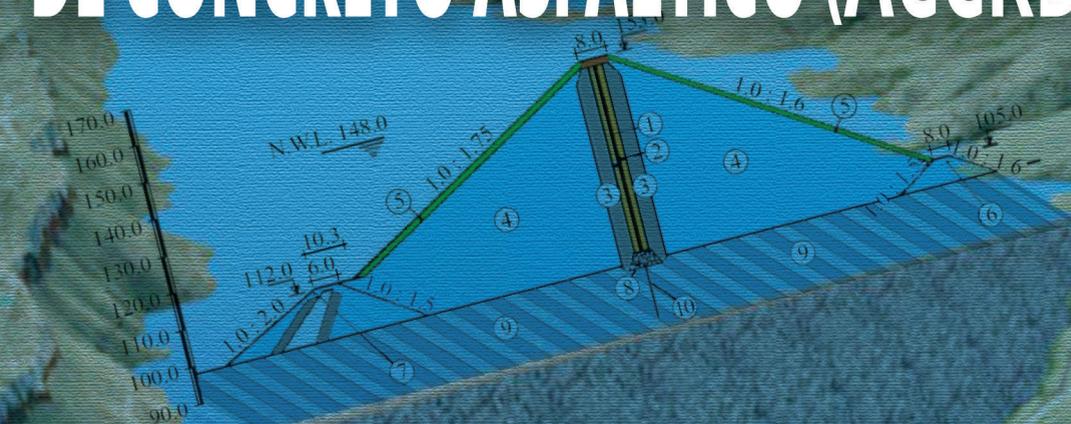


ANGEL HUGO VILCHEZ PEÑA

INGENIERÍA DE PRESAS DE ENROCADO, PRESAS CON NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO (ACCRD)





ANGEL HUGO VILCHEZ PEÑA

Ingeniero Civil por la Universidad Ricardo Palma - Lima, doctorando en Ingeniería Civil Universidad Nacional Federico Villareal (UNFV), Maestría en Ingeniería Civil en el Área de Geotecnia y estudios de posgrado con grado de Maestría por la Pontificia Universidad de Río de Janeiro - Brasil, becario CAPES, Miembro del Comité internacional de grandes Presas (ICOLD-CBDB-Brasil). Capacitación internacional en Presas de enrocado por CBDB-Sao Paulo, Brasil.

Docente en la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga (UNSCH), docencia en pregrado en la Escuela de Ingeniería civil en las asignaturas de Mecánica de suelos, Geotecnia y Dinámica de suelos, docencia en posgrado en la Maestría en Ingeniería Civil, mención Geología y Geotecnia; asignaturas de Presas de tierra y enrocado, geosintéticos;

INGENIERÍA DE PRESAS DE ENROCADO,
PRESAS CON NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO
(ACCRD)

ANGEL HUGO VILCHEZ PEÑA

Vilchez Peña, Angel Hugo (2025).

Ingeniería de presas de enrocado, presas con núcleo de concreto asfáltico (ACCRD)

140 páginas, 80 figuras, 34 gráfico, 10 tablas

© Vilchez Peña, Angel H.

anhuvipe1970@gmail.com

Cuidado de edición: E. Hugo Cano P.

Diseño de carátula y Diagramación : **pres**

Edición Digital, Diseño y Acabados por:

Producciones estratégicas - **pres**

de Edgar Hugo Cano Pérez

Urb. María Parado de Bellido Mz. K - 13

📞 066-780869 / 966-181955 - Ayacucho - Perú

Primera edición digital: mayo de 2025

Hecho el Depósito Legal en la Biblioteca Nacional del Perú N° 2025-05079

ISBN: 978-612-49949-2-0

Editado en Perú - *Printed in Peru*

Este libro es producto de la investigación y la experiencia personal de su autor, como docente en la Universidad San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho – Perú.

Prohibida la reproducción total o parcial de este libro sin permiso expreso del autor.

DEDICATORIA

A mis padres Hilda y Angel,
a mi esposa Rocio, mis hijas Gianella, Angela y Ariana;
a mis hermanos Angel, Judith, Julio y Wilber,
gracias por su fraternidad

EXPRESIONES DE GRATITUD

Al altísimo Dios;
A los profesores de la Universidad Católica
de Río de Janeiro-Brasil,
Dr. Ph. Alberto Sayao
Dra. Ph. Ana Cristina Sieira
por sus consejos.

CONTENIDO

PRESENTACIÓN	17
1.0 INTRODUCCIÓN	19
1.1. Justificación	19
1.2. Objetivo	20
1.3. Organización del libro	21
2.0 PRESAS DE ENROCADO	23
Historia de las Presas	23
2.1. Conceptos generales	29
2.1.1. <i>Definiciones de enrocado</i>	30
2.1.2. <i>Reseña de los tipos de presas de enrocado</i>	31
2.2. Consideraciones geológico-geotécnicas en la elección del tipo de presa de enrocado	42
2.2.1. <i>Descripción de las rocas empleadas para fines de empleo en Presas de Enrocado</i>	43
2.2.2. <i>Consideraciones del relieve y topografía</i>	43
2.2.3. <i>Materiales de préstamo ó de cantera</i>	45
2.3. Aspectos generales del estudio de compresibilidad y esfuerzos	47
2.3.1. <i>Durante la construcción</i>	47
2.3.2. <i>Durante el llenado del embalse</i>	54
2.4. Presas de enrocado con impermeabilización en taludes aguas arriba	61
2.4.1. <i>Madera</i>	61
2.4.2. <i>Acero</i>	62
2.4.3. <i>Concreto</i>	64
2.4.4. <i>Asfalto</i>	68

