manera que su aprovechamiento debe realizarse de manera sustentable para que en un futuro próximo no se tengan problemas mayores a los que se presentan hoy en día.

Por otra parte una forma de poder mitigar la escasez de agua en ciertas regiones del país y en ciertas temporadas de estiaje, es la construcción de presas. En la actualidad la infraestructura hidráulica es muy importante en donde las presas tienen varios propósitos y uno de ellas es la generación de energía eléctrica y en nuestro país aproximadamente la generación hidroeléctrica es del 20 por ciento del total, y actualmente se considera que es una fuente de energía limpia, de manera que la CFE es uno de los principales promotores en la construcción de este tipo de proyectos los cuales traen consigo un desarrollo importante en la infraestructura de nuestro país.

En nuestro país en estos últimos años le han dado importancia para este tipo de proyectos y se ha impulsado a construcción de presas como es el caso del PH El Cajón ubicado en el estado de Nayarit, PH Amata, en Sinaloa, así como la licitación de otros tantos proyectos como es el caso del PH La Yesca, de manera que nuestro país es uno de los principales impulsores de la ingeniería de presas y en donde se demuestra que la ingeniería mexicana es capaz de realizar grandes proyectos con un gran calidad y eficacia.

En el diseño de presas de concreto, es muy importante conocer las distintas consideraciones que deben tenerse, al seleccionar que tipo de presa debe situarse, ya sea una de gravedad, de CCR, de arco o de contrafuertes con sus distintas variantes, las cuales tienen diferentes formas de diseño y así como su comportamiento estructural durante su construcción y durante su funcionamiento las la importancia de conocer las combinaciones de cargas alas cuales podrían estar sujetas. En este trabajo se hace una recopilación de información par realizar el diseño de presas de concreto de manera con los objetivos planteados al inicio de este trabajo se cumple satisfactoriamente con ellos, esto considerando que se realizan mediante un proceso de diseño mas puntual, ya que en la actualidad debido al gran avance tecnológico y la creación de software especializado es mucho más sencillo y económico, pero que siguen con los principios enunciados en el presente trabajo.

Capítulo I

De acuerdo con lo presentado en el presente capítulo, se observa que la distribución del agua en el ámbito mundial no es proporcional, debido a que la distribución de la población se concentra en el continente asiático con aproximadamente el 60 por ciento de la población y la disponibilidad de agua del 36 por ciento, mientras que en regiones como Sudamérica la

disponibilidad de agua es del 26 por ciento para una población del 6 por ciento, pero hay que tomar en cuenta que en medio oriente la escasez de agua es mayor, de manera que la disponibilidad de agua para ciertas regiones es crítica por lo que el recurso debe aprovecharse al máximo.

Considerando que el uso del agua es muy importante en el sector industrial, doméstico y agrícola, hay que mencionar que en el ámbito mundial el sector agrícola, principalmente en irrigación, se consume el 70 por ciento del total del agua, mientras que en la industria es del 22 por ciento y el sector doméstico con el 8 por ciento. Es necesario tomar en cuenta que en países desarrollados el sector industrial consume el 59 por ciento mientras que en países en vías de desarrollo consume el 82 por ciento. De esta forma se deduce que en países de bajos ingresos el desperdicio de agua es mayor; por lo que en un futuro se verá afectada la disponibilidad de agua; tan solo en el proceso de irrigación en países en vías de desarrollo se realiza mediante inundación de manera que el mal uso hace que la disponibilidad de agua sea menor, por lo cual debería de optarse por el riego tecnificado.

La disponibilidad del recurso agua en México es desproporcionada, la mayor parte de la precipitación y cuerpos de agua se concentran en el sureste mexicano, mientras que la mayor parte de la población se concentra en el noreste y centro del país, así como las fuentes de trabajo, de tal forma que en México en términos generales, de acuerdo con la precipitación media anual, se encuentra con una disponibilidad de agua media, de acuerdo con Shiklomanov, pero en términos regionales la zona sureste su clasificación es alta, mientras que en la zona norte es muy baja.

Capítulo II

Las presas presentan un papel muy importante en el desarrollo de un país, esto debido a que el uso del agua almacenada puede utilizarse en una mejor distribución o suministro del agua para el consumo humano en distintas épocas del año; así como la generación de energía eléctrica, la cual es de vital importancia en la actualidad, el control de avenidas con la consecuente protección a vidas e inundaciones y la creación de programas de acuacultura y pesca, así como para recreación e irrigación. De manera que la construcción o mantenimiento adecuado de una presa es de vital importancia, debido a que este tipo de estructuras en cierta forma es una fuente de trabajo para miles de trabajadores, así mismo en la actualidad, las presas tienen un papel muy importante en la sustentabilidad del recurso agua.

Es importante conocer la clasificación de las presas, debido a que a partir de esto puede identificarse fácilmente o darse una idea del tipo de presa que desea construirse o identificar alguna que ya construida, cual es su propósito y los materiales a con los cuales están contruidos o deberían de construirse..

