

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Diseño del Plinto para Cortinas de Enrocamiento con
Cara de Concreto.

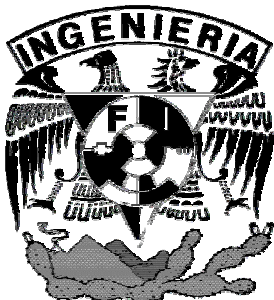
TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

Marcelo Emmanuel Sánchez Rodríguez



DIRECTOR DE TESIS: ING. CARLOS MANUEL CHÁVARRI MALDONADO

MEXICO, D.F. CIUDAD UNIVERSITARIA 2006



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/008/06

Señor
MARCELO EMMANUEL SÁNCHEZ RODRÍGUEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. CARLOS MANUEL CHÁVARRI MALDONADO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DISEÑO DEL PLINTO PARA CORTINAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO"

- INTRODUCCIÓN
- I. PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO
 - II. FUNCIONES QUE DEBE SATISFACER EL PLINTO
 - III. EVOLUCIÓN EN EL CRITERIO DE DISEÑO DEL PLINTO
 - IV. DEFINICIÓN DE LA POSICIÓN DEL PLINTO
 - V. MODELO MATEMÁTICO PARA DEFINIR LA GEOMETRÍA DEL PLINTO
 - VI. ASPECTOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
 - VII. PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA PAROTA, GRO.
 - VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitario a 30 de enero de 2006
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GEB/AJP/crc.



AGRADECIMIENTOS.

A Mi Papá

Se que comparto conmigo
este momento que no pudo
ver, gracias por tu cariño.

A Mi Mamá

Que con todo su amor y cariño
sufrió y padeció a mi lado
el camino que he recorrido
Gracias.

A Ndhaita

Que ha sido no solo mi novia
si no mi compañera y apoyo
para poder llegar aquí.
Gracias

A Mis Hermanos y Hermanas

Que nunca dejaron de creer en mí
y siempre podía contar con ellos.
Gracias.



A Ti Amigo

Que comparten conmigo este
momento tan importante en mi vida.
Gracias.

A Mi Director de Tesis

Por todo el apoyo que me dio
para realizar este trabajo.
Gracias

A los Ingenieros de CFE:

Carlos Abad Martínez
Jorge E. Castilla Camacho
Sergio Ángel
Por sus comentarios y asesorías
para la realización de este trabajo.
Pero sobre todo por su amistad
Gracias.

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Por darme la oportunidad de pertenecer
a ella.
Gracias

A Fundación ICA
Por el apoyo en la impresión
de este trabajo.
Gracias



INTRODUCCIÓN.....	6
I. PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO (PECC).....	7
I.1 PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO EN MÉXICO.	7
I.2 PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO EN EL MUNDO.....	9
I.3 DISEÑO DE UNA PRESA DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO.....	14
I.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS PRESAS DE CARA DE CONCRETO RESPECTO A PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS CON NÚCLEO IMPERMEABLE	16
I.4.1 VENTAJAS DE LAS PRESAS DE CARA DE CONCRETO (PECC)	16
CONTRA LAS PRESAS MATERIALES GRADUADOS (PMG).....	16
I. 4. 2 DESVENTAJAS DE LAS PRESAS DE CARA DE CONCRETO (PCC) .	18
CONTRA LAS PRESAS MATERIALES GRADUADOS (PMG).....	18
II. – FUNCIONES QUE DEBE SATISFACER EL PLINTO	19
III: - EVOLUCIÓN EN EL CRITERIO DEL DISEÑO DEL PLINTO.	20
IV.- DEFINICIÓN DE LA POSICIÓN DEL PLINTO	23
IV.1.- ASPECTOS TOPOGRÁFICOS.....	23
IV.2.- ASPECTOS GEOMÉTRICOS DEL PROYECTO.....	23
IV.3.- ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS.....	23
V.- MODELO MATEMÁTICO PARA DEFINIR LA GEOMETRÍA DEL PLINTO	25
VI. ASPECTOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN	32
VI.1. DE DISEÑO.....	32
VI.1.1. DEFINICIÓN DEL ANCHO	32
VI.1.2. ACERO DE REFUERZO.	33
VI.1.3. CONEXIÓN CON LA CARA DE LA LOSA DE CONCRETO.	33
VI.2. DE CONSTRUCCIÓN	35
VI.2.1 EXCAVACIÓN PARA DESPLANTE.....	35
VI.2.2 TRATAMIENTO DE LA SUPERFICIE.....	35
VI.2.3 ANCLAJE	36
VI.2.4 INYECCIONES BAJO EL PLINTO	36
VII PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA PAROTA, GRO.....	37
VII.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SITIO Y DEL PROYECTO.....	37
VII.2 OBRAS CIVILES	38
VII.3 DISEÑO DEL PLINTO DE LA CORTINA DEL P.H. LA PAROTA, GRO. 40	
VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	51
BIBLIOGRAFÍA.....	52



INTRODUCCIÓN

El desarrollo de este trabajo se basó en el conocimiento obtenido por el diseño y construcción de proyectos de presas de enrocamiento con cara de concreto, obteniendo con esto una forma teórica del diseño del plinto.

El objetivo fue obtener un modelo matemático, que se pueda aplicar en cualquier proyecto, ya que las únicas variables que se tienen son: la geometría del proyecto y las coordenadas del cambio de dirección de la traza del plinto, con el que se pretende obtener la geometría de la cabeza del plinto, así como el ancho y espesor del mismo.

Se buscó que dicho modelo fuera accesible para cualquier ingeniero con poca experiencia y con conocimientos de geometría analítica, por lo cual se consideró que en una hoja de cálculo Excel se tendría que desarrollar dicho modelo, por lo que se estableció como premisa que sólo modificando las variables mencionadas, se obtuviera la geometría completa del plinto tanto en su ancho estructural como las dimensiones de la losa interior basándose en las experiencias de otros proyectos y utilizando las expresiones que se incluyen en el cuerpo de la tesis.

Como el diseño del plinto de este trabajo abarcó de manera teórica y teniendo como ejemplo el P. H. La Parota, Guerrero, que bien es cierto que en la actualidad no se ha concretado, se persiguió tener una mejor y mayor claridad en la obtención de la geometría y traza del plinto con este método.

Para validar la hoja de cálculo, se realizó una comparación de la geometría del plinto del P. H. El Cajón y del P. H. La Parota, obtenidas mediante el procedimiento utilizado anteriormente en estos diseños, con la geometría calculada con la hoja de cálculo elaborada.



I. PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO (PECC)

La construcción de presas de enrocamiento se inició en el siglo XVIII. La primera presa de enrocamiento se construyó en el año de 1850 en California, Estados Unidos. Fue realizada por ingleses teniendo una altura de 28 m. En los años de 1940 surgen las presas de enrocamiento con cara de concreto y las de núcleo impermeable teniendo un gran desarrollo ambos tipos de presa ya que en 1945 se desarrollaron los equipos para el movimiento de tierras facilitándose con esto su construcción.

En 1939, se definió a una presa de enrocamiento con cara de concreto como sigue: “una cortina consistente de enrocamiento suelto a volteo con pendientes en cada talud cercanas a la pendiente natural, con una placa o losa impermeable en el talud de aguas arriba, apoyada sobre una delgada zona de mampostería seca y posteriormente el enrocamiento propiamente dicho.”

En los años 50's casi se abandona la construcción de presas de enrocamiento con cara de concreto, debido a que no existía un desarrollo adecuado en el equipo de compactación, lo que propiciaba contar con enrocamientos muy deformables que afectaban a la losa de la cara de concreto de la presa. Con el desarrollo de los rodillos vibradores se presentó otro periodo más de las PECC teniéndose un rápido desarrollo en los años 70's. El progreso de este tipo de presa fue muy rápido en Australia y en Sur América construyendo un poco menos de 20 de este tipo.

Durante los últimos 30 años la evolución de las presas de enrocamiento con cara de concreto ha manifestado un desarrollo importante en los métodos de diseño y construcción. Algunos aspectos del diseño han cambiado conforme se ha incrementado la altura de la presa.

La primera PECC diseñada y construida conforme a las técnicas modernas fue la presa Xibeikou, en China, de 89 m de altura, la cual se terminó en 1985.

I.1 PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO EN MÉXICO

En México, las presas de enrocamiento con cara de concreto se construían con cierta frecuencia desde fines del siglo XIX hasta el año de 1960. Debido al proceso constructivo del terraplén, que consistía en enrocamiento a volteo se presentaban grandes problemas de filtración. A continuación se presentan una tabla de algunas PECC construidas en nuestro país.

NOMBRE	LOCALIZACIÓN	AÑO DE TERMINACIÓN	ALTURA (m)
Tashimay	Edo. de Hidalgo	1912	43
Tacubaya	D.F.	1938	26



NOMBRE	LOCALIZACIÓN	AÑO DE TERMINACIÓN	ALTURA (m)
Madero	Edo. de Hidalgo	1939	52
El Girón	Edo. de Hidalgo	1940	20
Mixcoac	D.F.	1941	32
San Idelfonso	Edo. de Queretano	1942	62
La Esperanza	Edo. de Hidalgo	1943	27
Colorines	Edo. de México	1944	32
Gonzalo N. Santos	Edo. de SLP.	1949	39
Ixtapantongo	Edo. de México	1950	28
Los Pinsanes	Edo. de México	1957	59
Zicuirán	Edo. de Michoacán	1957	46

Tabla 1

Como se observa en la tabla 1 la altura de las presas de enrocamiento con cara de concreto en nuestro país no alcanzaba los 70 m. en la actualidad La Comisión Federal de Electricidad a desarrollado por lo menos 4 proyectos de los cuales uno esta construido que es el caso de la presa de Aguamilpa, Nayarit y otro que esta en construcción, El Cajón, Nayarit, los otros dos restantes proyectos están por ser licitados y son La Parota, Guerrero y La Yesca, Nay, Jalisco.

La presa Aguamilpa, Nayarit, con sus 187 m de altura, fue construida con grava y enrocamiento. Como fue observado en Salvajina, Colombia la compresibilidad del enrocamiento resultó ser mucho más alta que la del terraplén de grava compactado. Aguamilpa se diseñó de conformidad con el concepto de sección prioritaria aguas arriba la cual consiste en que de manera simultánea se construya el plinto sobre el lecho del río y se ponga el material de transición con el enrocamiento principal y se considero la posibilidad de que la ataguía pudiera ser rebasada durante la construcción. La ataguía principal fue sobrepasada debido a efectos del fenómeno de “El Niño”, pero la sección prioritaria protegió la presa. Un fusible en la ataguía principal también protegió a la estructura. La losa de la cara se construyó en tres etapas.

Poco después de la terminación de la cortina en la elevación 180 y extendiéndose de la losa 17 a la 27 se observaron grietas horizontales debidas a los altos esfuerzos de tensión generados en ella, producidos por la deformación por compresión del enrocamiento adyacente a la grava de alto módulo de deformabilidad. Debido a este problema, se tuvieron filtraciones, un año después de su terminación de 4 L/s, en 1994, se registro un caudal de filtraciones de hasta 257 L/s, en 1996 se presentó un caudal máximo de casi 250 L/s. Con



excepción del problema del agrietamiento horizontal, el comportamiento de la presa ha sido satisfactorio.

La presa El Cajón, Nayarit, de 187 m de altura, está actualmente en construcción. Se localiza aguas arriba de la presa Aguamilpa y se está construyendo utilizando roca ignimbrítica muy bien compactada. La deformación con el tiempo de los materiales está tomada en cuenta en el diseño. El material para su construcción será básicamente enrocamiento el cual se compactará de manera que la deformabilidad de los materiales no sea tan alta. La Comisión Federal de Electricidad, está estudiando y desarrollando dos PECC más – La Parota, Guerrero de 165 m de altura y La Yesca, Jal, Nay, de 210 m de altura, de la cual iniciará su construcción en un futuro cercano.

I.2 PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO EN EL MUNDO

La presa Cethana, Australia, de 110 m de altura, fue la PECC más alta compactada adecuadamente entre 1971 y 1974. Las recomendaciones prácticas de diseño empleadas y derivadas de su construcción, abrieron la puerta para el desarrollo de presas altas en 1970. El funcionamiento de Cethana fue excelente y el sano criterio para la compactación de sus materiales y para el diseño de la cara aún son aplicados en presas de altura similar.

Alto Anchincayá, Colombia, de 140 m de altura, fue la presa más alta de 1974 a 1980. La presa fue bien compactada, y la losa de la cara se construyó, por primera vez en dos etapas utilizando múltiples cimbras deslizantes. En este proyecto se acentuó la importancia de proveer múltiples defensas en la junta perimetral para cuando alguna filtración fuera detectada. Este aspecto fue bien solucionado colocando mastique sobre la junta. Desde que se construyó Alto Anchincayá, muchas presas han utilizado mastique como una protección complementaria al uso hasta esa fecha de PVC, sellos de cobre, banda plástica y arena asfáltica. Fuera del problema de filtraciones, el comportamiento de la presa ha sido satisfactorio.

Foz do Areia, Brasil, de 160m de altura, fue la PECC más alta de 1980 a 1993 y la primera en Brasil. Su diseño siguió los conceptos utilizados para las presas de Cethana y Alto Anchincayá. La filosofía del diseño en estas presas de enrocamiento con cara de concreto fue desviar el río con una ataguía segura, levantando la sección de prioridad aguas arriba de la presa, durante el período seco, hasta una elevación tal que se obtenga una protección contra avenidas de bajos períodos de retorno.

La ejecución de rampas y la construcción en etapas fueron utilizadas ampliamente para la colocación del enrocamiento y de la losa de la cara de concreto, la cual fue construida en dos etapas.

La productividad en la colocación del enrocamiento en esta presa fue superior a 500 000 m³/mes durante casi dos años. El funcionamiento de Foz do Areia ha sido excelente después de 24 años de operación. Después de Foz do Areia, en Brasil se han diseñado, construido o están en construcción 10 PECC.



Salvajina, Colombia, con 148 m de altura, es una de las presas de grava más altas construidas en un área sísmica. El concepto del diseño del plinto fue ajustado a la geología, que variaba de saprolita a arenisca (en Colombia, Piedra de arena) reciente. Se determinaron los gradientes bajo el plinto para diferentes tipos de cimentación. La junta perimetral fue diseñada con tapajuntas de cobre y mastique. La losa de la cara fue construida en tres etapas y se diseñó un doble parapeto para reducir el volumen de la presa. El paramento de aguas arriba fue tratado con concreto lanzado y se observaron algunas grietas menores y escarificación en él. Los tapajuntas de cobre se colocaron directamente en el sitio, disminuyéndose el proceso de soldadura. En la presa Salvajina se demostró que la grava compactada es notablemente menos compresible que el enrocamiento compactado. La filtración fue insignificante, y el funcionamiento de la presa ha sido satisfactorio.