2.5. Presas de relleno de roca con núcleo de arcilla (CCRD)	73
3.0 PRESA DE ENROCADO CON NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO (ACCRD)	77
3.1. Reseña de los tipos de mezclas asfálticas empleadas en Presas (ACCRD)	77
3.2. Descripción de los tipos de núcleos de concreto asfáltico según (ICOLD)	80
3.3. Composición gravimétrica del núcleo de concreto asfáltico	81
3.3.1. <i>Asfalto ó ligante asfáltico</i>	82
3.3.2. <i>Vacíos</i>	84
3.3.3. <i>Agregados</i>	84
3.4. Caracterización y dosificación	85
3.5. Comportamiento mecánico y ensayos de laboratorio	87
3.6. Tipos de procedimientos de construcción empleados en presas	91
3.6.1. <i>Presa Kleine Dhuenn (Alemania)</i>	93
3.6.2. <i>Presa de Storvatn (Noruega)</i>	94
3.6.3. <i>Presa Nemiscau-1 (Canadá)</i>	96
3.6.4. <i>Presa de Foz de Chapecó (Brasil)</i>	98
4.0 CONDICIONES DINÁMICAS DE LAS PRESAS DE ENROCADO	115
4.1. Estabilidad en lugares sísmicos	115
4.2. Criterio internacional empleado en regiones sísmicas	116
4.2.1. <i>Relación del esfuerzo confinante con el Angulo de fricción</i>	116
4.3. Factor de seguridad sísmico (FSs)	118
4.4. Análisis dinámico	118
4.5. Selección del sismo del proyecto	119
4.6. Condiciones finales del proyecto	126
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Países consumidores de energía hidroeléctrica 2006-2007 en TWh (ANEEL, 2008).	26
Tabla 2. Presas de enrocado construidas con losa impermeable aguas arriba Periodo (1971-2016).	38
Tabla 3. Presas tipo ACCRD construidas en Noruega, Periodo 1978-1993.	39
Tabla 4. Influencia de las características del valle en la elección del tipo de presa (Walters,1962)	44
Tabla 5. Factores que influyen en la compresibilidad del relleno de roca (apud Materon, 1982)	47
Tabla 6. Características principales de los materiales impermeables colocados en los taludes aguas arriba.	72
Tabla 7. Especificaciones para el ligante asfáltico derivado del petróleo CAP, (Bernucci et al, 2008).	84
Tabla 8. Parámetros físicos obtenidos en la pista experimental 3 con dosificación 1 y 2.	107
Tabla 9. Frecuencia diaria y mensual de pruebas de campo aplicadas al cuerpo de la presa de Foz de Chapecó.	108
Tabla 10. Ventajas y desventajas de las mezclas asfálticas en la utilización de presas de núcleo asfáltico (Ref. Foz de Chapecó y presas extranjeras).	110

ABREVIATURAS

ACCRD	Asphalt concrete core rockfill dam
ANA	Autoridad Nacional del Agua
AFRD	Asphalt face rockfill dam
ANEEL	Agencia Nacional de Energía Eléctrica
ASTM	Sociedad Estadounidense para Pruebas y Materiales
BMC	Núcleo de masilla bituminosa
BTDC	Tabla de datos de pruebas de betún
CAP	Cemento asfáltico de petróleo
DACC	Concreto asfáltico denso
CBC	Núcleo de betún ciclópeo
CBDB	Comité Brasileño de Represas
CCRD	Clay core rockfill dam
CFRD	Concrete face rockfill dam
CMC	Núcleo de mortero ciclópeo
DACC	Hormigón asfáltico denso
DNER	Departamento Nacional de Carreteras
DNIT	Departamento Nacional de Infraestructura de Transporte
ELETROBRAS	Centrales eléctricas brasileñas
FACC	Núcleo de hormigón asfáltico fluido
FURNAS	Centrales Eléctricas
GCH	Grandes centrales hidroeléctricas
ICOLD	Comisión Internacional de Grandes Presas
NGI	Instituto Geotécnico Noruego
OSINERG	Organismo Supervisor de la Inversión en Energía
PCH	Pequeñas centrales hidroeléctricas
PBSC	Núcleo de arena bituminosa permeable

SÍMBOLOS

B	Variación volumétrica del material
Bg	Índice de rotura del grano
c1	Coefficiente de rotura de los granos de escombrera en relación con el diámetro de partícula
c2,c3	Coefficiente de rotura de los granos de escombrera en relación con el tamaño y número de partículas
Dmax	Diámetro máximo del relleno de roca
Dh	Desplazamiento horizontal
Dv	Desplazamiento vertical
E	Módulo de deformabilidad
Gmb	Gravedad específica aparente de una mezcla asfáltica compactada
Gmm	Masa específica máxima medida de una mezcla asfáltica compactada
K	Módulo de rigidez utilizado para determinar el módulo de deformabilidad
Pa	Presión atmosférica
po	Esfuerzo inicial promedio en la ruptura
pref	Presión de referencia de 100 KPa
qa	Máxima resistencia en la línea de ruptura
qf	Resistencia en el punto de la línea de ruptura
RBV	Número de huecos en materiales cubiertos con betún
RC	Resistencia a la compresión simple de la probeta de ensayo
RT	Resistencia a la tracción por compresión diametral
Rf	Relación de resistencia
ϵ	Deformación de la roca
ϵ_x	Incógnita deformación en la dirección "x"
ϵ_y	Deformación en la dirección "y"
ϵ_z	Deformación en la dirección "z"
ϵ_e	Deformación elástica
ϵ_p	Deformación plástica
δd	Variación del diámetro al romper los granos de escombrera
γ_n	Gravedad específica natural

γ_{esp}	Gravedad específica saturada
σ'_1	Tensión principal efectiva más alta
σ'_3	Tensión principal efectiva más bajo
σ'_y	Esfuerzo efectivo en la dirección horizontal
σ'_z	Esfuerzo efectivo en dirección vertical
$(\sigma_1/\sigma_3)_r$	Relación entre las tensiones principales mayor y menor en la ruptura
ϕ	Ángulo de fricción inicial
α	Ángulo de inclinación de los núcleos de arcilla en presas de enrocado
$\Delta\phi$	Reducción del ángulo de fricción al aumentar la tensión de confinamiento
ΔW_{ki}	Variación del peso del grano en relación a la curva granulométrica final e inicial