De acuerdo con datos estadísticos recabados por la ICOLD; la infraestructura de presas en el ámbito mundial es de un poco más de 100,000 presas, pero hay que considerar que la ICOLD solo tiene registros de los países afiliados a esta instancia, de tal forma que puede existir aun mucho más, se menciona que de estas aproximadamente 36,000 se refieren a grandes presas, esto sin considerar una gran parte de las presas construidas en China. Además, se menciona que la mayoría de las presas se concentra en cinco países como China, EEUU, España, India y Japón con aproximadamente tres cuartas partes de las grandes presas en el mundo, de manera que el resto del mundo tiene poca participación en la construcción de presas. Hay que mencionar que existe un porcentaje mínimo en cuanto a

presas con altura mayor a 200 m. También hay que tomar en cuenta que existen una gran cantidad de presas pequeñas en el mundo que no cumplen con ciertos criterios de clasificación y que son importantes para el desarrollo económico de una región, por lo que las estadísticas muchas veces dan un resultado parcial y que no muestra la verdadera tendencia en cuanto a construcción de presas, pero además hay que mencionar que la ICOLD solo se encarga de recabar información de grandes presas.

La infraestructura de presas en México nos dice que aproximadamente existen 4,000 presas, pero el registro de presas nos muestra que existen 1017 presas las cuales están bajo el resguardo de CNA y CFE, lo cual nos lleva a pensar que muchas presas se encuentran operadas por particulares. Hay que considerar que en México la creación de la infraestructura hidráulica generalmente se encuentra a cargo de CNA y CFE, esto en el caso de presas. Existen aproximadamente 667 grandes presas, de acuerdo a su almacenamiento, entre las cuales se encuentran la Angostura, Malpaso, Chicoasén, Aguamilpa por mencionar algunas, las cuales principalmente se uso es el control de avenidas y la generación de energía eléctrica. Hay que mencionar que la construcción de presas en la zona norte y del pacifico del país son de vital importancia debido a que la escasez de agua en estas regiones es significativa, de manera que en el país existen una gran cantidad de sitios en donde podría situarse una presa con la finalidad de abastecer de agua a la población y así de cierta forma hacer una mejor distribución de este recurso.

El agua como fuente de energía eléctrica es muy importante para México, debido a que el 23 por ciento de la generación total corresponde a hidroeléctricas con 68 centrales; que permiten cubrir la sobre demanda principalmente en las horas pico, siendo el sector industrial y doméstico el más importante con una participación del 84.6 por ciento de los usuarios; las cuales están bajo el resguardo de CFE. La hidrogenación emplea el 37 por ciento del total del agua almacenada, la cual se presenta principalmente en el sur del país, además de que CFE considera que el potencial hidroeléctrico solo ha sido explotado en un 20 por ciento. Así mismo se observa que el potencia eléctrico que existe en México es basto, de manera que actualmente la construcción de una presa va asociado a propósitos múltiples y entre los principales es el abastecimiento y la generación de energía eléctrica, de manera que se puede observar que la CFE tiene una gran cantidad de proyectos con el fin de la hidrogenación.

Capítulo III

El propósito de este capítulo es presentar un criterio práctico y guía en el diseño de presas de concreto, considerando al concreto convencional y al concreto compactado con rodillo, en donde se exponen las consideraciones necesarias y estudios que deben realizarse, ya sea del sitio donde debe ubicarse, las propiedades de los materiales, así como las suposiciones que deben tomarse, los criterios que deben aplicarse y métodos de construcción.

Se presenta un procedimiento de análisis de estabilidad de una presa mediante el método del muro independiente, de forma que este método nos presenta como considerar la estabilidad y las cargas que podrían afectar en el diseño de una presa, así mismo se presentan los factores de seguridad que deben tomarse en cuenta para su diseño. Hay que mencionar que este método considera a la estructura como un elemento único, de tal forma que en la realidad no es así, pero nos presenta una forma general de su comportamiento, por lo que para un diseño más preciso de, puede tomarse en cuenta el método del elemento finito el cual presentará un modelo más cercano a la realidad en cuanto a su comportamiento.

Las cargas a las cuales están sujetas las presas, generalmente son las mismas para cada tipo de presa, y esto generalmente depende de su ubicación geográfica y el tipo de clima que se presente, de tal manera que aquí se muestran todas las posibles cargas que ejercen sobre la cortina, la cual el diseñador debe de tener el criterio necesario para seleccionar cuales son las que actúan y tienen efecto directo sobre la presa.

En el diseño de presas de concreto, deben investigarse las propiedades de los materiales de construcción, es importante conocer sus propiedades físicas, térmicas y elásticas, ya que de esta manera conoceremos en forma más exacta el comportamiento de la estructura, así como sus cualidades estructurales y de resistencia. De esta manera el diseño de la presa se asemeja aún más al comportamiento real.

Capítulo IV

Las presas de Concreto Compactado con Rodillo, en la actualidad se consideran como una alternativa más económica en la construcción de presas de concreto. Debido a la facilidad y rapidez de colocación del CCR, así como la utilización de equipo pesado en su compactación, menor impacto ambiental que en la actualidad se considera primordial, reducción de materiales de construcción, así como una durabilidad mayor de la estructura. En este capítulo se muestra que este tipo de presas en su diseño es muy similar a las presas de concreto convencional.

Capítulo V

De acuerdo con lo expuesto en el presente capítulo, las presas de contrafuertes representan grandes ventajas frente a las presas de gravedad. Debido a que en este tipo de presas el volumen de concreto es mucho menor y de esta manera se evitan cargas como la subpresión en la que casi se elimina por completo, así como la facilidad en su diseño, además de aprovechar la resistencia máxima de los materiales de construcción.