Santa Juana, Chile, de 113 m de altura, y Puclaro, Chile, de 83 m de altura, son presas de grava construidas sobre depósitos aluviales con plintos articulados y diafragma de concreto bajo ellos a través del aluvión.

El concepto de plinto articulado consideró la experiencia china en presas similares. El funcionamiento ha sido excelente. En octubre de 1997 un evento sísmico de $M = 6,8$ sacudió la presa de Santa Juana produciendo un asentamiento de 9,7 cm dentro de las tolerancias de diseño. Desde que se construyeron estas presas chilenas, en Argentina y Perú se han adoptado soluciones similares para PECC sobre aluvión.

La presa Xingo, Brasil, de 150m de altura es la segunda presa más alta en operación en Brasil. Su diseño, construcción y funcionamiento han sido presentados en la literatura técnica. La losa de la cara fue construida en dos etapas. Xingo empleó una zona 2 de material de transición, con una muy alta proporción de finos (10 – 12 %). Se observó agrietamiento en la zona 2 durante la construcción y en la losa de la cara durante la operación, que probablemente se debió a asentamientos diferenciales.

El caso de Xingo resaltó la importancia del análisis del perfil topográfico del valle, que puede producir asentamientos diferenciales después del llenado del vaso. También se observó que los terraplenes compactados sujetos a deformación por deslizamiento incrementan notablemente su movimiento cuando se produce la saturación debido al agrietamiento de la losa. Después de reducir la filtración con finos, el funcionamiento de la presa es satisfactorio.

Tian Shen Qiao I, China, de 178 m de altura, es la PECC más alta en operación en Asia y la segunda más alta en el mundo. El manejo del río con rebasamiento del terraplén y la construcción en etapas fue bien manejado durante la construcción. Por primera vez en las PECC, la colocación del enrocamiento excedió de $1 \text{ Mm}^3/\text{mes}$, mostrando las ventajas de la construcción de este tipo de presas.

Como en Aguamilpa, la losa de la cara fue construida en tres etapas, observando la presencia de separaciones entre la losa y el relleno. Se detectaron grietas en la zona 2 y en la losa, las cuales fueron bien tratadas.



Las deformaciones por tensión debidas al deslizamiento del terraplén fueron las causantes de este agrietamiento. El funcionamiento de la presa ha sido satisfactorio y la filtración es despreciable para la altura y área de la losa.

Itá, Brasil, con 125 m de altura e Itapebi, Brasil, con 120 m de altura son presas de enrocamiento construidas con basalto compactado y gneiss respectivamente.

La sección prioritaria fue construida aguas abajo y se utilizó material de diferente calidad en la zona 3B tradicional (ver figura 1).

La guarnición extruida fue desarrollada por vez primera en Itá y los beneficios de este método de construcción han sido empleados en las nuevas PECC. La presa de Itá presentó altas filtraciones (1 470 L/s) durante el primer llenado debido a la saturación del terraplén.

El tratamiento que se utilizó para mitigar el problema consistió en arrojar material fino en el almacenamiento. La filtración actual es menor que 140 l/s.

La presa Itapebi fue construida sobre depósitos de arena. El plinto fue construido empleando cimbras deslizantes utilizando la técnica de la losa interna para reducir la excavación.

Itapebi fue la primera presa donde la construcción de la losa de la cara fue hecha simultáneamente con la colocación del enrocamiento de aguas arriba. El talud de aguas arriba fue de 1,25 H : 1 V. Para construir la losa y el terraplén de aguas arriba se llevó a cabo una operación coordinada. La filtración fue relativamente alta y aumentó por el agrietamiento de la losa debido a la saturación adicional del relleno, incrementándose el deslizamiento y las deformaciones por tensión en la losa de la cara.

Como en Itá, la filtración se trató efectivamente mediante el arrojado de finos dentro del vaso. Lográndose una reducción de 1 700 L/s a 50 L/s en el gasto de filtración. Ambas presas operan satisfactoriamente.

La presa Atamina, Perú, de 109 m de altura es una PECC construida para retener depósitos de jales. Cuando termine la explotación de la mina de cobre, su altura será de 210 m.

La presa inicial de Antamina fue construida utilizando técnicas de construcción con guarnición altamente extruida para acelerar la erección del terraplén.

Dado que la presa inicial fue requerida para los primeros pocos meses de la explotación de la mina, la losa de la cara se construyó sólo para esta etapa, y fue de espesor constante. Para niveles más elevados se proporcionó una zona ancha de material 2B.

La presa de Antamina se construyó rápidamente con piedra de desperdicio de la mina mediante unidades de transporte de 240 t de capacidad. La filtración es despreciable.

Machadinho, Brasil, de 125m de altura, se localiza en el sur de Brasil. Debido a la presencia de flujos de ácido basáltico el plinto se localizó en paredes muy altas



manteniendo la geometría del diseño original. Estas paredes varían en altura alcanzando valores de hasta 20 m. La estabilidad de las paredes fue garantizada con tendones y drenaje para reducir la subpresión. El diseño de estas paredes fue un compromiso para asegurar el logro del programa de construcción. Machadinho empleó guarniciones de concreto extruido y por primera vez desarrolló un diseño de parapeto precolado para remate de la presa.

Mohale, Lesotho, de 145 m de altura, es la PECC más alta en África y esta construida en basalto. Fue diseñada siguiendo el empleo de la sección prioritaria optimizando el túnel de desvío. La losa de la cara fue construida en dos etapas utilizando técnicas de guarnición extruida para la colocación del material de la zona 2. Como se observó en otras presas, se desarrollaron algunas separaciones entre la guarnición extruida y el terraplén, que fueron inyectadas extensivamente. El plinto fue inyectado utilizando el método GIN. Aunque el funcionamiento es adecuado.

La presa de Barra Grande, Brasil, de 185 m de altura y la de Campos Novos, Brasil, de 202 m de altura están en construcción.

La observación de agrietamiento en presas altas ha motivado a los diseñadores a mejorar la compactación específica y las dimensiones del espesor de la losa de la cara que proporciona la fórmula tradicional:

$$T = 0,30 + 0,002 H \text{ (en m).}$$

En donde:

T, espesor de la losa a la altura H, en m.

H, altura medida a partir de la cimentación de la presa, en m-

Cuando la altura de la presa excede de 120 m la losa se diseña con una nueva fórmula igual a:

$$T = 0,0045 H \text{ (en m).}$$

En donde la nomenclatura es la misma que para la fórmula anterior.

De esta manera, se mantiene el gradiente de la losa relativamente constante e igual a 222. El concepto de losa interna y externa, el cual consiste en que la losa externa es plinto estructural donde se llevan a cabo las inyecciones para consolidación de la roca y la losa interna que solo consiste en concreto simple de espesor máximo de 30 cm, utilizado en Itá e Itapebi también fue empleado para estas presas.

Barra Grande alcanzó picos de producción superiores a 1 000 000 m³/mes y Campos Novos siempre estuvo adelante del programa contractual. Las guarniciones extruidas, de 0,5 m de alto, y los rodillos vibratorios de 12 t fueron esenciales para lograr altas producciones. En ambas presas se utilizaron parapetos precolados, como los construidos por primera vez en Brasil para la presa Machadinho.



La presa Bakun, Malasia de 205 m de altura está en construcción en Borneo, Malasia. Cuando se termine será la segunda más alta de Asia y una de las PECC más altas del mundo. Bakun está siendo diseñada con todos los conceptos modernos para plinto externo e interno, guarniciones extruidas, losa de la cara, parapeto y enrocamiento muy bien compactado. La presa será construida con grauvaca (areniscas con fragmentos angulosos empacados en una matriz arcillosa) y mezclas adecuadas de grauvaca y esquistos. La sección prioritaria para proteger la presa contra avenidas de 1 500 años está en construcción.

La presa Kárahnjúkar, Islandia, de 196 m de altura está en construcción. Cuando se concluya será la PECC más alta de Europa. La presa está muy bien compactada en capas, variando entre 0,40 m (Zona 2) y 0,80 m, con un rodillo vibratorio de 12 t de capacidad. El cañón único del río, de 45 m de profundidad, requirió una solución con una presa de concreto, donde se localizó el plinto.

La presa será construida principalmente con basalto reciente y soporte de lava, llevado por transportadores a la presa después de triturar el material a tamaños más pequeños. La presa Kárahnjúkar ha adoptado todos los conceptos nuevos de diseño para el plinto, losa de la cara y refuerzo de zonas críticas.

Cuando se termine, Shuibuya, China, de 233 m de altura, será la PECC más alta en el mundo. Actualmente tiene 170 m de altura, teniendo terminada la primera etapa de la losa de la cara. En control del terraplén se efectúa utilizando técnicas modernas basadas en control GPS.

Listado de PECC altas existentes en Orden Cronológico				
Presa	País	Altura	Material	Año de Terminación
Cethana	Australia	110 m	Cuarcita	1971
Alto Anchicayá	Colombia	140 m	Hornfels	1974
Foz do Areia	Brasil	160 m	Basalto	1980
Salvajina	Colombia	148 m	Aluvión de dragado	1983
Aguamilpa	México	187 m	Aluvión/Ignimbrita	1993
Xingó	Brasil	150 m	Granito	1994
Santa Juana	Chile	113 m	Gravas	1995
Tian Shen Qiao	China	178 m	Caliza	1999
Itá	Brasil	125 m	Basalto	1999
Puclaro	Chile	83 m	Aluvión	2000



Presa	País	Altura	Material	Año de Terminación
Antamina	Perú	109 m	Caliza	2002
Machadinho	Brasil	125 m	Basalto	2002
Itapebi	Brasil	120 m	Gneiss, Esquisto micáceo	2003
Mohale	Lesotho	145 m	Basalto	2003
Barra Grande	Brasil	185 m	Basalto	E. C.
Campos Novos	Brasil	202 m	Basalto	E. C.
El Cajón	México	189 m	Ignimbrita	E. C.
Kárahjúkar	Islandia	196 m	Basalto	E. C.
Bakun	Malasia	205 m	Greywacke-Esquisto	E. C.
Shuibuya	China	233 m	Caliza	E. C.
E. C. = En Construcción				

Tabla 2

I.3 DISEÑO DE UNA PRESA DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO

El diseño y construcción de un nuevo proyecto se realiza con base en el desempeño de las predecesoras.

Se reconoce que estas presas son seguras ya que:

- a) Todo el terraplén se localiza aguas abajo del embalse.
- b) La carga del agua incide sobre la cimentación del respaldo de aguas arriba.
- c) No se tiene presión de poro dentro del terraplén.
- d) El enrocamiento tiene una resistencia grande al esfuerzo cortante.
- e) Un enrocamiento zonificado es estable contra el flujo de agua.
- f) Los asentamientos de un enrocamiento son pequeños y disminuyen con el tiempo, si está adecuadamente compactado.

Los elementos principales de una presa de enrocamiento con cara de concreto son: el plinto, el terraplén, la cara de concreto y el parapeto, los cuales son diseñados con base a la experiencia de los proyectos anteriores.

El terraplén es propiamente el cuerpo de la presa, el material de enrocamiento puede ser de cualquier tipo siempre y cuando este constituido de partículas duras no deleznable con el



tiempo, de preferencia que su granulometría sea bien graduada, para que facilite lograr un mayor peso volumétrico del material y por lo tanto presentara un mejor comportamiento.

El material del respaldo de aguas arriba donde se coloca la cara de concreto tiene que tener mejores características geotécnicas con respecto a las del de aguas abajo, para limitar las deformaciones excesivas en la cara de concreto.

La pendiente del talud esta en función de las características de resistencia y del sismo máximo creíble del sitio. En este caso se definen mediante análisis típicos de estabilidad y de deformación permanente.

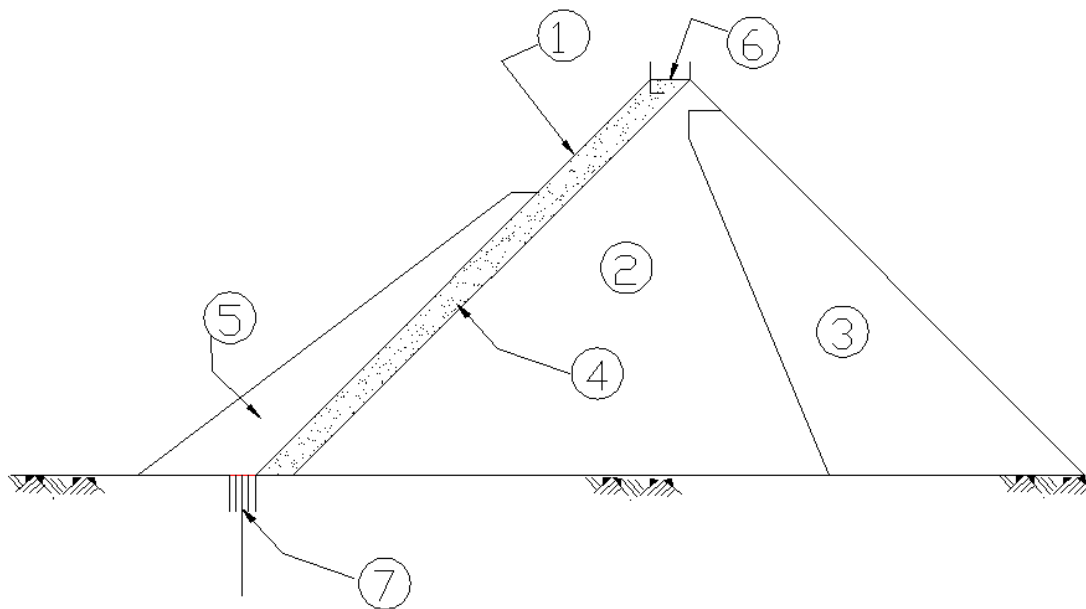


Figura 1

- 1.- Losa de concreto.
- 2.- Cuerpo del terraplén. Del lado de aguas arriba. (Material 3B)
- 3.- Cuerpo del terraplén del lado de aguas abajo. (Material 3C)
- 4.- Material para apoyo de la losa de concreto. (material 2)
- 5.- Material para protección de la losa y sellado de las juntas entre losas. (Material 1A)
- 6.- Parapeto.
- 7.- Tratamiento de la cimentación del plinto mediante inyecciones de consolidación (tapete) y de impermeabilización (pantalla).