UNIDADES

cm	Centímetro
g	gravedad 9.81 cm/s ²
GPa	Giga-Pascal (10 ⁹ Pa)
t	Tiempo
kg	Kilogramo
KN	Kilo Newton (10 ³ N)
KPa	Kilo-Pascal (10 ³ Pa)
m	metro
min	minuto
mm	milímetro
MPa	Mega-Pascal (10 ⁶ Pa)
MW.	Megavatio (10 ⁶ W)
N	Newton
°	Grado
°C	Grado Celcius
Tn	Tonelada
TWh	Tera-vatio (10 ¹² W)

PRESENTACIÓN

Desde la década de 1930, la mezcla asfáltica en la preparación del concreto asfáltico se ha utilizado como núcleo impermeable en presas de enrocado, gracias a sus propiedades de resistencia y baja permeabilidad. Con el paso del tiempo, diversas investigaciones han buscado optimizar las principales características de la mezcla asfáltica, enfocándose en aspectos clave como la granulometría, el contenido de ligante asfáltico y el volumen de vacíos. Estas mejoras han permitido desarrollar un material con mayor densidad y una permeabilidad extremadamente baja, inferior a 10^{-9} cm/s, lo que garantiza su eficiencia como elemento de contención en este tipo de estructuras.

Las técnicas y procedimientos constructivos empleados en las presas de enrocado con núcleo de concreto asfáltico (ACCRD) presentan importantes ventajas en comparación con otras tipologías de presas. Entre sus beneficios destacan su rapidez de construcción, la flexibilidad del núcleo asfáltico para adaptarse a deformaciones diferenciales, su excelente capacidad de autorreparación ante fisuras menores y su desempeño favorable en condiciones sísmicas.

Además, los materiales utilizados en el núcleo, las transiciones y el enrocado serán explicados de manera que se logre conocer su colocación en los procesos constructivos, así mismo de mostrar los controles experimentales requeridos para el desempeño de los materiales en el cuerpo de la presa (ACCRD), sea en la etapa constructiva y pos-constructiva.

En el libro se presenta una información estadística sobre las presas del tipo ACCRD que han sido construidas en el mundo, tomando en consideración las experiencias constructivas actuales, teniendo ejemplos como las

presas en Noruega y Europa, así mismo se realiza un estado del arte para los tipos de concreto asfáltico empleados desde inicios de 1940 hasta los actuales realizados en América del Sur, con la construcción de la Presa Foz de Chapecó y Jiráu, construidas en el Brasil.

Así mismo, la condición sísmica en el Perú es un aspecto importante que en el presente libro considera sobre la descripción dinámica de las Presas de enrocado, así mismo de las Presas tipo ACCRD, por lo que, se presenta información sobre la sismicidad en el Perú, teniendo en consideración las redes acelerográfica a nivel del Perú y de las estaciones acelerográfica activas en algunas regiones del Perú.

Por lo que esta presentación desea alcanzar un entendimiento básico sobre las presas de enrocado de manera general, así como de las presas de enrocado con núcleo de concreto asfáltico, como una alternativa actualizada, con requerimientos de equipos, maquinarias y personal para alcanzar un diseño y construcción adecuados, en corto tiempo y sobre todo con desempeño estable.

1.0

INTRODUCCIÓN

1.1. Justificación

El desarrollo de este libro se enmarca en el estudio de la Ingeniería de presas con un enfoque en el estudio de Presas de Enrocado con núcleo arcilloso (CCRD), presa de enrocado con losa de concreto aguas arriba (CFRD) y con énfasis en el estudio de las presas de enrocado con Núcleo de Concreto Asfáltico (ACCRD). Este libro considera una descripción en el tiempo, sobre los tipos de las presas de enrocado, tipos de materiales que lo conforma y criterios sobre el proceso constructivo, también menciona las consideraciones básicas en el uso del tipo de mezcla asfáltica de manera directa para la construcción del núcleo impermeable en presas de enrocado.

Así mismo, las primeras construcciones de presas de enrocado en el mundo tendrán su referente en Sudamérica, las mismas que serán referidas en este libro, países que desde inicios del año 1970 han venido desarrollando y construyendo presas de enrocado como el Brasil, Ecuador, Colombia y Perú. Así mismo se hará mención acerca de los proyectos de presas de enrocado y su relación con el empleo de materiales de préstamo, como roca y tierra con fines de construir cuerpos y zonas robustas para la estabilidad del funcionamiento y proconstrucción.

Desde la construcción de las primeras presas de enrocado (1900), uno de los principales inconvenientes era el sellado central (impermeabilidad), que se puede solucionar mediante el uso de materiales impermeables, como suelo-cemento,

hormigón, ligante asfáltico y mezcla asfáltica. En recomendable en la actualidad, las presas puedan emplear mezclas asfálticas con ligante asfáltico en taludes de aguas arriba y en presas de cuerpo de enrocado el núcleo considera concreto asfáltico con fines impermeabilizantes, dando lugar a las Presas de enrocado con Núcleo de concreto Asfáltico (ACCRD).

Sin embargo, uno de los aspectos importantes, son los tipos de materiales que conforman las diversas zonas de las presas de enrocado, estudios realizados en el extranjero, han sido necesarios incorporarlos a fin de demostrar las peculiaridades físicas mecánica como respuesta a las grandes exigencias que requiere el cuerpo de presa de enrocado, tales como la estabilidad global, considerada en los desplazamientos verticales en la etapa constructiva y los desplazamientos horizontales post constructivas.

También el uso de nuevas técnicas constructivas de presas de enrocado con núcleo de concreto asfáltico presenta algunas ventajas con relación a las presas convencionales de enrocado con núcleo de arcilla, tales como comportamiento viscoelástico, mezcla impermeable, alta resistencia a tracción por esfuerzo cortante, restauración de grietas ante esfuerzos sísmicos, adaptación de los asentamientos al terreno y estabilidad en condiciones estáticas y dinámicas.