Se presentaron los diferentes tipos de presas de contrafuertes o machones; en donde en cada uno de ellas se muestran las características y ventajas que representan, por lo que en la actualidad es más próspero utilizar cortinas de machones huecos, como es el caso de los tipo Marcello, en la que además de ser más eficiente, el beneficio económico es mayor aun, considerando que el diseño requiere un poco más de inversión, pero al final es mejor.

De acuerdo con los distintos métodos de cálculo en el diseño de contrafuertes; cada uno de ellos se desarrolló pensando en casos particulares, como el método de Pigeaud, aplicado al cálculo de los esfuerzos internos en el cuerpo de los machones o contrafuertes de espesor variable. El método de Stefko, aplicado al análisis de los esfuerzos internos en el cuerpo de los machones. El método de la ley trapezoidal que proporciona en forma aproximada el cálculo de los esfuerzos internos. El método del elemento finito, que proporciona en forma más exacta el análisis de esfuerzos internos en toda la estructura y de su interacción con la cimentación. En general todos los métodos antes mencionados son eficientes, de manera que esto queda a criterio del diseñador. Hay que mencionar que el método del elemento finito es el más adecuado, debido a que considera a la estructura como un medio continuo, además de que arroja resultados aproximados a lo real, y en la actualidad con el avance en la tecnología es aun más fácil su aplicación.

Capítulo VI

De acuerdo con lo expuesto en el presente capítulo, el diseño de presas de arco de concreto, es necesario realizar una gran infinidad de estudios topográficos, geológicos, sísmicos e

hidrológicos con el fin de conocer a detalle las condiciones topográficas del sitio donde se asentará la estructura, así como la composición y propiedades mecánicas de la roca de cimentación y la determinación del tipo de presa de arco que sea más adecuada.

El método de cargas de prueba que se utiliza en el diseño de presas de arco, es una forma aceptable para el diseño ya sea como anteproyecto o proyecto definitivo, con la diferencia de emplear a mayor o menor detalle las condiciones a las que se esta expuesta. Este método supone a dos elementos que son el Cantiliver y el arco, en donde se supone que son independientes, de tal forma que esto no es del todo cierto, aun realizando los ajuste propuestos. De manera que a mi parecer este método es muy útil para proyectos preliminares, sin desecharlo en gran medida para proyectos definitivos debido a su simplicidad

Es cierto que en la actualidad el desarrollo de método numéricos para el análisis de esfuerzos, unidos a la disponibilidad de computadoras de gran capacidad permite una mejor aproximación a los análisis, de tal forma que el elemento finito es uno método desarrollado con el fin de obtener mejores resultados.

El método del elemento finito parece que es el más aceptable para el diseño de presas de arco, debido a que considera a toda la estructura como un elemento continuo, de tal forma que este método proporciona en forma real las distribución de esfuerzos y deflexiones a lo largo de la cortina y de esta forma podemos hasta cierto punto mejorar el diseño y posiblemente hacerlo más económico. Hay que tomar en cuenta que en la actualidad ya se cuentan con programas de aplicación general de biblioteca, en los cuales solo hace falta introducir las condiciones de frontera de los casos particulares.

ANEXO A: PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.

En el diseño de presas de concreto implica consideraciones de los materiales de construcción durante la fase de investigación. Se requiere una evaluación de la disponibilidad y ventaja de los materiales necesarios para la fabricación del concreto, el cual debe reunir las cualidades estructurales y de durabilidad requeridas, así como de la cantidad necesaria para el volumen de concreto requerido en la presa. Los materiales de construcción incluyen agregados finos y ásperos, materiales cementantes, agua para el lavado de los agregados, mezclado, curado del concreto y aditivos químicos. Uno de los factores más importantes en la determinación de la calidad y economía del concreto, es la selección del origen de los agregados. En la construcción de presas de concreto, es importante que el origen de los agregados tenga la capacidad de producir la cantidad requerida para la producción de concreto, además es necesario revisar las propiedades mecánicas y físicas de la masa rocosa de la cimentación (USACE, 1995).

PROPIEDADES DEL CONCRETO

Las propiedades específicas del concreto usadas en el diseño de presas de gravedad de concreto incluye el peso específico, los esfuerzos de resistencia, el modulo de deformación, el de fluencia, la relación de Poisson, el coeficiente de expansión térmica, la conductividad térmica, el calor específico y de expansión. Estas mismas propiedades también son importantes en el diseño de presas de CCR. Las investigaciones tienen indicaciones generales del CCR las cuales presentan propiedades similares a las del concreto convencional (USACE, 1995).

Resistencia. La resistencia de concreto varía con la edad; el tipo de cemento, agregados y otros materiales usados; y sus proporciones en el mezclado. El principal factor que afecta la resistencia del concreto es la relación agua-cemento. Una relación baja mejora la resistencia y la calidad. De acuerdo con los tres tipos básicos de esfuerzos la resistencia del concreto se determina por compresión, tensión y cortante (SRH, 1980).

El diseño de fuerzas por compresión en el transcurso de los años es útil en llevar completamente las ventajas de las propiedades de resistencia de los materiales cementantes y el bajo contenido de cemento, resultando mínima la temperatura interna última y el bajo potencial de agrietamiento. Las fuerzas de compresión son determinadas por las pruebas de compresión estándar no confinadas suprimiendo los efectos de fluencia (ASTM C-39). Los esfuerzos cortantes a lo largo de las juntas de construcción o en la unión con la roca de la cimentación pueden ser determinados por la relación lineal:

$$T = C + \delta \tan \phi \quad (A.1)$$

Donde

C	es fuerza de cohesión unitaria,
δ	es el esfuerzo normal
ϕ	Representa el coeficiente de fricción interna.