La cara de concreto está integrada por la losa y el sistema de sellos en las juntas. Es práctica que el ancho de los tableros que constituyen la losa se defina por las cimbras deslizantes empleadas para su colocación de 12 a 18 m. el espesor de la losa está definido empíricamente, mediante expresiones como:

$$D = m + CH$$



Donde

D es el espesor de la losa

H el tirante de agua.

m se acostumbraba a utilizar igual a 0,3

C una constante fija para el proyecto, con valores de 0,002 a 0,003 en presas con enrocamiento no compactado se empleó un valor de 0,0067.

En la Comisión Federal de Electricidad se han venido utilizando las siguientes expresiones para determinar el ancho de la losa:

Si $H > 100$

$$D = 0,5 + 0,004(H-100)$$

Si $H < 100$

$$D = 0,3 + 0,002H$$

En el caso del acero de refuerzo de las losas este se dispone al centro de las mismas y el porcentaje es de 0,3 a 0,4 en sentido horizontal y vertical, respectivamente. En presas altas se ha optado por emplear 0,4 en una franja de 10 m junto a la junta perimetral. Su función es principalmente la de absorber efectos de temperatura en el concreto.

El parapeto es un elemento cuya función es reducir el volumen del terraplén de la presa, normalmente su altura no es mayor de 5 m y en zonas de alta sismicidad su altura es menor.

I.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS PRESAS DE CARA DE CONCRETO RESPECTO A PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS CON NÚCLEO IMPERMEABLE

I.4.1 VENTAJAS DE LAS PRESAS DE CARA DE CONCRETO (PECC) CONTRA LAS PRESAS MATERIALES GRADUADOS (PMG)

- Aun sin la cara de concreto, una PECC es segura ante erosión interna e inestabilidad en caso de quedar sujeta a embalse lleno. La zonificación de los materiales de la presa la convierten en una barrera semi-impermeable y en un efectivo disipador de energía.
- Todo el material de respaldo se encuentra aguas abajo de la frontera impermeable, por lo que la resistencia al deslizamiento tiene un factor mayor de elevado.
- La mayor parte de la carga de agua se transmite a la cimentación aguas arriba del eje de la presa, lo cual es inherentemente seguro.
- No se desarrollan en el pedraplén presiones de poro durante eventos sísmicos, ya que éste está siempre seco y es altamente permeable.



- Las deformaciones “estáticas” posteriores a la construcción de la presa son pequeñas y cesan después de unos cuantos años.
- En las PECC no existe riesgo de fracturamiento hidráulico y la interacción entre materiales es menos acentuada que en las PMG.
- Puede iniciarse la construcción del pedraplén, hasta con taludes 1,3 H: 1 V, antes del desvío del río, aprovechándose directamente en la presa el producto de las excavaciones. Necesarias para otras obras del proyecto.
- La colocación temprana de material en las laderas reduce el volumen a colocar en la sección de cierre, minimizándose el riesgo de que el río sobrepase la presa durante construcción.
- Se pueden construir rampas en cualquier sentido dentro de la presa, reduciéndose la longitud de los caminos temporales de acceso a la cortina y facilitando el tránsito dentro de la misma y la colocación de materiales.
- La cara de concreto puede colarse en etapas, prácticamente a conveniencia del constructor.
- La lluvia no interfiere con la colocación de materiales pétreos ni con el colado de la cara.
- La inyección en roca, efectuada a través del plinto para extender el plano de estanqueidad dentro del macizo rocoso, es independiente de la construcción de la presa.
- La colocación de los materiales pétreos en las PECC sin restricciones significativas en ritmo y espacio, hace que el precio unitario del metro cúbico sea menor que en las PMG.
- Los programas de colocación de materiales generalmente se cumplen con mayor facilidad que en las PMG, la construcción de la cara es un procedimiento sistemático que puede programarse fácilmente.
- En general, el programa de construcción de una PECC es más corto que el de una PMG.



I. 4. 2 DESVENTAJAS DE LAS PRESAS DE CARA DE CONCRETO (PCC) CONTRA LAS PRESAS MATERIALES GRADUADOS (PMG)

- Componente importante vertical en movimientos vibratorios
- Mayor volumen de concreto por plinto-cara de concreto
- Incremento de costo por concreto respecto a la cortina PMG
- Proceso constructivo complejo y detallado para la preparación del plinto, colado de la losa, aplicación de sellos en las juntas.
- Alto grado de supervisión de calidad



II. – FUNCIONES QUE DEBE SATISFACER EL PLINTO

El plinto, como se vio en el capítulo anterior, es uno de los elementos principales que conforman a una cortina de enrocamiento con cara de concreto, ya que a partir de él se llevará a cabo el tratamiento de consolidación de la roca superficial sobre la que se desplante el propio plinto, y la pantalla impermeable a profundidad en el macizo rocoso, que junto con la cara de concreto y de las inyecciones que se hacen desde galerías en las laderas, conforman el plano de estanqueidad del proyecto.

Además, cumple con otras funciones dentro del proyecto, como pueden ser:

- El plinto es la estructura de concreto que sirve para ligar el plano de estanqueidad de la cara de concreto con la pantalla impermeable profunda que forma parte del tratamiento de la roca de cimentación mediante inyecciones.
- El plinto trabaja como una losa de reacción para resistir la subpresión generada por la inyección de la lechada de concreto utilizada en la consolidación del macizo rocoso y en la pantalla profunda, y es por eso que se requiere de anclajes para resistir la presión de inyección, en cantidad que depende de la calidad de la roca.
- Es el elemento de apoyo de la losa de concreto, la cual debe incidir en la cara del plinto a 90° para garantizar que la fuerza ejercida por la losa sobre de él sea normal.
- El plinto junto con los sellos de la junta perimetral es la liga entre la losa y el terreno permitiendo la presencia de una articulación entre estos dos elementos para que, al momento del llenado del vaso, se puedan absorber las deformaciones que se presentan en la losa de la cara de concreto.



III: - EVOLUCIÓN EN EL CRITERIO DEL DISEÑO DEL PLINTO.

Antes de la década de los 80's en lugar del plinto se utilizaba en las presas de enrocamiento con cara de concreto, un dentellón de concreto, excavado en la roca, en el arranque de la losa del paramento mojado, como extensión de la propia losa. Posteriormente fue sustituido por el plinto.

El desarrollo en los últimos años de las presa de enrocamiento con cara de concreto sobre todo en la altura de las mismas, ha generado cambios en los criterios de diseño como se menciona más adelante.

ANCHO DEL PLINTO

El ancho se determinaba utilizando un índice de 15 o 20 para dividir la carga hidráulica máxima en el embalse, de donde resultaba un gradiente hidráulico en el que se consideraba poco la calidad de la roca de cimentación del plinto. El plinto se extendía hacia aguas arriba de la cara de concreto, como se ve en la figura 1, y se armaba estructuralmente para resistir la presión de inyección bajo de él o cuando menos por temperatura. De esta manera resultaban anchos de plinto generalmente entre 5 y 10 m, lo que resultaba en mayores excavaciones para el desplante, volumen de concreto en la estructura, anclaje de la misma y tratamiento de consolidación en un área grande.

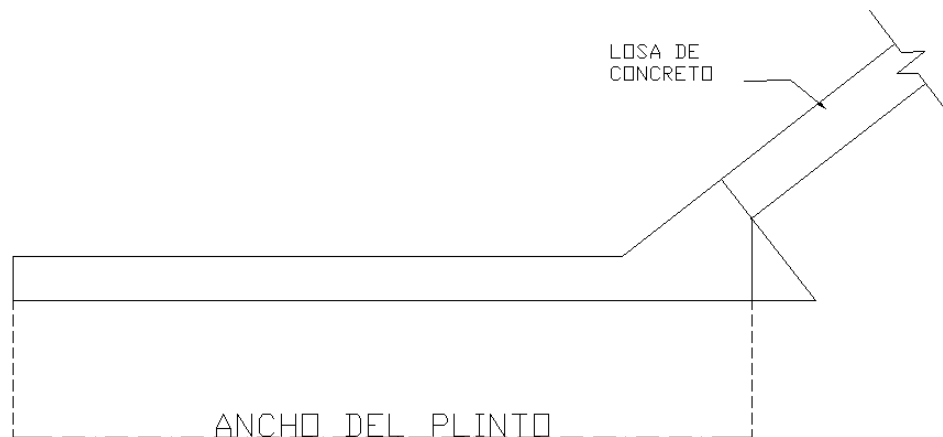


Figura 1

Posteriormente, con el propósito de considerar de alguna manera la calidad de la masa de roca sobre la que se desplantaría el plinto, el Ing. Bayardo Manteron desarrolló un criterio mediante el cual el ancho del plinto se calculaba utilizando un índice de acuerdo a la calidad de la roca expresada a través del parámetro RMR



El índice es el que se incluye en la tabla 1, el ancho del plinto se obtenía aplicando la expresión (1), además del ancho del plinto así determinado, el cual también se armaba, anclaba e inyectaba bajo de él, se extendía éste con la llamada losa interna hacia abajo del cuerpo de la cortina como se ve en la figura 2.

RMR	Índice
>80	20
60-80	16
40-60	13
20-40	10
<20	4

Tabla 1

La siguiente expresión se utilizaba para la obtención del ancho del plinto:

$$Ancho = \frac{Carga_hidráulica}{índice} \dots(1)$$

Para obtener la dimensión de la losa interna se utilizaba la siguiente expresión:

$$L. I. = 1/3 \text{ del plinto externo} \dots(2)$$

La losa interna no se armaba, anclaba ni se inyectaba bajo de ella, sólo tenía la función de reducir el gradiente hidráulico al alargar la longitud de recorrido del agua entre el lado de aguas arriba del plinto y el interior del material del cuerpo de la cortina.

Últimamente se ha estandarizado el ancho del plinto externo o estructural a 4 m, complementando la longitud que debe de recorrer el agua, calculada con la expresión 2, con la losa interna, con lo que la excavación, el anclaje y el área a tratar se reduce significativamente.

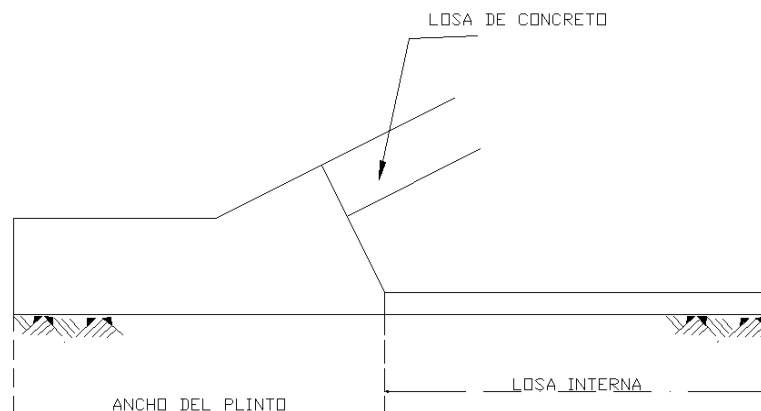


Figura 2



Actualmente, para determinar el ancho del plinto, se utiliza el criterio de Pedro L. Marques, B. P. Machado, el cual será descrito más adelante.

EJE DEL PLINTO

En proyectos anteriores se consideraba como punto de control para definir el eje del plinto la intersección del plano del lecho inferior de la losa de la cara de concreto con el plano de la cabeza del plinto tal como se muestra en la figura 3

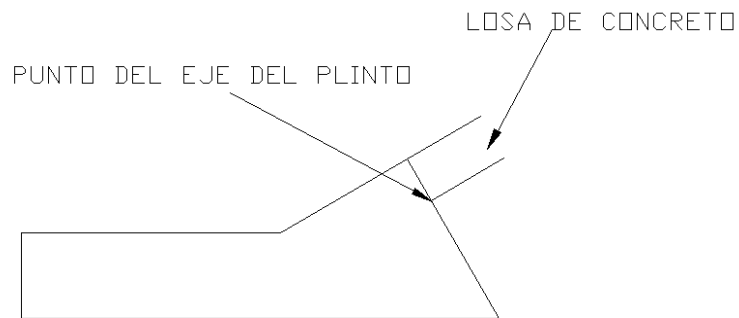


Figura 3

Actualmente se considera el punto de control en el desplante del plinto como se ve en la figura 4

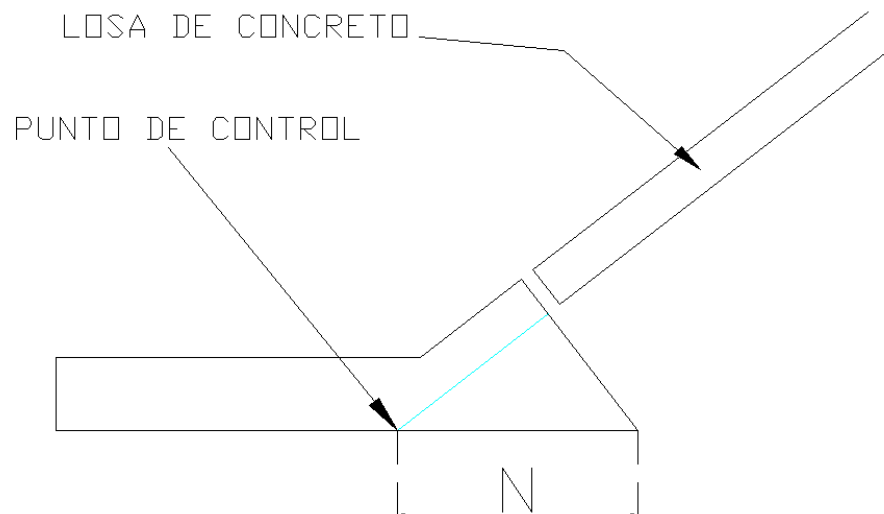


Figura 4



IV.- DEFINICIÓN DE LA POSICIÓN DEL PLINTO

Un aspecto importante en el diseño del plinto es la determinación de su posición con respecto a la topografía tanto en el cauce como en la laderas de la boquilla donde se ubicará la cortina, para lo cual se deben tomar en cuenta también los aspectos Geométricos y Geológico – Geotécnicos del proyecto y del entorno en que ubica el plinto.

IV.1.- ASPECTOS TOPOGRÁFICOS.

La longitud del eje del plinto se forma por varios tramos rectos, los cuales deben ser lo más largos posible y procurar que los cambios de dirección sean suaves.

Debe de cuidarse que las coordenadas de los puntos del eje del plinto no caigan en depresiones ya sean en bajo o altos topográficos.