Es relevante mencionar ventajas relacionadas con los plazos en el tiempo de la construcción, aunque existe un alto control tecnológico de la mezcla asfáltica y un proceso de compactación lento. Otra ventaja está relacionada con el costo que incorpora la inversión al incorporar una Planta de Asfalto como herramienta necesaria de producción del concreto asfáltico, y con cuestiones ambientales, ya que elimina la necesidad de explorar nuevas y extensas áreas de préstamo en el caso de la arcilla. La construcción de presas de enrocado con núcleos de concreto asfáltico a comparación de otras presas de enrocado se pueden construir en cualquier condición climática, lo cual es un aspecto que se considera al momento de elegir proyectos de presas.

1.2. Objetivo

El presente libro trata de visibilizar la importancia de la utilización de núcleos de concreto asfáltico como alternativa para el sellado central de presas de enrocado a comparación de las presas de configuración clásica ó antigua empleando material impermeable como arcilla para núcleos muy extensos en volumen de colocación y compactación del núcleo. Así mismo, en este libro se comentarán y discutirán las técnicas y procedimientos constructivos, destacando las principales ventajas y posibles desventajas, frente a otros tipos de presas de enrocado. La muestra a con-

siderar como Presa de enrocado con núcleo de concreto es la primera presa de enrocado construida en Sudamérica en el Brasil denominada Foz de Chapecó (2010).

Objetivo específico

Trata de evaluar el comportamiento de presas de enrocado con núcleo asfáltico y su dependencia de aspectos de deformabilidad en condiciones críticas de desempeño, realizando el estudio de la influencia de la deformabilidad de las rocas empleadas en el cuerpo de Presa. Así mismo, de describir los tipos de núcleos de concreto asfáltico según (ICOLD) y los componentes del concreto asfáltico.

1.3. Organización del libro

En el **capítulo 1** se presenta un enfoque sobre las presas de enrocado y sus inicios en las primeras civilizaciones al enfrentar situaciones de peligro como el control de inundaciones, posterior al empleo del enrocado se menciona la importancia de las presas de enrocado con uso del concreto asfáltico para la impermeabilización del núcleo central.

En el **capítulo 2** realiza una reseña histórica de las presas de enrocado desde los inicios, en base a la necesidad de evitar inundaciones históricas, así mismo considera definiciones de presas de enrocado y tipos de presas de enrocados en función a la ubicación del material central impermeable. También, se incorpora consideraciones geológicas para la elección del tipo de presa a construir, siendo este aspecto un aporte esencial en la practica alto-andina. La importancia de elegir una presa de enrocado requiere de un estudio sobre el comportamiento de la roca desde la cantera, hasta su colocación en el cuerpo de la presa de enrocado, así como sus características y propiedades que son consideradas en este capítulo.

En el **capítulo 3** considera el estudio de la presa de enrocado con núcleo de concreto asfáltico, desde aspectos históricos, estado del Arte de los tipos de núcleos de concreto asfáltico según ICOLD, así mismo presenta las relaciones de contenido óptimo de asfalto y propiedades experimentales esenciales de los agregados, propuestos para la dosificación de concretos asfálticos empleados en presas tipo ACCRD. Para realizar una comparativa entre diferentes técnicas de preparación y colocación del concreto asfáltico; se presenta tipos de procedimientos constructivos europeos y sudamericanos.

En el **capítulo 4** menciona las condiciones dinámicas de presas de enrocado con incidencia en presas tipo CFRD y ACCRD, así mismo, se incorpora factores del enrocado en condición dinámica y selección del sismo del proyecto, así como otros factores necesarios en la evaluación dinámica.

La realidad peruana presenta diversos proyectos históricos construidos de presas de enrocado según (ANA), algunos de importancia son citados como la Presa Chaglla construida el 2017 con 211m de altura tipo CRFD (Rio Huallaga-Huánuco), Presa Cuchoquesera construida en 1945 con 45 m de altura tipo CCRD (Ayacucho) como presa emblemática y operativa.

2.0

PRESAS DE ENROCADO

Historia de las Presas

Cuando pensamos sobre las construcciones recientes en diques y presas, evaluamos necesariamente los cambios en las geometrías o pendientes de los taludes, materiales y zonas de colocación de materiales en el cuerpo, con el fin de tratar de alcanzar volúmenes mayores de embalse con alturas mayores, sin embargo al imaginar como estas construcciones hayan tenido sus inicios constructivos y los materiales y un diseño propio para fines de esas épocas, tendríamos que detenernos en el tiempo para admirar la técnica que llevó a la construcción a la presa kaffara (Sadd Al Kaffara).

La presa Al Kaffara posiblemente haya sido construida 2650 a.C., no se llegó a concluir, pero forma parte de una de las primeras obras geotécnicas e hidráulicas al ser diseñado con fines de control de inundaciones debido a los desbordes del río Nilo en el Cairo-Egipto (*Figura 1*).

La presa kaffara (presa de los infieles o paganos) fue descubierta por Georg Schweinfurth en 1885, se estima aproximadamente que la presa tenía 111 m de largo y 14 m de alto, con un ancho de base de 98 m y ancho de cresta de 56 m. El núcleo de la presa tenía 32 m de ancho y estaba formada por 60.000 tn de suelo y relleno de roca. En los taludes aguas arriba estuvo formado por sillares de peso 23 a 50 Kg con dimensiones de 0.25m x 0.50m por 0.30m de alto colocados en pendientes 1:1.7 (pendiente similar a los proyectos actuales).