Partiendo de las pruebas de tensión (ASTM C-496) ó las pruebas de modulo de ruptura (ASTM C-78) pueden ser usados para determinar la resistencia del concreto intacto. Las pruebas del modulo de ruptura proporcionan resultados que son congruentes con las asumidas en el comportamiento de la relación lineal usadas en el diseño. A pesar de los resultados de las pruebas de tensión puede ser usado, sin embargo, el diseñador debe de

estar conciente de que los resultados representados de las muestras se comportan de forma no lineal.

Propiedades Elásticas. Uno de los aspectos principales del concreto endurecido es su comportamiento reológico, esto es, la relación entre las cargas que se aplican y las deformaciones que experimentan. El concreto, como cualquier otro material se deforma cuando se aplica carga, de acuerdo con la magnitud, velocidad y duración de aplicación de esta (SRH, 1980).

El modulo de elasticidad y la relación de Poisson es determinada por medio de la prueba ASTM C-469. La deformación a la cual esta sujeta de una presa de concreto puede dividirse en dos partes:

- 1) Primero, la deformación elástica, es el esfuerzo medido inmediatamente después de someterlos a las cargas y es expresado como el modulo instantáneo de elasticidad.
- 2) Segundo, una fatiga gradual en un largo tiempo, llamada deformación inelástica o flujo plástico del concreto. Aproximadamente del valor del flujo plástico es reducido al modulo instantáneo. Cuando se requieren valores más exactos para diseñar, debe ser establecido por las pruebas estándar del flujo plástico del concreto a compresión. (ASTM C-512).

Propiedades Térmicas. El factor más importante que afecta las propiedades térmicas es la composición de los agregados. La selección de los agregados adecuados está basada en otras consideraciones así que poco o nulo control puede ser ejercitado por las propiedades térmicas de los agregados.

Conductividad Térmica. La conductividad térmica de los materiales es la frecuencia con la cual transmite el calor y es definido como la razón del cambio continuo del calor al gradiente de temperatura. El contenido de agua, la densidad, y la temperatura influyen significativamente en la conductancia térmica de un concreto específico. Los valores típicos son 2.3, 1.7, y 1.2 (Btu)/ hr. / ft /°F para concretos con agregados de cuarcita, piedra caliza, y agregados de basalto, respectivamente.

Difusión Térmica. Es descrita como un índice de facilidad o dificultad de que el concreto salva un cambio de temperatura y, numéricamente, la conductancia térmica es dividido por el producto del calor específico y la densidad. Los típicos valores de difusión para concreto se extienden 7.74192×10^{-7} m²/s para concretos con agregados de basalto, y 1.548384×10^{-6} m²/s para concretos con agregados de cuarcita.

Calor Específico. Es el calor requerido para aumentar un grado al peso unitario del material. Los valores para varios tipos de concreto son sobre el mismo y varían de 0.5117-0.5815 kJ/kg/°F.

Coefficiente de la Expansión Térmica. Puede ser definido como el cambio en la dimensión lineal por unidad de longitud dividida por el cambio de temperatura expresado en millonésimos de °C. Para concretos con agregados basálticos y calizas tiene valores de 9×10^{-6} /°C; concretos con agregados de cuarcita mayores a 12×10^{-6} /°C

Calor de Hidratación. La reacción del agua con el cemento es exotérmica y genera mucho calor durante un período de tiempo prolongado. El calor de hidratación para varios tipos de cementos varía de 60-95 cal/gr en 7 días y de 70-110 cal/gr en 28 días.

Capacidad de Esfuerzo a Tensión. El diseño está basado en la deformación máxima a tensión. Los módulos de prueba de ruptura son hechos sobre vigas de concreto evaluadas a la falla bajo el tercio de carga. La capacidad de esfuerzo a tensión es determinada dividiendo los módulos de ruptura por los módulos de elasticidad. Los valores típicos varían de $50-200 \times 10^{-6}$ dependiendo de relación de carga y tipo de concreto.

Flujo plástico (Creep) El flujo plástico del concreto es la deformación que ocurre mientras el concreto estando bajo esfuerzos sostenidos. La fluencia específica es la fluencia por esfuerzo unitario. El flujo plástico específico del concreto se encuentra en el rango de 400×10^{-6} a 1500×10^{-6} cm^2/kg .

Módulo de elasticidad. Los módulos de carga instantáneos de elasticidad para concreto varían aproximadamente 1.055 a 4.218×10^5 kg/cm^2 y para cargas sostenidas varían aproximadamente de $3.5153-28.1227 \times 10^5$ kg/cm^2 .

Propiedades Dinámicas. Las propiedades del concreto requeridas para introducirse en un análisis dinámico elástico lineal son el peso de unitario, el módulo de elasticidad de Young y la relación de Poisson. El concreto puesto a prueba debe tener la edad suficiente para representar las propiedades finales del concreto tan cercanas a la práctica. Los valores máximo y mínimo del módulo de elasticidad de Young son necesarios.