IV.2.- ASPECTOS GEOMÉTRICOS DEL PROYECTO

Las coordenadas que definen cada uno de los puntos en que cambia de dirección el eje del plinto deben de conservar la pendiente del cuerpo de la presa y por lo tanto de la losa que constituye la cara de concreto.

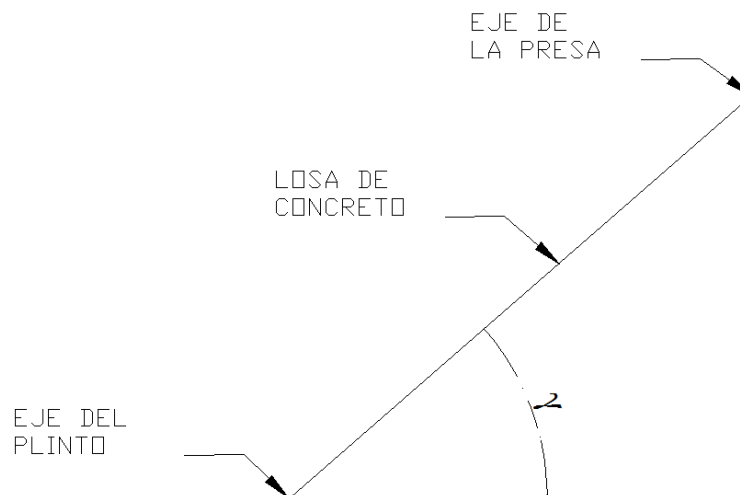


Figura 1

En la figura 1 se observa la pendiente de la cortina en su cara de aguas arriba (γ), en cuya proyección hacia las laderas deben de estar ubicados los puntos que definen los cambios de dirección del plinto.

IV.3.- ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

El plinto debe ubicarse sobre terreno de buena calidad, lo más homogéneo posible según la dirección del eje del plinto y a profundidad. Para definir el trazo del plinto deben de realizarse inspecciones oculares de las condiciones y calidad del terreno, exploración



mediante zanjas, pozos a cielo abierto y sondeos mecánicos, y exploraciones geofísicas, para conocer el espesor de material con diferente calidad y la posible presencia de discontinuidades o anomalías en el terreno en las que sea necesario realizar regulación del terreno, tratamiento dental, reposición del material inadecuado con concreto, tratamientos locales y concreto dental.

Para lograr esta definición y establecer la profundidad de desplante, una vez elegido el trazo más conveniente, es necesario realizar la excavación de la zanja que alojará al plinto y aplicar los trabajos de regularización y tratamiento necesario antes del colado integral del plinto. En ocasiones es conveniente anticipar pruebas de inyectabilidad para conocer la respuesta del terreno a este proceso y poder diseñar adecuadamente el tratamiento de consolidación e impermeabilización del macizo de roca.

La exploración geofísica permite la calificación de la masa de roca en cierta manera en volumen, por lo que se hace una herramienta muy útil, con el apoyo de la exploración directa, con fines de calibración. Generalmente se busca ubicar el desplante del plinto en roca que tenga cuando menos una velocidad de onda de compresión de 2000 m/s, sin que necesariamente sea esta una condición determinante para la elección final del desplante sino más bien que la variabilidad de propiedades no sea amplia en valores y brusca de punto a punto.



V.- MODELO MATEMÁTICO PARA DEFINIR LA GEOMETRÍA DEL PLINTO

Para obtener el modelo matemático que define la geometría del plinto se debe de partir de los siguientes datos:

- Las coordenadas x, y, z de cada uno de los puntos de intersección de los cambios de dirección de la línea de control del plinto (figura 1)
- La pendiente de la losa de la cara de concreto
- La pendiente de cada tramo del plinto con respecto a la horizontal, ángulo θ figura 3

Al tener esta información es necesario tomar en cuenta que la losa de la cara de concreto debe siempre incidir en cualquier punto de la cabeza del plinto con la pendiente definida para cada proyecto, como por ejemplo 1,4:1, y con 90° , respecto a la cabeza del plinto. Tomando en cuenta esto y apoyándonos en la figura 1, que corresponde a la cortina en planta podemos definir el punto A_1 que es el punto de control del plinto, es decir el pivote de este. La línea A_1B_1 debe ser perpendicular al eje de la cortina y define la distancia entre el eje de la cortina y el punto A_1 , es importante mencionar que en esta sección el plinto está deformado (figura 4). La línea A_1C_1 es perpendicular al eje del plinto y define la distancia entre el eje del plinto (en el punto de control) y el eje de la cortina, en esta sección podemos observar el plinto sin deformar (figura 2). Estas dos líneas definen al ángulo ϕ , el cual nos servirá para determinar el modelo matemático que define la geometría del plinto.

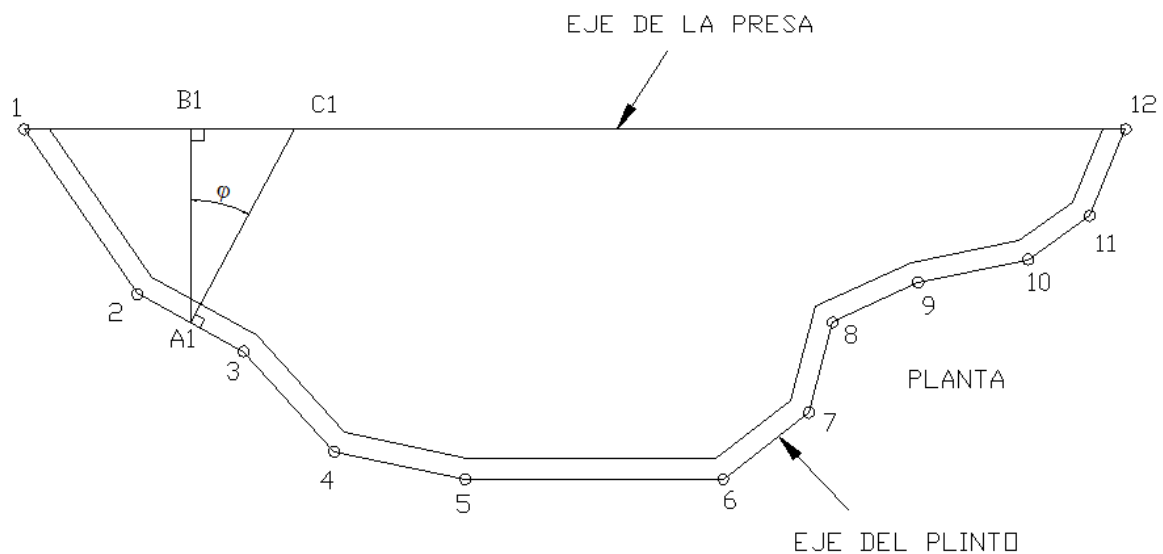


figura 1.

El modelo matemático para definir la geometría del plinto es el conjunto de expresiones que nos sirve para determinar los valores de cada uno de los elementos que aparecen en la sección del plinto sin deformado figura 2.

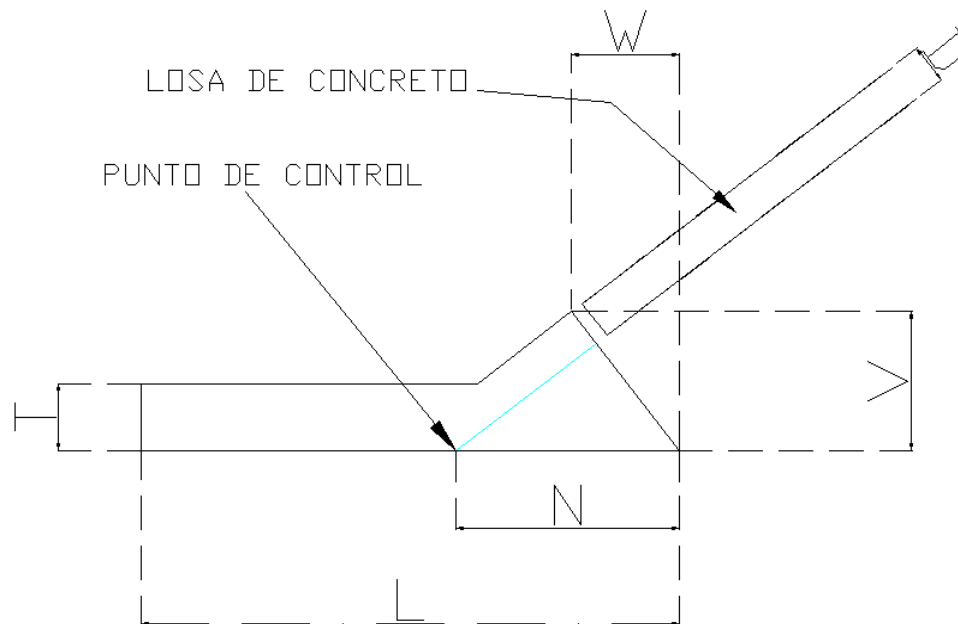


Figura 2

Donde:

N es la distancia entre el eje del plinto y el extremo de aguas debajo de la cabeza del plinto, este valor es constante para cualquier tramo del plinto.

L es el ancho del plinto estructural

T es el peralte del plinto

D espesor de la losa de la cara de concreto en función de la carga hidráulica H.

Para obtener el espesor de la cara de concreto en CFE se utilizan las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} H < 100 \\ D &= 0,3 + 0,002H \\ H > 100 \\ D &= 0,5 + 0,004(H - 100) \end{aligned}$$

V y W son las acotaciones para definir el punto superior de la cara del plinto en la cual se apoya la cara de concreto

Para poder definir los valores de V y W nos apoyaremos en la figura 3, la cual corresponde al tramo del plinto entre los puntos 2 y 3. En la figura podemos observar que la cara inferior de la losa de concreto se une al tramo del plinto formando el ángulo definido por la pendiente del terraplén de la cortina, en el plano vertical, y en el plano horizontal se une con una línea que es perpendicular al eje del plinto en el plano horizontal. Se trazan una línea paralela al eje de la cortina tocando el punto 2 del eje del plinto, y otra línea paralela al eje de la cortina que pasa abajo del punto 2 con una separación ΔZ que es la diferencia de elevaciones entre estos dos puntos (puntos 2 y 3). Se observa que entre la proyección



horizontal del tramo del plinto y esta última línea se forma el ángulo θ . En el plano horizontal se forma un triángulo rectángulo con el ángulo ϕ , su cateto opuesto es ΔZ y el adyacente ΔH , se observa también que se forma otro triángulo rectángulo cuyos catetos son ΔL y ΔZ y la hipotenusa es el tramo de la losa entre el punto 3 y la intersección de la línea paralela al eje de la cortina, y por tanto se tiene que el ángulo que se forma es γ que la inclinación de la losa de concreto.

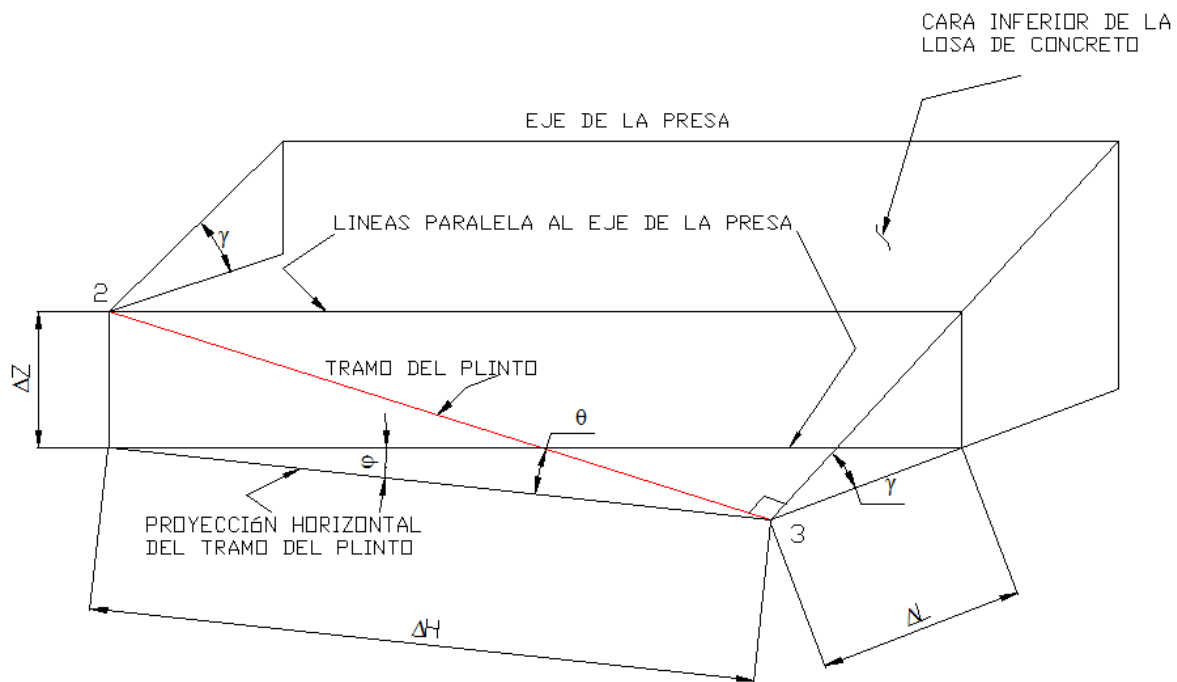


Figura 3

Donde:

ϕ ángulo horizontal formado entre el eje de la presa y la proyección horizontal del tramo del plinto.

γ ángulo formado por la pendiente de la losa de concreto por ejemplo 1,5:1

θ ángulo que se forma con el tramo del plinto y la proyección horizontal del mismo.

ΔZ es la diferencia de las elevaciones entre el punto 2 y 3

ΔH longitud de la proyección horizontal del tramo del plinto 2-3

ΔL longitud entre el punto 3 y la línea paralela al eje de la presa.

DISEÑO DE LA GEOMETRÍA DEL PLINTO

Para determinar la geometría del plinto es necesario definir el ángulo ϕ en función de los ángulos θ y γ .