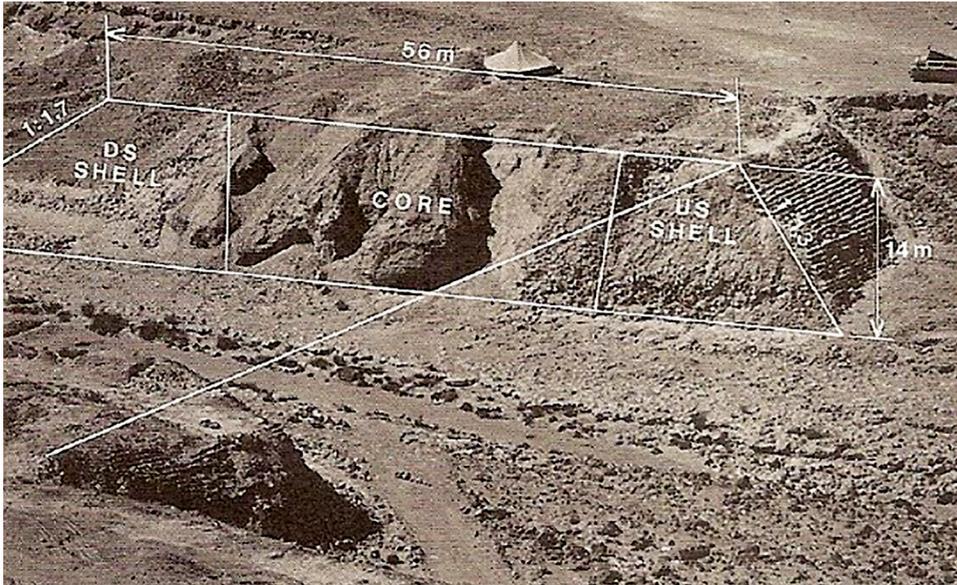


Figura 1. Presa Sadd All Kaffara 2650 a.C. (Schweinfurth, 1885).

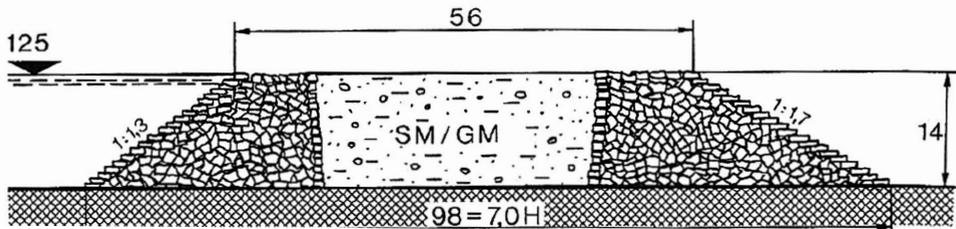


Figura 2. Vista de la sección transversal de la Presa Kaffara- Egipto.

En las zonas aguas debajo de la presa Kaffara, según (Castillo, 2007) considera que, por motivos de no haber culminado con la construcción, el cuerpo haya sufrido alguna falla producto de las constantes inundaciones que hayan generado erosión y zonas de segregación, tal como se observa en la figura 3, pudiéndose ser motivado por la falta de un aliviadero a una ataguía inicial.

En los depósitos naturales de origen se encuentran como material a la roca caliza y con presencia de tobas calizas, por lo que a manera de cantera estaban muy próximas para producir bloques de sillar, colocados y superpuestos sobre otros de forma escalonada generando una protección al cuerpo sino estabilidad al talud al presentar pequeñas banquetas en cada escalón.



Figura 3. Vista longitudinal del sillar paramento escalonado

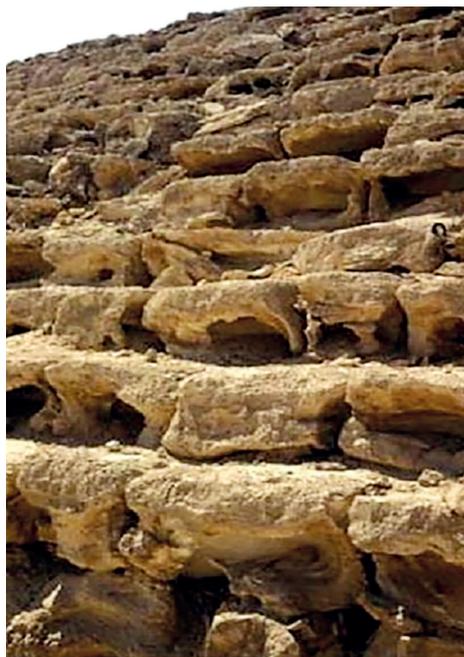


Figura 4. Vista posterior del entrelazado aguas arriba

Importancia de la construcción de las presas y principales usos

Las presas son estructuras compuestas de materiales inertes, que constituyen importantes obras de ingeniería para el desarrollo de un país. Entre los propósitos de las presas, pueden ser el abastecimiento, control de inundaciones, navegación, producción de energía hidroeléctrica con grandes centrales hidroeléctricas (GCH) y pequeñas centrales hidroeléctricas (PCH), turismo, conservación ambiental y almacenamiento de residuos mineros (Gonzales de Vallejo, 2002).

Según el estudio estadístico “Statistical Review of World Energy”, publicado en junio de 2008 por BP-Global (“Beyond Petroleum, el nuevo nombre de British Petroleum”), el mayor consumidor de energía hidroeléctrica del mundo en 2007 fue China, seguido por Brasil en segundo lugar. (ANEEL, 2008). La *Tabla 1* muestra los mayores consumidores de energía del mundo, entre los que destacan China (482,9 TWh), Brasil (371,5 TWh) y Canadá (368,2 TWh).

Brasil es el país con mayor potencial hidroeléctrico y también con los mayores proyectos en construcción de recursos hídricos en América del Sur (Electrobras, 2010). La *Figura 5* presenta un mapa de proyectos hidroeléctricos en construcción (Electrobras, 2010).