Las propiedades del concreto necesarias para un análisis dinámico son las fuerzas de compresión y tensión. La prueba de compresión es aceptable, aunque no describe la relación de carga, ya que normalmente la compresión no es controlada en el análisis dinámico. Partir de la prueba de tensión o el modulo de la prueba de ruptura puede usarse para determinar la fuerza de tensión. La fuerza de tensión estática, determinada por la prueba de tensión, puede ser incrementada por 1.33 por ciento comparada con el módulo estándar de la prueba de ruptura.

El valor determinado del módulo de ruptura debe usarse como la fuerza de tensión en el análisis lineal de elemento finito para determinar el inicio del agrietamiento en la masa de concreto. La fuerza de tensión debe incrementarse en un 50 por ciento cuando se use la carga sísmica para justificar la carga rápida. Cuando la tensión en presas existentes exceda 150 por ciento del módulo de ruptura, un análisis no lineal será requerido para evaluar la extensión del agrietamiento. Para las investigaciones de diseño iniciales, los módulos de ruptura pueden ser determinados de la siguiente ecuación (Raphael, 1984):

$$f_t = 0.1617 f_c^{2/3} \quad (\text{A.2})$$

Donde

- f_t fuerza de tensión en kg/cm^2 (módulo de ruptura).
 f_c fuerza de compresión en kg/cm^2 .

PROPIEDADES DE LA CIMENTACIÓN.

En el estudio de cimentaciones para cortinas de concreto se presentan dos problemas: investigar las propiedades de las masas rocosas y determinar la influencia de éstas en el comportamiento de la estructura, fundamentalmente para juzgar su capacidad de carga admisible, teniendo en cuenta que cortina y cimentación, constituyen una unidad estructural.

Un verdadero estudio de las condiciones de la cimentación es importante, no solo por razones de seguridad sino también para aprovechar la capacidad de carga de una masa rocosa determinada. Es notable que las presas de concreto, en casos donde son más económicas, son muy frecuentemente reemplazadas por presas de tierra y enrocamiento, por falta de un estudio suficientemente elaborado de las propiedades de la cimentación que mostraría las ventajas de la primera solución (Rocha, 1964).

Dada la importancia de las juntas y fallas en la masa de rocas, merecen considerarse con detalle. Desde el punto de vista del comportamiento mecánico de masas rocosas, la gran diferencia entre juntas y fallas debe ser subrayada. La última por su naturaleza ya ha sufrido desplazamientos a lo largo de sus superficies, su forma generalmente les permite movimiento sin fracturamiento de importancia de la roca, además, las características mecánicas de los materiales que las rellenan son generalmente pobres. Por esto, bajo las cargas aplicadas por la estructura, las masas de roca pueden fácilmente deslizarse a lo largo de las superficies de sus fallas. En zonas sísmicas, las fallas presentan un problema adicional, ya que pueden ocurrir desplazamientos que alteren su estructura. Como para las juntas, debería hacerse notar que guardan una cierta orientación regular, formando familias paralelas, y espaciadas. Las masas de roca están a menudo cortadas por familias de juntas diferentes, frecuentemente tres, orientaciones (Rocha, 1964).

Capacidad de Carga. Las propiedades más importantes de resistencia de la cimentación necesarias para el diseño de estructuras de gravedad de concreto son las fuerzas compresivas y fuerza de cortante. La capacidad de carga permisible para una estructura es a menudo seleccionada como una fracción de las fuerzas compresivas de la roca, al exponer los planos de debilidad a lo largo de junta naturales y fracturas.

La mayoría de los tipos de roca tienen la capacidad adecuada de carga para grandes estructuras de concreto a menos que sean rocas blandas de tipos sedimentarias como areniscas, esquistos de arcillas, etc.; que están fuertemente erosionadas, con grandes vacíos o zonas de falla. La fuerza de cortante de la roca de la cimentación es dada como dos valores: la cohesión (c) y la fricción interna (ϕ). Los valores de diseño para la fuerza de cortante se selecciona en base de resultados de la prueba de cortante directo hecha en laboratorio (Juárez B, 2002).

Las pruebas del laboratorio de resistencia de cortante directo sobre muestras de rocas compuestas son recomendadas para evaluar la fuerza del cortante de la superficie de contacto con la roca o la estructura con la cimentación. Es particularmente importante determinar las propiedades de resistencia de las discontinuidades y los materiales más débiles de la cimentación (i.e., Zonas blandas en cortante o fallas. En la tabla A.1 se muestran algunos valores del esfuerzo cortante de rocas probadas in situ.

Módulo de Deformación de la Cimentación. El comportamiento de deformación de la cimentación tiene un efecto directo sobre los esfuerzos en la presa. Valores más bajos del

modulo de deformación de la cimentación, reducen la tensión en la base de la presa a lo largo de los cimientos y, a la inversa, un cimiento con valores de módulos de deformación alta resulta en esfuerzos de tensión más altas a lo largo de la base. Por lo tanto, es importante determinar los módulos de deformación de la cimentación en la etapa más temprana del diseño. Esta información es más crítica cuando hay señales de que los módulos de deformación para un estribo son drásticamente diferentes para otro estribo. Teniendo estos discernimientos en etapas tempranas del diseño, el diseñador puede dar forma a la presa apropiadamente con el propósito de que los esfuerzos excesivos sean evitados (SRH, 1976).