De la figura 3 se obtienen las siguientes identidades trigonométricas:

$$\text{sen}(\varphi) = \frac{\Delta L}{\Delta H}$$

$$\tan(\theta) = \frac{\Delta Z}{\Delta H}$$

$$\tan(\gamma) = \frac{\Delta Z}{\Delta L}$$

La tangente, seno y el coseno del ángulo φ se pueden definir en función de θ y γ como a continuación se presenta.

$$\frac{\frac{\Delta Z}{\Delta H}}{\frac{\Delta Z}{\Delta L}} = \frac{\tan(\theta)}{\tan(\gamma)}$$

Resolviendo el cociente del lado izquierdo de la ecuación nos queda:

$$\frac{\Delta L}{\Delta H} = \frac{\tan(\theta)}{\tan(\gamma)}$$

Por lo tanto

$$\text{sen}(\varphi) = \frac{\tan(\theta)}{\tan(\gamma)}$$

$$\cos(\varphi) = \frac{\sqrt{\Delta H^2 - \Delta L^2}}{\Delta H}$$

$$\cos^2(\varphi) = \frac{\Delta H^2 - \Delta L^2}{\Delta H^2} = 1 - \frac{\Delta L^2}{\Delta H^2}$$

Y como

$$\frac{\Delta L}{\Delta H} = \frac{\tan(\theta)}{\tan(\gamma)}$$

Por lo tanto:

$$\cos^2(\varphi) = 1 - \frac{\tan^2(\theta)}{\tan^2(\gamma)}$$



Sacando la raíz cuadrada del coseno

$$\cos(\varphi) = \sqrt{1 - \frac{\tan^2(\theta)}{\tan^2(\gamma)}}$$

Por otro lado sabemos que:

$$\tan(\varphi) = \frac{\text{sen}(\varphi)}{\cos(\varphi)}$$

Sustituyendo los valores del $\text{sen}(\varphi)$ y $\cos(\varphi)$ obtenemos:

$$\tan(\varphi) = \frac{\frac{\tan(\theta)}{\tan(\gamma)}}{\sqrt{1 - \frac{\tan^2(\theta)}{\tan^2(\gamma)}}}$$

Elevando al cuadrado la ecuación de la $\tan(\varphi)$ y con apoyo del álgebra nos queda:

$$\tan(\varphi) = \frac{\tan(\theta)}{\sqrt{\tan^2(\gamma) - \tan^2(\theta)}}$$

En la figura 4 se muestra la cabeza del plinto deformada teniendo como pivote el eje del mismo.

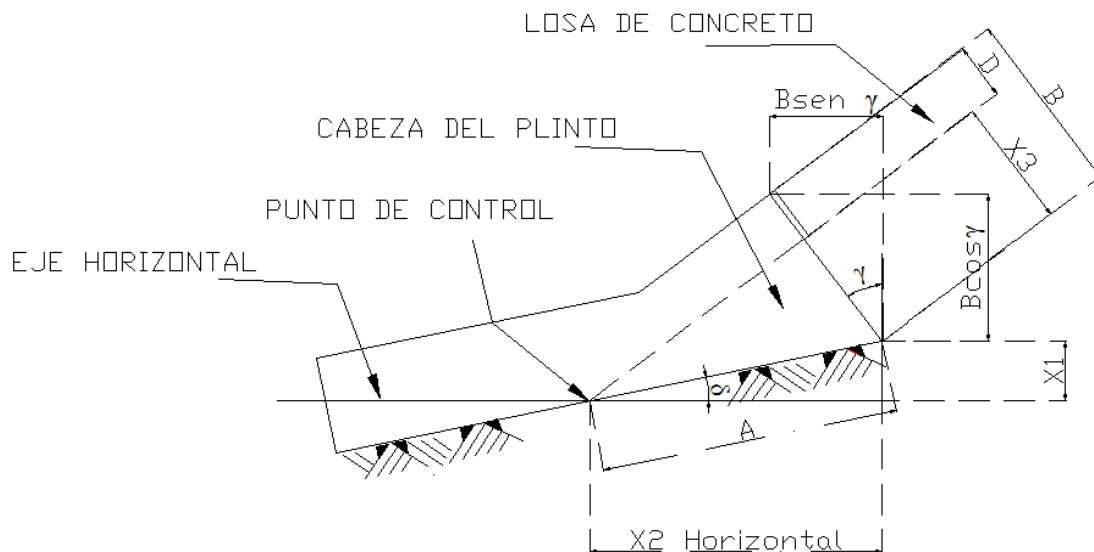


Figura 4



Las dimensiones de X_1 y X_2 se pueden observar en la figura 4 y se calculan de la siguiente manera:

$$X_1 = N \tan(\varphi) \tan(\theta)$$

$$X_2 = \frac{N}{\cos(\varphi)}$$

En términos de θ y γ la ecuación queda:

$$X_1 = \frac{N \tan^2(\theta)}{\sqrt{\tan^2(\gamma) - \tan^2(\theta)}}$$

$$X_2 = \frac{N \tan(\gamma)}{\sqrt{\tan^2(\gamma) - \tan^2(\theta)}}$$

En la figura 4 podemos observar que el valor de A es el valor deformado de N y utilizando el teorema de Pitágoras donde la A es la hipotenusa, X_1 el cateto opuesto y X_2 el cateto adyacente nos queda el valor de ésta como sigue:

$$A = \sqrt{X_1^2 + X_2^2}$$

Sustituyendo los valores de X_1 y X_2 nos queda:

$$A = \sqrt{\frac{(N \tan^2(\theta))^2 + (N \tan(\gamma))^2}{\tan^2(\gamma) - \tan^2(\theta)}}$$

Para poder definir el valor de B es necesario definir el valor de X_3 , que es:

$$B = D + X_3$$

Donde D como fue mencionado anteriormente es el valor del espesor de la losa de la cara de concreto y la longitud de X_3 se muestra en la figura 4 y su valor se calcula de la siguiente manera:

$$X_3 = A \sin(\gamma - \delta)$$

Donde el ángulo δ esta definido en la figura 4 y se calcula como:

$$\delta = a \tan\left(\frac{X_1}{X_2}\right)$$



Sustituyendo los valores de X_1 y X_2 en la ecuación de δ nos queda:

$$\delta = a \tan\left(\frac{\tan^2(\theta)}{\tan(\gamma)}\right)$$

Sustituyendo el valor de δ en la ecuación de X_3 obtenemos:

$$X_3 = A \operatorname{sen}\left(\gamma - a \tan\left(\frac{\tan^2(\theta)}{\tan(\gamma)}\right)\right)$$

Por lo tanto nos queda que el valor de B es:

$$B = D + A \operatorname{sen}\left(\gamma - a \tan\left(\frac{\tan^2(\theta)}{\tan(\gamma)}\right)\right)$$

Es necesario determinar el valor de la cabeza del plinto sin deformar (fig. 2) ya que son las características que al constructor se facilitarán.

El valor de N es constante en cualquier tramo del plinto, el valor de V y W se calculan con:

$$V = \frac{B \cos(\gamma)}{\cos(\theta)}$$
$$W = \cos(\gamma) \sqrt{\tan^2(\gamma) - \tan^2(\theta)}$$

La parte deformada del plinto no es necesario dibujarla ya que solo nos es útil para poder comprobar que la losa de concreto sigue bajando con la pendiente dada por el terraplén.



VI. ASPECTOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

VI.1. DE DISEÑO

VI.1.1. DEFINICIÓN DEL ANCHO

El ancho del plinto, como se vio en capítulos anteriores, debe satisfacer, en función de la calidad de la roca y de la carga hidráulica, que el gradiente hidráulico sea el mínimo, para esto se utiliza el criterio de Pedro L. Marques y B. P. Machado, el cual contempla el ancho total, sin embargo éste no indica el criterio para el ancho del plinto estructural y para lo cual se considera las recomendaciones del Consultor J. Barry Cooke, en donde señala, “es práctica actual usar ancho estandarizado de plinto (plinto denominado estructural) para toda la presa y extendido hacia aguas abajo con concreto simple de 20 a 30 cm de espesor sobre el terreno” La extensión a la que se hace mención está en función de la calidad de la roca. En la tabla 1 se presenta el criterio para determinar el ancho de plinto.

A	B	C	D	E	F	G	H
I	No degradable	1/18	> 70	I - II	1 - 2	< 1	1
II	Degradable	1/12	50 - 70	II - III	2 - 3	1 - 2	2
III	Medianamente degradable	1/6	30 - 50	III - IV	3 - 4	2 - 4	3
IV	Muy degradable	1/3	0 - 30	IV - V	4 - 5	> 4	4

Tabla 1

Donde:

A = tipo de la cimentación.

B = clasificación del terreno de cimentación.

C = relación mínima entre el ancho del plinto y la columna de agua.

D = %RQD (Rock Quality Designation).

E = grado de intemperización:

I.- Roca sana.

IV.- Roca mala.

F = grado de consistencia.

1.- Roca muy dura.

6.- Roca delesnable.

G = Macro – discontinuidad intemperizada con 10 m de altura.

H = Clasificación de la excavación.

1.- Requiere de voladura para excavarse.

2.- Requiere el uso de voladura y heavy ripper.

3.- Se puede excavar con ligero ripper.

4.- Puede ser cavado con una cuchilla de tractor pesado.

El ancho del plinto se determina con la siguiente expresión:

$$Ancho_{plinto} = C \times H$$

H, carga hidráulica,

VI.1.2. ACERO DE REFUERZO.

La forma de calcular el acero de refuerzo es considerando la losa del plinto como una viga apoyada y sus apoyos serían las anclas, y la presión de inyección una carga uniforme, se calculan los elementos mecánicos para determinar el acero de refuerzo mínimo que requiere y este se compara contra el acero requerido por temperatura.

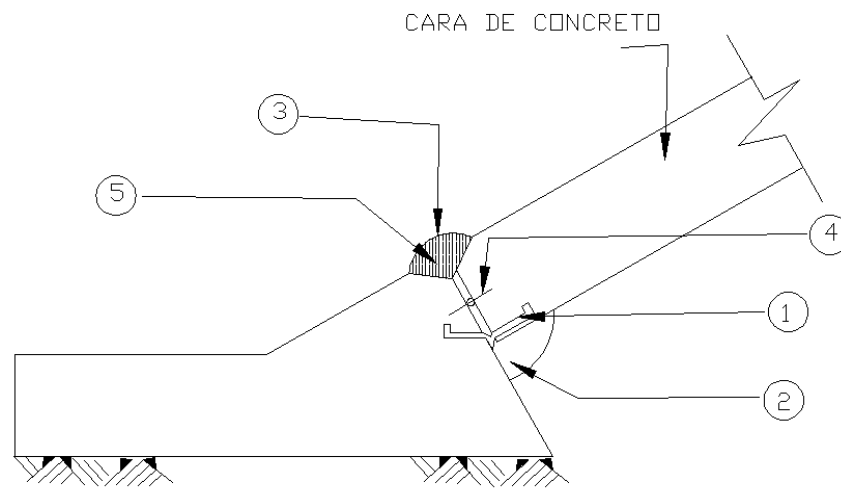
VI.1.3. CONEXIÓN CON LA CARA DE LA LOSA DE CONCRETO.

Para realizar la conexión del plinto con la cara de la losa de concreto se utilizan la junta perimetral, esta junta debe de garantizar:

- a) La estanqueidad ante cualquier desplazamiento esperado entre la cara de concreto y el plinto.
- b) La articulación entre la losa de la cara de concreto y el plinto. Ya que se esperan desplazamientos en el momento del llenado del vaso.

Es por esto que es muy importante que en la construcción de la junta perimetral exista un buen control de calidad.

A lo largo del desarrollo de las PECC se han tenido barreras diferentes contra el flujo entre las cuales destacan un sello de cobre en la base de la losa, una banda de PVC al centro de la cara de concreto, mastique cubierto por una membrana plástica sobre la junta, arena asfáltica por debajo de la losa de concreto, como se muestra en la figura 1. Este tipo de junta es el que más utilizaron en el mundo.



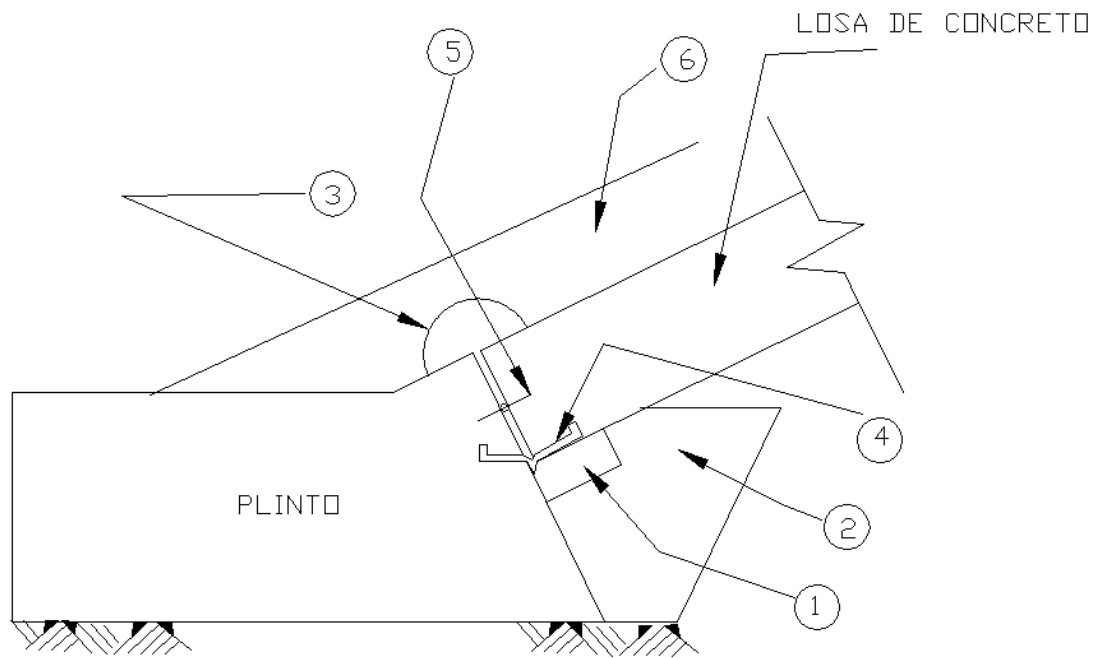
1.- Sello de Cobre.
2.- Arena Asfáltica.

3.- Banda Plástica.
4.- Sello de PVC.

5.- Mastique.

Figura 1

Debido a que se presentaron algunos problemas de filtración en algunos proyectos, se tuvieron diferentes controversias sobre la utilización de alguna de las líneas de defensa que conforman la junta perimetral, por lo que para la construcción de la presa de Aguamilpa, Nayarit, la Comisión Federal de Electricidad llevó a cabo pruebas para evaluar el comportamiento de las bandas de PVC y de cobre por un lado, y la eficiencia de la junta perimetral protegida sólo con material granular fino por el otro. Los resultados de estos ensayos indicaron que tanto el sello de cobre como el de PVC garantizaban el buen funcionamiento de la junta perimetral y que en lugar de poner el mastique, el cual en otros proyectos se observaba que al no estar en contacto íntimo con la cara de concreto ni con el plinto se secaba y que se mezclaba con el agua y el polvo, llevo a CFE a utilizar depósitos a lo largo de la junta perimetral y de las juntas de tensión con ceniza volante, la cual en las pruebas realizadas demostró que reducía drásticamente el flujo de agua a través de la junta perimetral (ver figura 2).