Tabla 1. Países consumidores de energía hidroeléctrica 2006-2007 en TWh (ANEEL, 2008)

No.	País	2006	2007	Variación (%)	Participación (%)
1	Porcelana	435.8	482.9	10.8	15.4
2	Brasil	348.8	371.5	6.5	11.9
3	Canadá	355.4	368.2	3.6	11.7
4	EE.UU	292.2	250.8	-14.2	8.0
5	Rusia	175.2	179.0	-2.2	5.7
6	Noruega	119.8	135.3	12.9	4.3
7	India	112.4	122.4	8.9	3.9
8	Venezuela	82.3	83.9	1.9	2.7
9	Japón	96.5	83.6	-13.4	2.7
10	Suecia	61.7	66.2	7.3	2.1

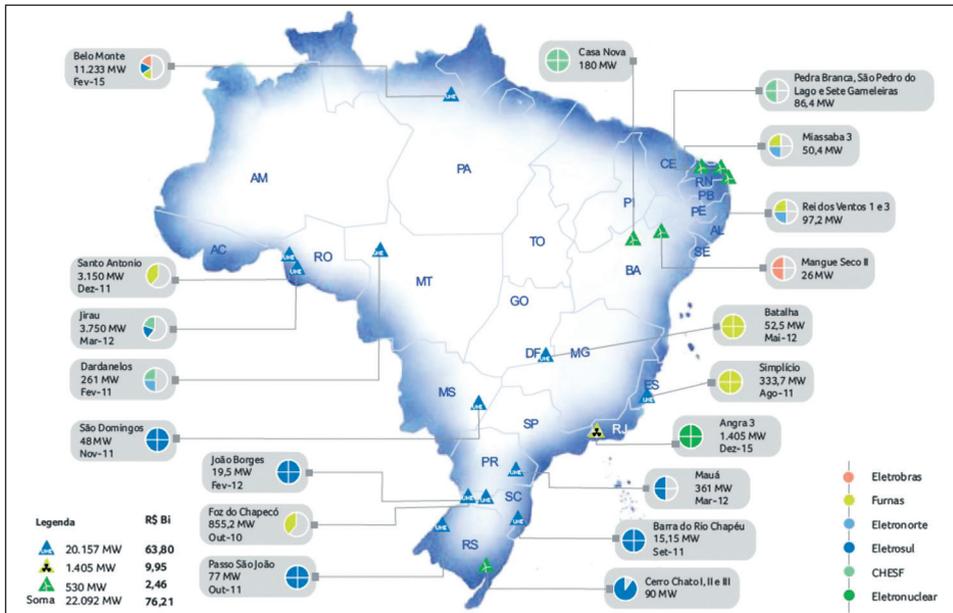


Figura 5. Mapa de proyectos hidroeléctricos en construcción (Electrobrás, 2010).

La GCH Foz de Chapecó con cuerpo de presa del tipo (ACCRD), construida 2016 con procedimientos modernos, está ubicada entre los estados de Santa Catarina y Rio Grande del Sul en el Brasil, formando el Complejo Hidroeléctrico sobre el río Uruguay (Figura 6). Con una capacidad instalada de 855 Mw, la planta tiene una energía asegurada de 432 MW, satisfaciendo el 25% del consumo del estado de Santa Catarina. El embalse ocupa una superficie de 79,2 km², de los cuales 40 km² corresponden al cauce del río Uruguay. (Huffner y Engel, 2011).



Figura 6. Proyectos en el Río Uruguay (Huffner y Engel, 2011).

La realidad peruana refleja una naciente experiencia en la construcción de presas para diferentes usos, el Gráfico 1 menciona la relación de presas construidas por las regiones del país según (ANA,2015), en esta información se ha considerado los distintos tipos de presas relacionado a sus diversos usos. Se mencionan que cada representación estadística este compuesto con presas de relaves, de tierra, de enrocado, de gravedad o presas con contrafuertes.

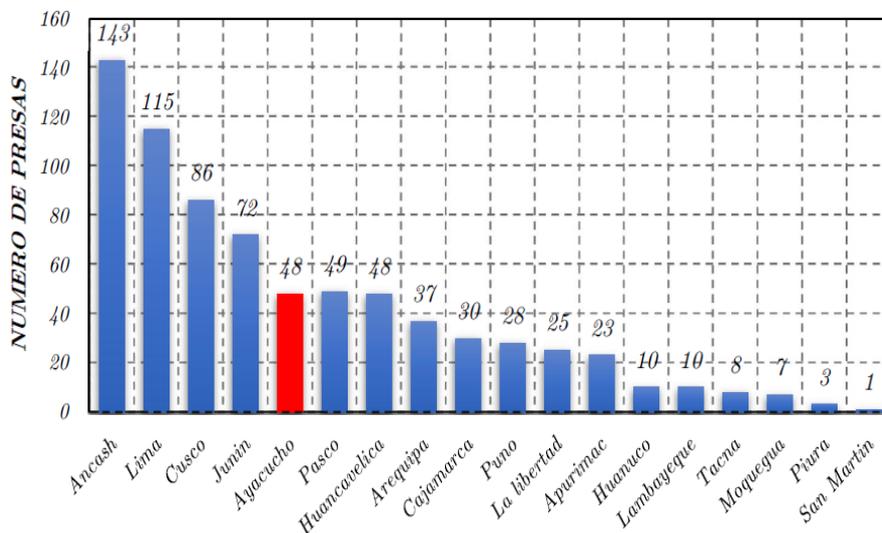


Gráfico 1. Presas construidas en cada región del Perú (ANA, 2015)

La presa Chaglla del tipo (CFRD), logro su operación en el 2016 y se ubica en la región Huánuco en el Perú (*Figura 7*), cubre una extensión de 35 Km desde el puente Chinchavito ingresado por los túneles carreteros, construidos exclusivamente para el acceso a la zona de obras, en base a la carga potencial proyectada se construyó la central hidroeléctrica y es la 3ra construida en el Perú y de mayor importancia con una altura de 211m, pertenece al tipo (CFRD).

La Central Hidroeléctrica Chaglla tiene una generación eléctrica anual de 2,749 Gw/año, que beneficia a más de 930 mil familias peruanas y su operación comercial abastece directamente al Sistema Eléctrico Interconectado Nacional (SEIN) y contribuirá a la reducción de 1.8 millones de toneladas de emisiones de CO2 por año y mejora la matriz energética nacional, incorporando fuentes de energía renovable y limpia.