Así como en la determinación de la resistencia al corte, la investigación de la deformabilidad en masas de roca requiere la consideración de pruebas *in situ*. Las pruebas de laboratorio sobre probetas labradas de corazones de roca arrojan valores de deformabilidad tales que, salvo casos muy especiales, no pueden aceptarse como representativos de la masa rocosa. El fracturamiento y la fisuración, generalmente influyen en mayor grado sobre la deformabilidad que la resistencia al corte, sobre todo cuando en ésta la contribución de la cohesión es despreciable.

Roca cortina	Tipo de prueba	Índice de calidad %	Cohesión C (kg / cm^2)	Ángulo de fricción (ϕ°)	Coefficiente de fricción ($\tan \phi$)
Granitos Presa: Alto Rabagao	roca	3	13	62	1.9
		5	5	57	1.5
		7	3	52	1.3
		10	2	46	1.0
		15	1	41	0.8
	Concreto - roca	6.2-7.3	2	56	1.5
Pizarras Presa: Bemposta	Roca normal a la esquistocidad	0.8-1.7	2	69	2.6
	Concreto-roca paralelo a la esquistocidad	1.0-1.4	2	60	1.7
	Concreto- roca paralelo a las juntas	1.3	2	63	1.9
Arenisca Presa: Cambambe	Roca paralela ala esquistocidad	Poco alterada	1	60	1.7
	Concreto-roca paralela a la estratificación.	Poco alterada	2	53	1.3

Tabla A.1 Esfuerzo cortante de rocas probadas *in situ*.

El módulo de deformación de la masa rocosa de la cimentación debe determinarse para evaluar la cantidad de suelo esperado de las estructuras colocadas sobre ella. El módulo de deformación puede determinarse por distintos métodos, pero el efecto de roca no homogénea (atribuible parcialmente a las discontinuidades de roca) sobre el comportamiento de cimentación debe explicarse. Por lo tanto, la determinación de la compresibilidad de la cimentación debe considerar tanto deformaciones elásticas como inelásticas (flujo plástico). El resultado de los "Módulos de deformación" es menor que el valor del módulo elástico para una roca intacta (USBR, 1974).

Los métodos para evaluar los módulos de la cimentación incluyen prueba estática *in situ* (pruebas de carga de placa, dilatómetros, etcétera); pruebas de laboratorio (pruebas de

compresión de uniaxial, (ASTM C-3148); y pruebas de velocidad de impulso (ASTM C-2848), pruebas sísmicas de campo; datos empíricos (clasificación de la masa rocosa, correlaciones de fuerzas de compresión no confinadas, y tablas de valores típicos); y cálculos anteriores que usan mediciones de compresión de instrumentos tales como exténsometros (USACE, 1995).

Determinación de los Parámetros de Resistencia. Los parámetros de capacidad de carga de la cimentación son requeridos para la estabilidad en presas de gravedad. La determinación de los parámetros requeridos es realizada por evaluación de pruebas *in situ* y de laboratorio, con muestras representativas tomadas de la cimentación considerando las características geológicas de la roca de cimentación. Las pruebas *in situ* son costosas y normalmente son justificados en grandes proyectos o cuando se conoce que existen problemas en la cimentación.

Investigación de Campo. Las investigaciones de campo pueden evaluar la profundidad y riesgo de erosión, permeabilidad, resistencia, características de deformación y excavación. Se requieren muestras inalteradas para determinar las propiedades de los materiales de la cimentación, demandando extremo cuidado en la aplicación y métodos de muestreo. El muestreo adecuado es una combinación de ciencia y arte; muchos procesos tienen que ser estandarizados, pero la alteración y adaptación de técnicas son frecuentemente establecidos por procesos de campo específicos (USACE, 1995).

La experiencia indica, que lo más conveniente, para la toma de muestras del macizo rocoso sobre la cual insistirá la presa es hacer perforaciones suficientemente profundas, en forma vertical y sesgada, con el fin de identificar si existe alguna posible fallas o grietas del macizo rocoso. Deben cavarse zanjas cercas del paramento de aguas arriba de la presa sobre el eje de todas las fallas. En los lugares donde hay considerables acarreo deben cavarse trincheras a todo lo largo de la presa proyectada para descubrir la superficie de la roca. (Davis, 1969)

Pruebas de Resistencia. La gran variedad de las propiedades de la roca de la cimentación y las condiciones estructurales de la roca excluye una propuesta universal de pruebas estándar de resistencia. Es necesario realizar pruebas *in situ*. Después de haber iniciado algunas pruebas en la roca, los ingenieros geotécnicos, geólogos y de diseño, establecen un programa de pruebas que claramente pueden definir el propósito de cada prueba. Es necesario usar todos los datos disponibles así como los resultados de los estudios geológicos y geofísicos. Las pruebas de laboratorio pretenden pronosticar las situaciones actuales de carga así como las cercanas y las posibles a presentarse. Las pruebas de resistencia a compresión y pruebas de cortante directo son normalmente requeridas para determinar los valores de diseño para el esfuerzo cortante y la capacidad de carga. Las pruebas de resistencia y en algunos casos también la consolidación y la disminución de pruebas pueden ser necesarias para rocas débiles de la cimentación. (USBR, 1974)