- 1.- Cama de arena asfáltica. 3.- Ceniza volante. 5.- Sello de PVC.
2.- Filtros finos. 4.- Sello de cobre. 6.- Arena fina limosa.

Figura 2

En CFE de acuerdo a la experiencia que se obtuvo con la construcción de la presa de Aguamilpa, se llevaron a cabo un cambio en la protección de la junta perimetral para el P. H. El Cajón, Nayarit, el cual consistió en colocar doble depósito para que la geomembrana (geotextil colocado entre los dos canalones superpuestos que conforman el depósito de ceniza) no perdiera su forma, en la figura 3 se muestra el esquema de la junta perimetral en la que podemos observar que ahora la ceniza volante esta cubierta de un contenedor el cual esta formado por dos lámina galvanizadas y en medio de estas un geotextil, además se colocan dos sellos de cobre, uno se coloca en la parte superior de incidencia de la cara del plinto con la cara de la losa y el segundo en la parte inferior de dicha incidencia, se omite el

sello de PVC que se colocaba en medio de la losa, se coloca un trozo de madera entre la cara del plinto y la losa para evitar el contacto directo entre el plinto y la cara de la losa de concreto, cabe mencionar que en este punto también se debe de colocar pintura asfáltica, en la parte inferior además del sello de cobre se coloca una cama de arena asfáltica un bulbo de neopreno, una banda lisa de PVC entre la cama de arena asfáltica y la cara de concreto.

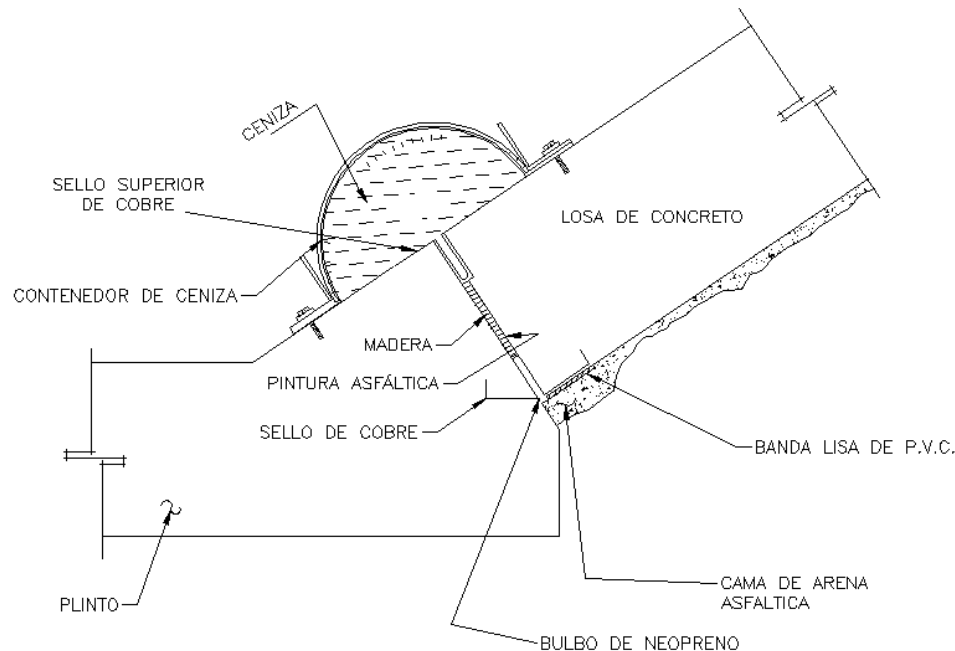


Figura 3

VI.2. DE CONSTRUCCIÓN

VI.2.1 EXCAVACIÓN PARA DESPLANTE

La excavación en el desplante del plinto esta en función de las características geométricas del mismo y de la calidad de la roca sobre la cual se va a desplantar. Para esto último el criterio de Pedro L. Marques y B. P. Machado para determinar el ancho del plinto maneja el tipo de maquinaria y o el tipo de excavación que se puede utilizar en unción del RQD.

VI.2.2 TRATAMIENTO DE LA SUPERFICIE

El tratamiento de la superficie del terreno para el desplante del plinto está en función de las características de la zona de cimentación del mismo. Es necesario retirar el material alterado utilizando herramientas manuales o mecánicas, chiflonear agua y aire a presión para desalojar el material de relleno. En caso de presentarse discontinuidades en la roca, estas se rellenan con mortero hidráulico o concreto dental, se puede dar un tratamiento de

concreto lanzado a los taludes de la excavación para evitar pequeños caídos a la zona de trabajo.

VI.2.3 ANCLAJE

La función del anclaje es, evitar que la presión de inyección levante la losa del plinto.

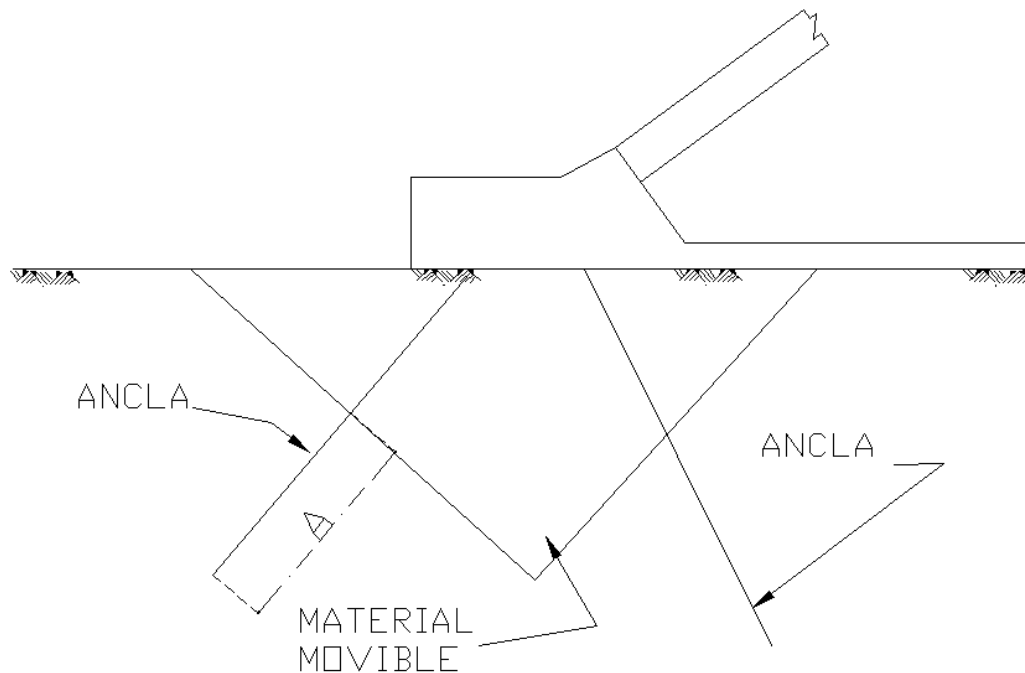


Figura 4

Para el tratamiento de la roca donde se desplanta el plinto, se utilizan anclas de fricción, la profundidad de anclaje está en función del volumen movable. La longitud de desarrollo “A” figura 4 debe de ser mayor a la longitud que define al del bloque movable.

VI.2.4 INYECCIONES BAJO EL PLINTO

La finalidad de realizar inyecciones en la zona del plinto es la conformar una pantalla de impermeabilización por debajo del plinto, así como un tapete de consolidación para el mejoramiento de las condiciones de la roca. Estas inyecciones deben de cruzar el mayor número de fracturas. La pantalla de impermeabilización o pantalla profunda es parte del plano de estanqueidad que además estará conformado por las inyecciones que se efectúan desde las galerías que se ubican en ambas márgenes.



VII PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA PAROTA, GRO.

Para este trabajo escrito se tomará como ejemplo la obtención de la geometría del plinto del P. H. La Parota, Guerrero, para lo cual a continuación se presenta de forma resumida la descripción de este proyecto.

VII.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SITIO Y DEL PROYECTO

VII.1.1 LOCALIZACIÓN

El sitio del proyecto se localiza en el estado de Guerrero, aprovechando las aguas del cauce principal del río Papagayo 39 km antes de su descarga al océano Pacífico, longitud obtenida a lo largo del desarrollo del río 27,5 km medidos en línea recta. Las coordenadas geográficas aproximadas de la boquilla donde se proponen las obras son 16°56'03" LN, 99°37'32" LW (LN latitud Norte, LW longitud Oeste). Con relación al puerto de Acapulco, la desembocadura del río Papagayo se encuentra a unos 34 km al Sureste y la boquilla a 28 hacia el Noreste.

VII.1.2 HIDROCLIMATOLOGÍA

De acuerdo a los datos que se tienen en la Comisión Federal de Electricidad:

- Temperatura media mensual máxima de 28,7 °C en el mes de mayo y mínima de 25,3 °C en el mes de enero.
- Evaporación media mensual máxima de 201,9 mm en abril y mínima de 105,3 mm en noviembre.
- Precipitación media mensual máxima de 264,5 mm en septiembre y mínima de 2,1 mm. en marzo.
- Esguerrimiento medio mensual máximo de 1 220,7 millones de m³ en el mes de septiembre y mínimo de 55,90 millones de m³ en abril.

En la zona de las obras, la temporada de lluvias se presenta muy marcada entre los meses de julio a octubre y el estiaje entre los meses de noviembre a junio. Durante la temporada de lluvias escurre el 75% del volumen de agua anualmente registrado y durante el estiaje el 25%.

VII.1.3 GEOLOGÍA

Los primeros estudios geológicos realizados en la zona consistieron en reconocimientos superficiales, barrenos de exploración con recuperación de núcleos, zanjas y socavones, completados con métodos geofísicos de refracción sísmica y resistividad eléctrica, en las zonas de la boquilla, vertedor y diques de contención. Con esto se determinaron las unidades litológicas que afloran en el sitio y que corresponden a gneises de biotita (Gn-b) y gneises cuarzo-feldespáticos (Gcf); estas unidades están intrusionadas por rocas granítico-



granodioríticas, así como por diques cuarzo-feldespáticos y de anfibolita. Estas rocas están cubiertas por depósitos no consolidados de suelos residuales de talud y aluviones.

En los estudios geológicos realizados en la zona de la boquilla sólo se detectó una falla grande, ubicada en margen izquierda.

VII.1.4 SISMICIDAD

Se realizaron estudios de sísmica de refracción en la zona, los cuales indicaron que la velocidad de la onda sísmica en el macizo rocoso sano es de 3 a 5 km/s, mientras que en roca descomprimida oscila entre 0,38 y 1,9 km/s. estos estudios permitieron definir que la roca fracturada en algunas zonas cercanas a la boquilla, tendría un espesor promedio entre 9 y 25 m; en la zona del desplante de la cortina los aluviones tienen un espesor entre 7 y 11 m, en el área del vertedor se definieron espesores de roca alterada de 6 a 28 m, en la zona de los diques de contención se determinó un espesor promedio de 3 m de suelo residual, aunque en algunos casos alcanza hasta 10 m. en la zona de las ataguías el espesor de aluviones alcanza hasta 7 m.

El proyecto está localizado en una zona de alta sismicidad debido a la cercanía de la zona de subducción de la trinchera de Acapulco.

Los sismos más desfavorables son: un sismo de subducción con $M = 8,2$ a 35 km y uno de fallamiento normal con $M = 7,5$ a 27 km de profundidad.

VII.2 OBRAS CIVILES

VII.2.1 OBRA DE DESVÍO

La obra de desvío consiste en 3 túneles de sección portal, localizados en la margen derecha del río, excavados en roca, revestidos de concreto hidráulico en la plantilla y con concreto lanzado tanto en muros como en bóveda; diseñados para transitar una avenida con un gasto de entrada de 13 193 m³/s.

La obra de desvío se complementa con dos ataguías y una preataguía, la ataguía de aguas arriba estará integrada a la cortina y la de aguas abajo tendrá un núcleo impermeable ligado a una pantalla impermeable construida a través del aluvión hasta la roca sana del fondo del cauce del río, para evitar que las filtraciones afecten la zona de construcción de la cortina. La preataguía se ubica aguas arriba, tendrá un núcleo impermeable de material arcilloso y podrá prolongarse éste mediante una pantalla impermeable plástica o mediante trinchera de material arcilloso para interceptar los aluviones.

OBRA DE DESVÍO

Tipo	Túnel	
Número de túneles	3	
Longitudes (túnel 1/túnel 2/túnel 3)	526/571/598	m
Dimensiones (ancho x alto) (túnel 1/ túnel 2/ túnel 3)	10x10/15x15/15x15	m



Gasto máximo de avenida de diseño	13 193	m ³ /s
Volumen de la avenida	3 376	Mm ³
Periodo de retorno (Tr) para el diseño	171	Años
Gasto máximo de diseño	9 247	m ³ /s
Velocidad máxima de descarga	18,3	m/s
Elevación máxima de descarga aguas arriba / aguas abajo	86,98 / 41,99	msnm
Elevación del piso en la entrada (túnel 1/ túnel 2/ túnel 3)	25,5 / 27,0 / 30,0	msnm

VII.2.2 OBRA DE CONTENCIÓN

Presa de enrocamiento con cara de concreto con una altura total al desplante de 169,00 m, incluyendo un parapeto de 2,50 m de altura, los taludes aguas arriba y aguas abajo son de 1,5:1, integrando en el cuerpo de la cortina la ataguía de aguas arriba.

VII.2.3 OBRA DE GENERACIÓN

La obra de generación es un conjunto de obras las cuales son: Obra de toma y Conducción, Casa de Máquinas y Galería de Oscilación.

La obra de toma y conducción se localizan en la margen derecha del río, la obra de toma es de concreto reforzado y se aloja en un canal a cielo abierto; consta de tres bocatomas de concreto reforzado y rejillas fijas metálicas, con un gasto por unidad de 249,50 m³/s teniendo un total de 748,50 m³/s .

Aguas abajo de la obra de toma se encuentran los conductos a presión, que consisten en tres túneles circulares excavados en roca, revestidos con camisa metálica que forman los túneles a presión de 7,00 m de diámetro interior con una longitud cada uno de 180,76 m y una velocidad de 6,48 m/s

La casa de máquinas es subterránea y alojará tres unidades tipo Francis de eje vertical con 300 MW de potencia cada una, y factor de planta de 0,1741, con esto se obtendrá una generación media anual total de 1372,25 MW.