Vista de la salida del túnel de desvío de agua, el mismo que cumple la función de vertedero que atraviesa los taludes rocosos desde la zona aguas arriba hasta la desembocadura aguas abajo del talud del afluente Rio Huallaga. Esta técnica ha sido incluida en el proyecto gracias a la experiencia de los ejecutores en temas de presas de enrocado.



Figura 7. Vista de la presa construida Chaglla, tipo CFRD , Huanuco (Perú, 2016).

2.1. Conceptos generales

Principios en el uso del enrocado para cuerpo de presas

A utilización de enrocados lanzados sin compactar (dumped rockfill) fué una práctica corriente en la construcción de Presas de Enrocado (*Figura 8*) tales como: Salt Springs de 100m en 1931, Cogswell de 85m en 1934, Lower Bear N°1 DE 71 m en 1931, Courtright de 98m en 1958, Wishon de 82m en 1958, New Exchequer de 150m en 1966 todos en Estados Unidos y Paradela de 112m en 1956 Portugal.



Figura 8. Primeras construcciones de Presas con cuerpo de enrocado lanzado (Brazil, 1933).



Figura 9. Talud con material de enrocado lanzado Presa Paradela (Portugal, 1955).

La primera presa de cuerpo de enrocado se construyó en California, en la Sierra Nevada, en 1850, para satisfacer la demanda de agua en la minería y la prospección. En esa región existía una menor demanda para el empleo del suelo en la construcción de presas de tierra, como era común en la minería de oro. La abundancia de rocas y explosivos condujo a la adopción de una nueva técnica, las presas de relleno de roca que formaban principalmente el cuerpo y este modo en el empleo del material rocoso se extendieron rápidamente por todo el mundo (Davis y Sorensen, 1974).

Algunos procedimientos indicaron una mejora en la composición del relleno de roca, sugiriendo rocas de buena calidad (sanas) y un menor porcentaje de finos. Sin embargo, casos de fallas de presas, como la presa Cogswell (Cooke, 1984), resaltaron la necesidad de evaluar estos procedimientos.

Las primeras evaluaciones consideraron la pérdida de resistencia del relleno de roca debido a la fricción entre los contactos roca-roca. Terzaghi (1960) demostró, utilizando un modelo idealizado aplicado a una presa de 120 m de altura, que el humedecimiento producía una pérdida del ángulo de fricción. Basándose en los trabajos de Hirschawald (1912) y Mc Henry (1945), el autor concluyó que los desplazamientos producidos dependen de la pérdida de resistencia de la roca con el humedecimiento, provocando una rotura de los granos asociada a tensiones de alrededor de 20 MPa y fuerzas de contacto intergranular de 80 N (Marsal, 1963).

Después del desarrollo de rodillos vibratorios y pruebas de laboratorio a gran escala (Marsal, 1965), se destacó la necesidad de realizar análisis que incorporaran la compresibilidad del relleno de roca.

Cooke (1984) enfatiza que los diseños de presas de relleno de roca deben basarse en la experiencia previa y en la observación mediante instrumentación y monitoreo.

2.1.1. Definiciones de Enrocado

Los proyectos de presas han evolucionado a lo largo del tiempo, dependiendo de los procedimientos de construcción y los requisitos de calidad de los materiales utilizados. Con ello se introdujeron distintos tipos de criterios de clasificación de enrocado.

Davis y Sorensen (1964) consideran como enrocado el material rocoso lanzado de buena calidad y un porcentaje mínimo de finos, característico de las primeras construcciones de presas.

Terzaghi y Peck (1967), basándose en el tamaño y peso de la roca, proponen

que el enrocado de en los taludes ó riprapp es un material originado a partir de roca sana, fragmentada con un peso equivalente promedio entre 13 kg y 18 tn.

Leps (1970) sugiere una definición más completa: "El enrocado puede considerarse un material compuesto por partículas de roca sin cohesión, con un diámetro mínimo de roca de 1/2" sin exceder el 30% y con un máximo de 10% de finos pasando por el tamiz #4 (ASTM)".

Según Penman y Charles (1971), el porcentaje de finos debe ser tal que el valor máximo de permeabilidad de la capa compactada sea 10^{-3} cm/s.

Materon (1983), propone que el diámetro máximo de partícula debería ser 3/4 de la altura de la capa liberada. En la práctica, es habitual que el espesor de la capa liberada sea igual al diámetro de los fragmentos de roca.

En la actualidad, los criterios descritos anteriormente rara vez se utilizan y algunos se consideran de manera conservadora, relacionándose el espesor de la capa con el diámetro del relleno de roca.

2.1.2. Reseña de los tipos de presas de enrocado

La clasificación de una presa de enrocado depende del tipo de material de impermeabilidad adoptado, que puede incorporarse en el exterior como fase impermeable (aguas arriba) y que puede ser de materiales como asfalto ó concreto armado, son los más usados para alcanzar mayores alturas. Si en caso la impermeabilidad es en el interior del cuerpo de la presa será llamado como núcleo de presa.

Como una muestra de la construcción de los tipos de presas y la cantidad construida en el mundo se presentan en las siguientes estadísticas que China presenta mayor porcentaje en presas construidas en comparación con los demás países (*Gráfico 2*).

La presente vista considera un resumen de países ejecutores en la construcción de presas de enrocado, así mismo del potencial y cantidad de presas de enrocado ejecutado por el país Chino.