Diseño de las Fuerzas Cortantes. Los valores de la fuerza cortante usados en el análisis de deslizamiento son determinados por pruebas de campo y laboratorio disponibles, así como distintos criterios. Para diseños preliminares es correcto usar valores de esfuerzos cortantes para distintos tipos de rocas obtenidos de referencias disponibles. Es importante seleccionar las pruebas de resistencia a realizarse, basados en las formas de falla posibles. Generalmente, los esfuerzos en rocas fracturadas y por debajo de la estructura pueden usarse una cuña activa. Una combinación de esfuerzos sobre roca fracturada y/o intacta

puede usarse para una cuña pasiva cuando se incluye en el análisis. La resistencia a lo largo de planos cortantes (o fallas) debe ser determinada para pruebas de cortante, donde la resistencia a lo largo de otros tipos de fracturas puede considerar las características de esfuerzos de diversos materiales a lo largo de los planos de falla. (USBR, 1974)

Constantes Necesarias para el Análisis. Los valores mostrados en la Tabla A.2 son necesarios para el análisis y pueden utilizarse para estudios preliminares; pero deben remplazarse por mediciones hechas en laboratorio. El módulo de elasticidad se supone igual tanto en esfuerzos de compresión como de tensión en concreto y roca. El módulo cortante puede evaluarse como:

$$E_s = \frac{E}{2(1+M)} \quad (A.3)$$

Donde

M Relación de Poisson
 E Módulo de elasticidad

Constante	Material	Valor	Unidades
Peso	Concreto	2400	Kg/m ³
Peso Saturado	Arcilla	1700-1900	Kg/m ³
Peso Saturado	Arena	1700-1900	Kg/m ³
Coefficiente de temperatura	Concreto	1x10 ⁻⁶	m/° C m
Relación de Poisson	Concreto	0.15-0.22	
Relación de Poisson	Roca	0.10-0.30	
Módulo de Elasticidad	Concreto	1.41x10 ⁵ - 2.11x10 ⁵	Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad		7.03x10 ⁴ - 141x10 ⁵	Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	Granito	1.41x10 ⁵ - 2.81x10 ⁵	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad		7.03x10 ⁴ - 1.05x10 ⁵	Kg/cm ²

Tabla A.2 Constantes necesarias para el análisis

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

ACI (American Concrete Institute). *Manual of Concrete Practice*, 1988.

ACI Committee 207 "Mass Concrete for Dams and Other Massive Structures". *ACI Journal*, Proceedings V. 67, No. 4, April 1970

ASTM C-31. "Test Methods for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field," *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.02, Concrete and Mineral Aggregates.

ASTM C-39. "Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens," *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.02, Concrete and Mineral Aggregates.

ASTM C-78. "Test Method of Flexural Strength of Concrete Using Simple Beam with Third-Point Loading," *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.02, Concrete and Mineral Aggregates.

ASTM C-138. "Test Method for Unit Weight, Yield, and Air Content Gravimetric of Concrete," *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.02, Concrete and Mineral Aggregates.

ASTM C-172. "Method of Sampling Freshly Mixed Concrete," *Annual ASTM Standards*, Vol. 04.02, Concrete and Mineral Aggregates.

ASTM C-469. "Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression," *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.02, Concrete and Mineral Aggregates.

ASTM C-496. "Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens," *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.02, Concrete and Mineral Aggregates.

ASTM C-512. "Test Methods for Creep of Concrete in Compression," *Annual ASTM Standards*, Vol. 04.02, Concrete and Mineral Aggregates.

ASTM C-2848. "Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock," *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, Soil and Rock; Building Stones.

ASTM C-3148. "Test Method of Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens of Uniaxial Compression," *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, Soil and Rock; Building Stones.

Ahmad, S., Irons and Zienkiewicz. *Curved Thick Shell and Membrane Elements with Particular Reference to Axisymmetric Problem*. Proceeding of second Conference on Methods in Structural Mechanics. Wright Patterson Army Air Force Base, Ohio, 1968.

Boggs, Howard L. "Guide for Preliminary Design of Arch Dams" .Engineering Monograph No. 36, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, CO. 1977 (Jan)

Estadísticas del Agua en México 2005: El Recurso Hídrico en México. www.cna.gob.mx

CNA () "Presas en Operación ", México, Junio 2006.

Castelán - Crespo, J. Enrique. Role of Large Dams in Socio-Economic Development of Mexico, World Commission Dams 2000.

Castelán - Crespo, E., *State of Mexico's Waters*, Third World Centre for Water Management, Mexico City, 1999,

CFE (Comisión Nacional de Electricidad). "Generación de energía eléctrica", www.cfe.gob.mx , Diciembre, 2005.

Cain, W. *Discussion of stresses in thick arches of dams by B.J. Jacobsen*, Trans. ASCE, 90. 1927,

Chopra, A. K. "*Earthquake Behavior of Reservoir-Dam Systems*" Journal of Engineering Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Vol 94, . 1968

Clough, R.W. et al. *Stiffness and deflection Analysis of Complex Structures*. Journal of Aeronautical Sciences, V.23, 1956.

Cravitz, Philip. *Analysis of thick arch dams, including abutment yield*. Trans ASCE, 101. 1936,

Case John, Lord Chilver & Carl T:F Ross. *Strengths of materials and Structures*, Editorial Arnold, 1999, pp 94 -168.

Davis, Calvin V. *Handbook of Applied Hydraulics*, 3era edición. Mc Graw Hill, 1969.

FAO (Food and Agricultural Organization). *World Agriculture: Towards 2015/2030, an FAO Study*. Roma.2003.

Fowler,F.H. *A graphic method for determining the stresses in circular arches under normal loads by the Cain formulas*. Trans. ASCE,92. 1928.