La obra de generación se complementa con la galería de oscilación excavada en roca y revestida de concreto reforzado en paredes y con concreto lanzado en bóveda tienen comunicación con la casa de máquinas por medio de túneles de aspiración.

Después de la galería de oscilación el agua turbinada se conduce al cauce del río por el túnel de desfogue revestido de concreto reforzado en plantilla y muros y concreto lanzado en bóveda, con sección portal de arco rebajado con dimensiones de 16,00 x 20,30 m, y una longitud de desarrollo de 289,60 m. el túnel desemboca en un canal de sección trapecial con un ancho variable de 19,00 a 60,00 m y una longitud de 56,00.



VII.2.4 OBRA DE EXCEDENCIAS

Se localiza en la margen derecha de la boquilla y es del tipo de canal a cielo abierto, controlado por compuertas. Consta de un canal de acceso curvo en su parte media con ancho total de 105,40 m, con una longitud de 638,00 m, la estructura de control es un cimacio del tipo Creager con altura de 4,40 m, seis vanos de 14,40 m y longitud total de cresta de 86,40 m, pilas de 3,80 m de espesor que soportan el puente de maniobras, para controlar la descarga se contara con seis compuertas radiales de 14,40 x 22,39 m. el canal de descarga lo constituyen dos canales de 50,80 m cada una, separados por un muro intermedio que a su vez aloja la galería de drenaje, su liga con la estructura de control es mediante una curva circular, su longitud aproximada es de 237,00 m. La estructura terminal es una cubeta deflectora con ángulo de salida de 15 grados. Adicionalmente incluye un tanque para minimizar los efectos de barras en el cauce.

La obra de excedencias esta diseñada para una avenida máxima de 22 992,7 m³/s. la descarga máxima es de 18 155 m³/s. la velocidad máxima de la descarga es del orden de 30,00 m/s.

VII.3 DISEÑO DEL PLINTO DE LA CORTINA DEL P.H. LA PAROTA, GRO.

Como lo mencione en capítulos anteriores para determinar la geometría del plinto, es necesario partir de las coordenadas de cada uno de los puntos del plinto donde se presenta un cambio de dirección, para este proyecto dichas coordenadas fueron las siguientes:

PUNTOS	COORDENADAS		
	X (m)	Y (m)	ELEVACIÓN (m)
1	433741.84	1872832.07	180.5
2	433738.41	1872833.89	177.91
3	433678.52	1872759.69	165.8
4	433583.9	1872681.41	134.5
5	433487.65	1872595.99	104.5
6	433400.16	1872542.94	69.5
7	433347.3	1872491.24	54.5
8	433220.91	1872377.65	15.5
9	433172.62	1872286.61	15.5
10	433286.65	1872095.51	142.3
11	433331.14	1872057.15	180.5

Tabla 1

Para determinar la geometría del plinto, como se menciona en el capítulo V es necesario determinar las longitudes de V y W, que nos permiten determinar las características geométricas de la cabeza del plinto, así como las dimensiones de L y T que nos permiten determinar la geometría del plinto estructural y determinar el valor de D que es el ancho de la losa de la cara de concreto. Figura 1

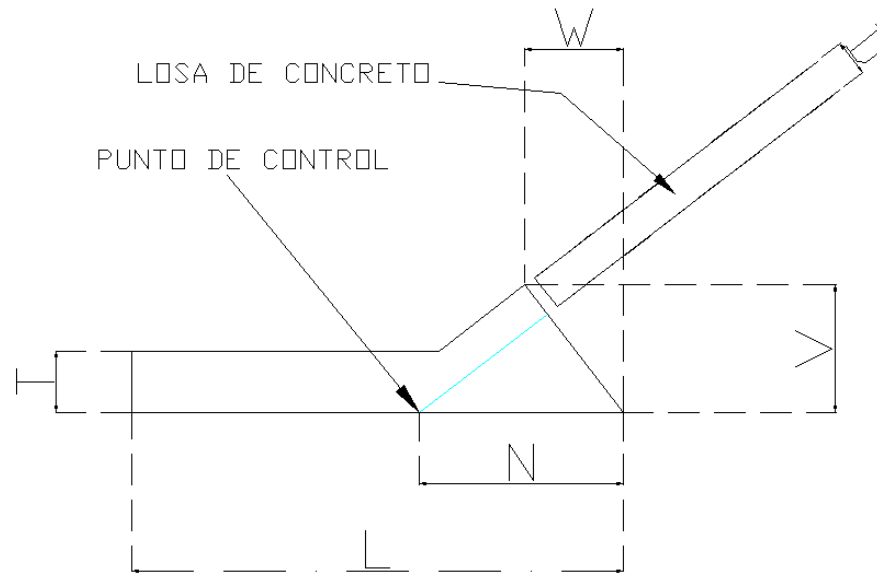


Figura 1

Como se menciona en el capítulo V los valores de V y W están en función de ángulos θ , γ y del valor de "B" como se muestra en las expresiones:

$$A = \sqrt{\frac{(N \cdot \tan^2(\theta))^2 + (N \cdot \tan(\gamma))^2}{\tan^2(\gamma) - \tan^2(\theta)}} \quad (1)$$

$$B = D + A \cdot \sin\left(\gamma - a \tan\left(\frac{\tan^2(\theta)}{\tan(\gamma)}\right)\right) \quad (2)$$

$$V = B \cdot \frac{\cos(\gamma)}{\cos(\theta)} \quad (3)$$

$$W = B \cdot \cos(\gamma) \cdot \sqrt{\tan^2(\gamma) - \tan^2(\theta)} \quad (4)$$

θ como se menciona en el capítulo V es el ángulo formado por el tramo del plinto y su proyección horizontal, para determinar el valor de θ calculamos la distancia entre dos puntos, teniendo con esto la distancia horizontal del tramo del plinto. Es importante señalar que el valor de "A" es la longitud de "N" deformada.

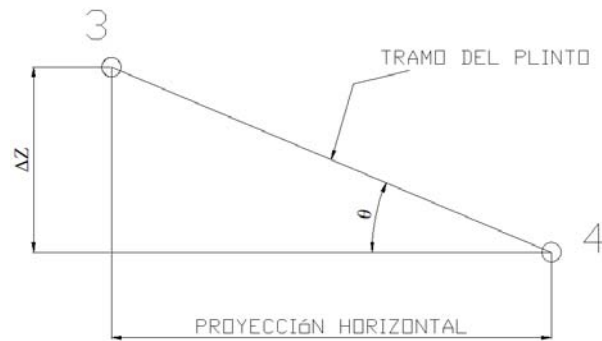


Figura 2

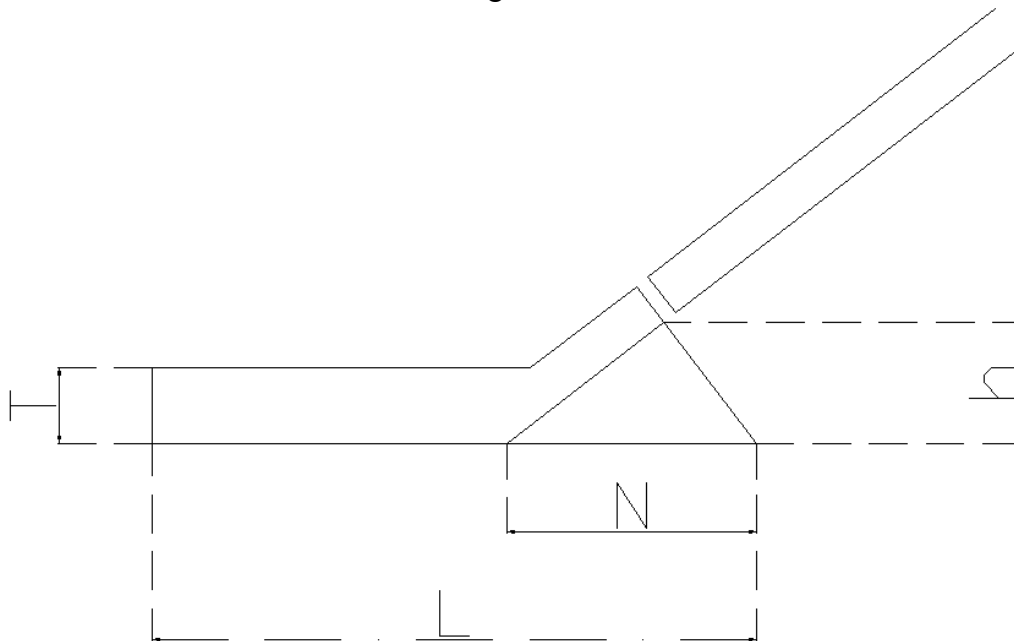


Figura 3

Determinando el valor de “N”

El valor de “N” se determina cuando el eje del plinto es paralelo al eje de la presa, por lo que el valor del ángulo $\theta = 0$, y en la parte más baja de la boquilla para garantizar que se tiene la carga hidráulica mayor, esta es una metodología que se puede seguir para el cálculo del valor de “N”. En la figura 3 se muestra h que es la distancia desde la base del plinto hasta el punto donde toca la cara inferior de losa de concreto, en CFE se utiliza un valor de $h = 0,80$ en donde es el mínimo para el acomodo del material.

1.- Se determina el valor de “D” en función de la carga hidráulica, esto es:

Si $H < 100$ m se utilizará la siguiente ecuación:

$$D = 0,3 + 0,002H$$

Si $H > 100$ m se utiliza la siguiente ecuación

$$D = 0,5 + 0,004(H - 100)$$



Para determinar el valor de H podemos utilizar la siguiente expresión:

$$H = H_{NAME} - EL.$$

En donde

H_{NAME} = A la carga hidráulica al nivel de aguas máxima extraordinarias, en m.

EL = la elevación del punto más bajo del proyecto, en m

Para este ejemplo:

$$H_{NAME} = 180,5 \text{ m}$$

$$EL = 15,5 \text{ m}$$

Por lo que:

$$H = 160,00\text{m}$$

Sustituyendo el valor de H en la ecuación para $H > 100$, se tiene que:

$$D = 0,76 \text{ m}$$

2.- Utilizando la expresión (2) para el cálculo de “B” y sabiendo que $\theta = 0$, tenemos:

$$B = D + A \cdot \sin(\gamma) \quad (5)$$

Como el tramo del plinto es paralelo al eje de la presa $N = A$, ya que en este tramo no tenemos el plinto deformado. Sustituyendo el valor de “N” en la ecuación (5) y despejándolo tenemos:

$$N = \frac{B - D}{\text{SEN}\gamma} \quad (6)$$

3.- Se requiere calcular el valor de “B” para esto nos apoyaremos de la figura 4.

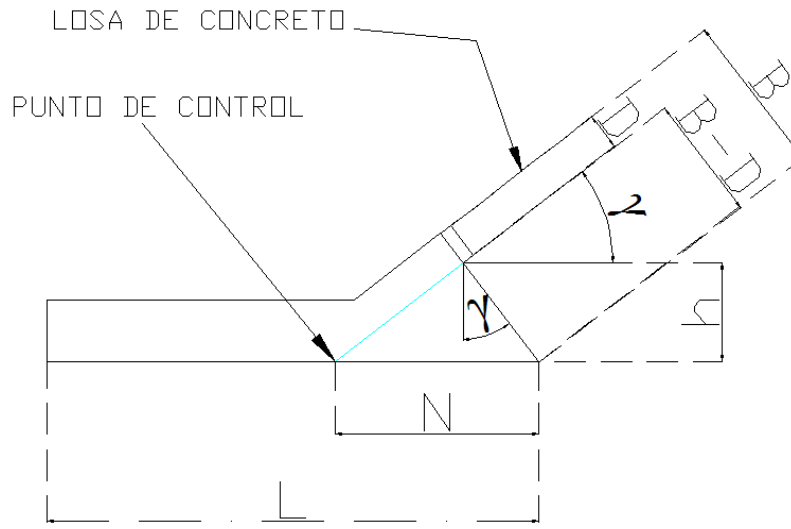


Figura 4

De esta figura se forma el triángulo rectángulo (figura 5) donde: “h” es el cateto adyacente del ángulo γ y la hipotenusa “B - D”

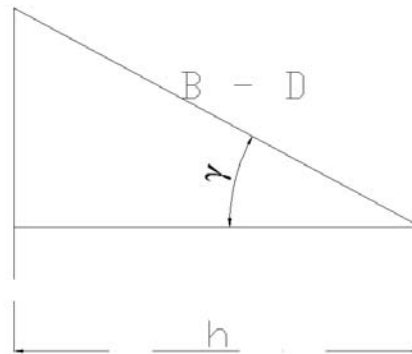


Figura 5

Utilizando la identidad trigonométrica:

$$\cos(\gamma) = \frac{h}{B - D}$$

Despejando el valor de B - D y sustituyendo el valor de $\gamma = 33,60$ y $h = 0,80$ m se tiene:

$$\begin{aligned} B - D &= 0,96 \text{ m} \\ \text{Y como } D &= 0,76 \text{ m} \\ B &= 1,72 \text{ m} \end{aligned}$$



Sustituyendo el valor de B – D en la ecuación (6) para determinar el valor de “N” se tiene:

$$N = 1,7333 \text{ m}$$

Una vez determinado el valor de “N” el cual debemos recordar que es constante para cualquier tramo del plinto, el siguiente paso es determinar las longitudes de V y W de la figura 1.

Utilizando las ecuaciones (3) y (4) y sustituyendo lo valores de N=1,7333 m, B=1,72 m, $\gamma=33,60^\circ$ y $\theta = 0$; se tiene:

$$V = 1,4324 \text{ m}$$

$$W = 0,9549 \text{ m}$$

El ancho del plinto estructural (plinto externo) se considera constante para cualquier tramo, para este ejemplo se utiliza de 4,50 m, el espesor se determina de forma empírica y se considera para la parte más baja de 1 m En la figura 7 se presenta la geometría del plinto en la zona más baja de la boquilla.