H. G. Keefe. Buttress, "*Cellular and other types of dams*". Hydro Electric Engineering Practice. J. Guthrie Brown – Blackie & Son Limited, Vol 1. Londres, 1964.

Houk, Ivan E. *Arch deflections and temperature stresses in curved dams*, vol 2, Engineer. April,1937.

ICOLD (International Commission Large Dams). "Dams, Water and Energy –A Statistical Profile",1998.

ICOLD. World Register of Dams, International Commission on Large Dams, París, 1988.

INEGI (Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Información). "*Estadísticas A Propósito Del Día Mundial Del Medio Ambiente*", México 2004.

International Journal on Hydropower and Dams. '*1997 Atlas of Hydropower and Dams*'. Reino Unido, Aqua-Media International Ltd. 1997.

Jofre C. & Fernández. R. "*Las Presas y el CCR*". Revista de Construcción: Ciencia y Tecnología, IMCYC, Mayo, 2003.

Juárez B.–Rico. *Mecánica de Suelos*, Tomo1, Editorial LIMUSA. México, 2002,

Marengo H. Apuntes de presas de almacenamiento y derivación, 2005.

Marengo H. “*La ingeniería de presas y la hidrogenación en las próximas décadas*”. Revista Ingeniería Civil, N° 313 mayo, 1995.

Marengo, H. “*Consideraciones acerca del futuro de las presas*”, Comisión Federal de Electricidad, 1999.

Marengo, H. “*Eventos extremos de 1999 en el sureste mexicano. Actualización del análisis hidrológico del complejo hidroeléctrico Grijalva, en Chiapas, México*”. Ingeniería Hidráulica en México Vol XVIII, núm. 4, octubre-diciembre de 2003.

Marengo, H. *Ponencia: “Proyectos hidroeléctricos a corto, mediano y largo plazo*”. Facultad de Ingeniería, UNAM, 2005.

Marengo, H. “*La ingeniería de presas y obras hidráulica*”. Revista Tiáloc AMH No. 35, Septiembre 2005 – Enero 2006

Newmark, N.M. y Rosenblueth, E. “*Fundamentos de Ingeniería Sísmica*”. Editorial Diana, México, 1971.

NU (Naciones Unidas). “*Informe de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos en el Mundo*”, 2004.

P. N.Gupta y G. Le Moigne. “*Hydropower and Dams issue five*”, 1996.

Pawsey, S.F., “*The Analysis of Moderately Thick to Thin Shells by the Finite Element Method*”. Report UCSESM 70-12, Structural Engineering Laboratory, 1970.

Raphael, Jerome M. “*The Tensile Strength of Concrete*” ACI Journal, Proceedings Vol 81, 1984 (Mar-Apr).

Rocha, Manuel. “*Comportamiento Mecánico de las Rocas de Cimentación en Cortinas de Concreto*”. Publicación 107 del Instituto de Ingeniería, UNAM. Octubre de 1964.

Shiklomanov. “*World Water Resources at the Beginning of the 21st Century*”. Cambridge, Cambridge University Press, 1998.

SRH (Secretaría de Recursos Hidráulicos). “*Estudio del Estado del Arte en el Diseño y Construcción de Cortinas de Concreto*”, Tomo 2. Cálculo estructural. Septiembre, 1976.

Tesis profesional de Enrique Santoyo Meza. “*Análisis numérico de los machones de la cortina de la presa San Gabriel Durango*”. 1965

T.V.A. Tennessee Valley Authority .”*Concrete Gravity Dams_ Uplift observations and remedial measures_ floyd P.lacy Jr. y Gary L. Van Schoick. Q32_R30_1x Congreso de Grands Barajes*”, Estambul, 1967.

UNESCO. *World Water Assessment Programme People and the Planet*, 2003

US Army Corps of Engineers (USACE). "*Gravity Dams Design*", 1995.

US Army Corps of Engineers (USACE). "*Arch Dams Design*", 1996.

U.S. Bureau of Reclamation (USBR). "*Buttress Dams, Treatise on Dams*". Design Standards No. 2 Chapter II. Denver, 1956.

U.S. Bureau of Reclamation (USBR). *Concrete Manual*, 8th ed, Washington, DC. 1981.

U.S. Bureau of Reclamation, (USBR). "*Design of Arch Dams*" *Design Manual for Concrete Arch Dams*, U.S. Department of the Interior, Denver, CO. 1977.

U.S. Bureau of Reclamation, (USBR). "*Design of Gravity Dams*". 1976.

U.S. Bureau of Reclamation, (USBR). "*Rock Mechanics Properties of Typical Foundation Rock Types*", Engineering and Research Center. 1974

Water Power and Dam Construction. "*International Water Power and Dam Construction Handbook*. Surrey", Sutton Publishing, 1995.

Westergaard, H. M.. "*Water Pressures on Dams During Earthquakes*," Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol 98, New York. 1933

WSSCC (Water Supply and Sanitation Collaborative Council). "*Vision 21: Water for People – A Shared Vision for Hygiene, Sanitation and Water Supply and A Framework for Action*". Ginebra. 2000.

Zangar, C.N. y Haefeli, R.J. "*Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquakes*". Proc. ASCE, 10. 1953.

Zienkiewicz. "*Finite Element in Engineering Science*". Mc Graw Hill Book Co. 1971.