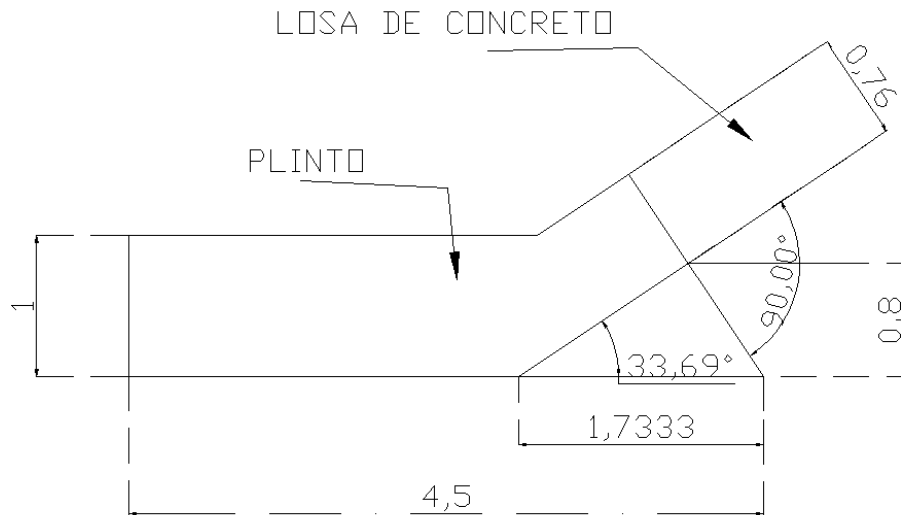


Figura 6

Una vez obtenido el valor de “N” que es constante en cualquier tramo del plinto, se procede a calcular la geometría del plinto para cada uno de los tramos.

Calculando el valor de θ para un tramo del plinto del P. H. La Parota:

Distancia entre dos puntos:

$$d = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}$$

Para el ejemplo que estamos tomando las coordenadas de un tramo serían:



PUNTOS	x (m)	y (m)	ELEVACIÓN
4	433583.9	1872681.41	134.5
5	433487.65	1872595.99	104.5

$$d = 128.63 \text{ m}$$

Es importante mencionar que “d” es la distancia de la proyección horizontal del tramo del plinto.

$$\begin{aligned} \Delta Z &= 134.5 - 104.5 \\ \Delta Z &= 30 \text{ m} \end{aligned}$$

De la figura 2 que es el triángulo rectángulo que se forma entre el tramo del plinto y su proyección horizontal, se determina el valor de la tangente de θ .

$$\begin{aligned} \tan(\theta) &= \frac{\Delta Z}{d} \\ \theta &= \text{ang tan}\left(\frac{\Delta Z}{d}\right) \end{aligned}$$

Para el ejemplo se tiene:

$$\theta = 13,12^\circ$$

Como mencione en capítulos anteriores el ángulo γ es el que se forma con la pendiente del terraplén, que para el caso del P. H. La Parota es 1,5:1 y es constante para cada proyecto.

$$\gamma = 33,69^\circ$$

Otro valor que permanece constante para este proyecto es $N = 1,7333 \text{ m}$
Teniendo como datos para el tramo 4 – 5 los siguientes:

$$\begin{aligned} \gamma &= 33,60^\circ \\ \theta &= 13,12^\circ \\ N &= 1,7333 \text{ m} \end{aligned}$$

De la ecuación:

$$A = \sqrt{\frac{(N \cdot \tan^2(\theta))^2 + (N \cdot \tan(\gamma))^2}{\tan^2(\gamma) - \tan^2(\theta)}}$$

Sustituyendo cada uno de los valores se tiene:

$$A = 1,8559 \text{ m}$$



De la ecuación:

$$B = D + A \cdot \sin(\gamma - \alpha \tan\left(\frac{\tan^2(\theta)}{\tan(\gamma)}\right))$$

Donde D se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Como } H = 180,50 - 104,5$$

$$H = 76 \text{ m}$$

$H < 100$ por lo que se utiliza la expresión siguiente:

$$D = 0,3 + 0,002H$$

$$D = 0,452 \text{ m}$$

Sustituyendo los valores de A, D, θ y γ

$$B = 1,3526 \text{ m}$$

De la ecuación:

$$V = B \cdot \frac{\cos(\gamma)}{\cos(\theta)}$$

Y sustituyendo:

$$V = 1,1556 \text{ m}$$

De la ecuación:

$$W = B \cdot \cos(\gamma) \cdot \sqrt{\tan^2(\gamma) - \tan^2(\theta)}$$

Y sustituyendo:

$$W = 0,7029 \text{ m}$$

Una vez con los valores de N, V y W se realiza el dibujo en Autocad y el ancho del plinto estructural que es de 4,5 m. figura 7.

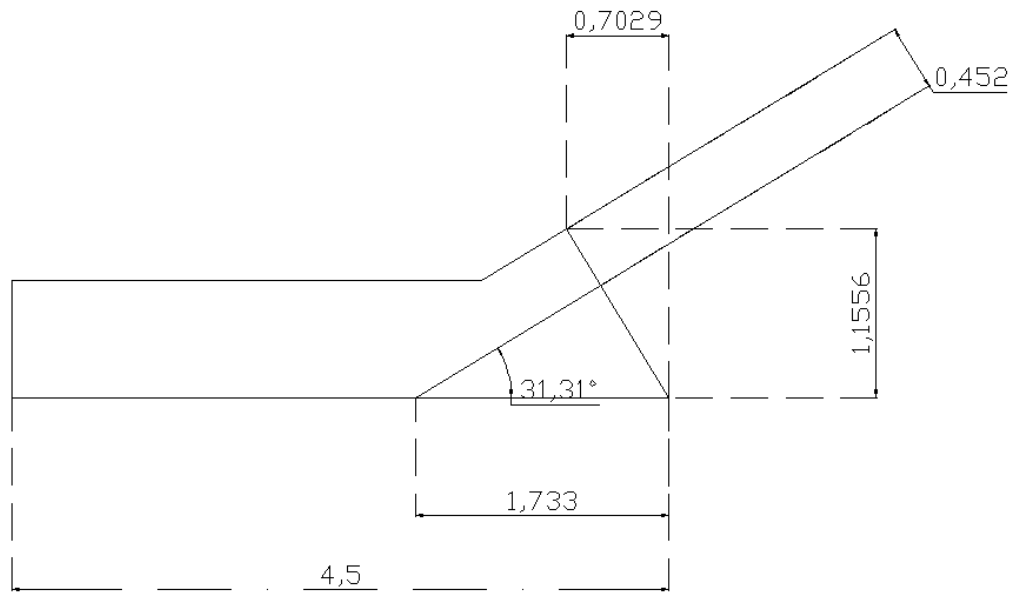


Figura 7

En las tablas siguientes se muestra los valores obtenidos con la hoja de cálculo de Excel de A, V y W para cada uno de los tramos del plinto

TRAMOS	d m	h m	ÁNGULOS EN GRADOS			H m	D m
			γ	θ	ϕ		
1 a 2	3.88	2.59	33.69	33.69	89.87	2.59	0.30518
2 a 3	95.35	12.11	33.69	7.24	10.98	14.7	0.3294
3 a 4	122.80	31.3	33.69	14.30	22.48	46	0.392
4 a 5	128.69	30	33.69	13.12	20.47	76	0.452
5 a 6	102.32	35	33.69	18.88	30.87	111	0.544
6 a 7	73.94	15	33.69	11.47	17.72	126	0.604
7 a 8	169.93	39	33.69	12.93	20.14	165	0.76
8 a 9	103.05	0	33.69	0.00	0.00	165	0.76
9 a 10	222.54	126.8	33.69	29.67	58.73	38.2	0.3764
10 a 11	58.74	38.2	33.69	33.04	77.27	0	0.3



DATOS DE LA CABEZA DEL PLINTO				
N (m)	A (m)	B (m)	V (m)	W (m)
1.7333	921.6448	0.3074	0.3074	0.0004
1.7333	1.7658	1.2731	1.0678	0.6933
1.7333	1.8844	1.2803	1.0993	0.6562
1.7333	1.8559	1.3526	1.1556	0.7029
1.7333	2.0499	1.3691	1.2040	0.6518
1.7333	1.8227	1.5197	1.2902	0.8030
1.7333	1.8516	1.6625	1.4193	0.8658
1.7333	1.7330	1.7213	1.4322	0.9548
1.7333	3.7131	0.8754	0.8384	0.2521
1.7333	9.3133	0.5118	0.5080	0.0626

En la figura 8 se muestra el trazo del plinto.

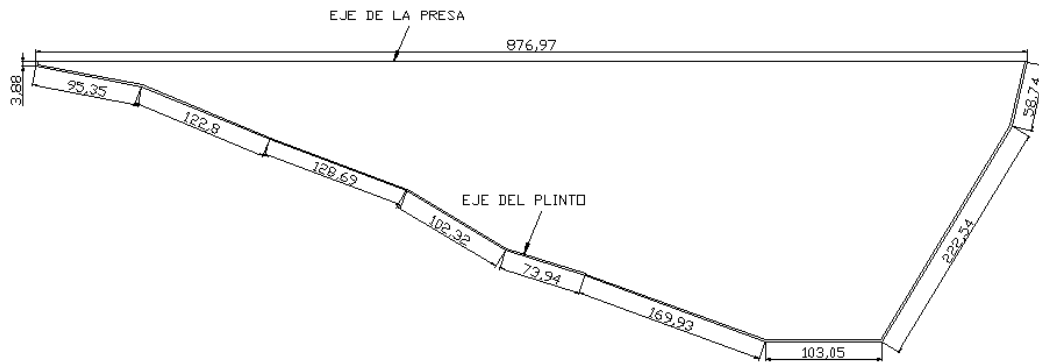


Figura 8



ANCHO DEL PLINTO

Para determinar el ancho del plinto utilice el criterio de Pedro L. Marques, B.P. Machado. El cual lo describí en el capítulo VI.

TRAMOS DEL PLINTO	ELEVACIÓN m.s.n.m.	CARGA HIDRÁULICA m	PARÁMETROS POR LA CALIDAD DE LA ROCA				
			A Tipo y Clase	C REQUERIDO	E	F	G
1 a 2	177.91	2.59	II	1/12	II	2 - 3	1 - 2
2 a 3	165.80	14.70	II	1/12	II	2 - 3	1 - 2
3 a 4	134.50	46.00	II	1/12	II	2 - 3	1 - 2
4 a 5	104.50	76.00	I - II	1/18	II	2 - 3	1 - 2
5 a 6	69.50	111.00	I - II	1/18	II	2 - 3	1 - 2
6 a 7	54.50	126.00	I - II	1/18	II	2 - 3	1 - 2
7 a 8	15.50	165.00	I - II	1/18	II	2 - 3	1 - 2
8 a 9	15.50	165.00	I - II	1/18	II	2 - 3	1 - 2
9 a 10	15.50	165.00	I - II	1/18	II	2 - 3	1 - 2
10 a 11	142.30	38.20	I - II	1/18	II	2 - 3	1 - 2

H	ANCHO TOTAL (m)	ANCHO AJUSTADO (m)	ANCHO DE PLINTO (m)	
			PLINTO EXTERNO	LOSA INTERNA
2	0.22	4.50	4.5	0.0
2	1.23	4.50	4.5	0.0
2	3.83	4.50	4.5	0.0
2	4.22	4.50	4.5	0.0
2	6.17	7.00	4.5	2.5
2	7.00	8.00	4.5	3.5
2	9.17	10.00	4.5	5.5
2	9.17	10.00	4.5	5.5
2	9.17	10.00	4.5	5.5
2	2.12	4.50	4.5	0.0



VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VIII.1 CONCLUSIONES

La hoja de cálculo en Excel que realicé para determinar la geometría del plinto, con sólo ingresar las coordenadas de los cambios de dirección de los tramos del plinto determinó los valores para obtener la geometría.

El hecho de considerar el punto de control en el desplante del plinto, facilitó la obtención de la geometría, así como facilitará su localización en campo y su construcción.

El objetivo de que la hoja de cálculo fuera accesible a cualquier ingeniero sin importar su experiencia, y con conocimientos básicos de geometría analítica se cumple.

Existen unas diferencias en los resultados obtenidos con el método para determinar la geometría del plinto descrito en este trabajo y el que se ha venido realizando en CFE y se deben a que en el método utilizado en este trabajo, la distancia desde el punto de control y donde termina el plinto estructural hacia aguas abajo es constante, estas diferencias son en la longitud de la cara del plinto y la distancia vertical desde la unión de la losa de concreto con la cara del plinto hasta el lecho del mismo.

VIII.2 RECOMENDACIONES

Debido a que en nuestro país no se han explotado al máximo sus recursos naturales renovables para la generación de energía eléctrica y que probablemente la solución para algunos proyectos sean el utilizar las presas de enrocamiento con cara de concreto, es muy importante que con base a los conocimientos que de forma empírica se han obtenido en relación a este tipo de presas se desarrollen mayor número de estudios en relación con cada una de las estructuras que forman una presa de enrocamiento con cara de concreto.



BIBLIOGRAFÍA

- Geometrical design of the plinth for CFRDs, internacional journal on hydropower and dams, vol. 6, número 6, 1999, pp. 74 – 78
- Proceedings of the Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, Florianópolis, Brazil, Octubre 1999.
- Design of Aguamilpa Dam by Luis E. Montañez, Jorge E. Hancelas, Jorge Castro Abonce.
- Proyecto hidroeléctrico Aguamilpa, Mesa Redonda, Homenaje al Prof. Raul J. Marsal.
- Boletim Técnico no. 1, Setembro 1985, Critérios de Projeto e Métodos Construtivos, Foz do Areia
- Constructin of Concrete Face Rockfill Dams, By Alan Varty, Rick J. Boyle
- J. Barry Cooke Volume Concrete Face Rockfill Dams
- Pinto N., Materon, B. y Lagos Marques P., Design and Performance of Foz do Areia Concrete as Related to Basalt Properties. Commission Internationale Des Grands Bsrrsages, 1982
- Cooke J. B., Progress in Rockfill Dams XVIII Tezaghi Lecture. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 110. No. 10, Octubre 1984
- Cooke J. B., Empirical Desing of the CFRD. Hydropower & Dams. Issue Six, 1998
- Cooke J. B. The Plinth of the CFRD Dam.
- New Developments in Chinese CFRDs International Water Power and Dams. Issue Four, 2000
- Cooke J. B. Development of the High Concrete Faced Rockfill Dam. Water Power & Dam Construction. April 1992.
- Torres Herrera F., Cortinas de Enrocamiento con Losa de Concreto Hidráulico en el talud de aguas arriba. Ingeniería Hidráulica de México, Enero-Abril, 1987
- Experiencias en presas de enrocamiento con cara de concreto, M. I. Gabriel Macedo Gómez, Oficina de Análisis del Comportamiento Estructural, CFE
- <http://www.cfe.gob01>
- <http://www.cfe.gobgeologia> sismologia