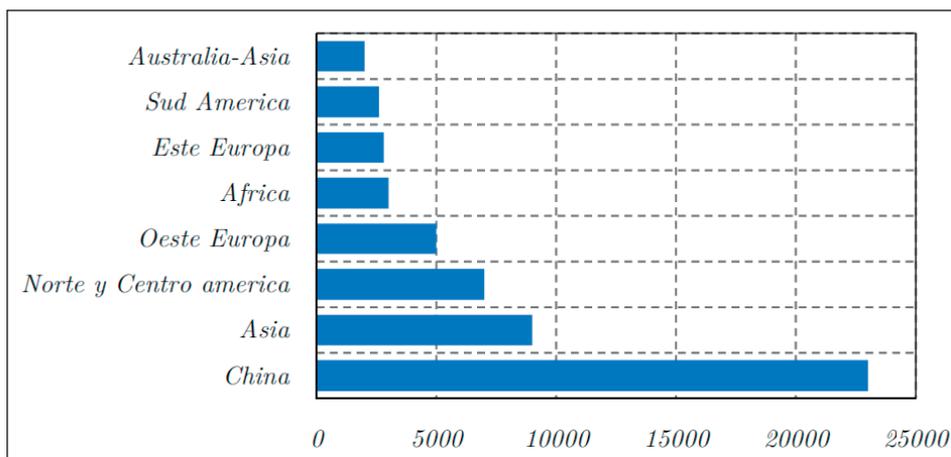


Gráfico 2. Distribución regional de presas a fines del siglo XX (Nelas, 2015).

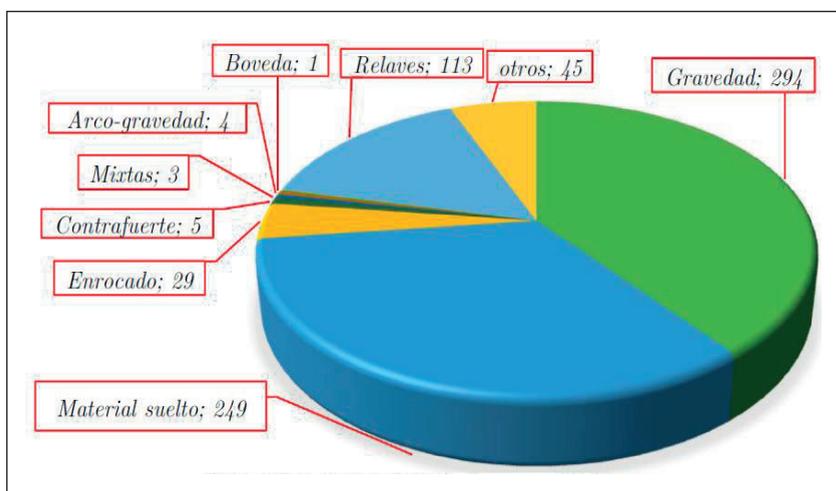


Gráfico 3. Cantidad de tipos de presas en el Perú (ANA, 2015).

a. Presas de enrocado con núcleo de arcilla impermeable

En el primer caso (Figura 10), en presas con núcleo central impermeable, la estructura interna está compuesta por roca natural resistente, y material de sellado ó material impermeable es la arcilla o material fino de permeabilidad mínima.

Las presas de enrocado con núcleo central están compuestas por 03 zonas : el enrocado que es producto de la extracción de la cantera de roca en varios tamaños, el material de transición (Suelo gravo-arenoso de baja plasticidad) y el núcleo impermeable de arcilla compactada.

PRESAS DE ENROCADO

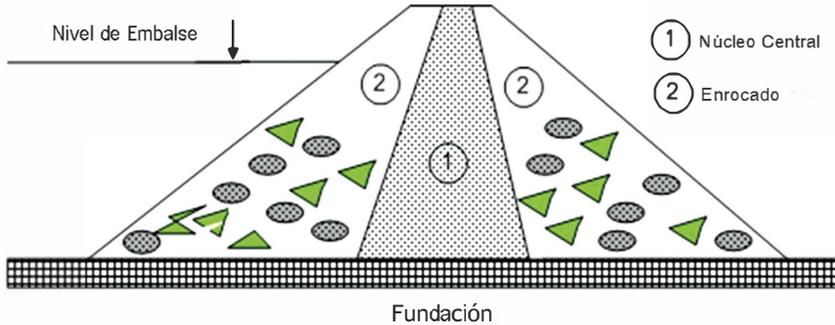


Figura 10. Presa de enrocado con núcleo central impermeable tipo CCRD.

a.1 Presas Serra de Mesa (Brasil, 1990)

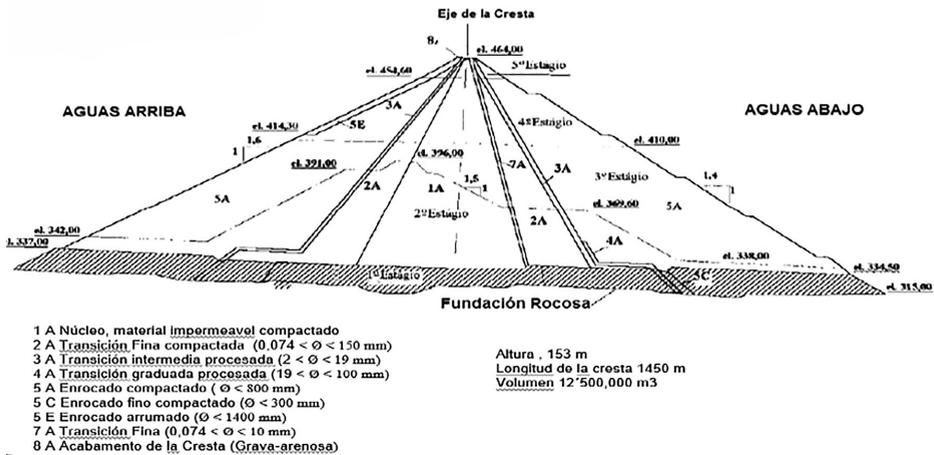


Figura 11. Sección transversal de la presa de enrocado con núcleo central impermeable Serra de Mesa (Brasil, 1970)



Figura 12. Vista de la Presa Serra de Mesa construida en 1970.

La presa Serra de mesa fue una de las pioneras en el Brasil construida en 1990 e inicia su operación en 1998 con su central hidroeléctrica de 1418.18 Mw, el cuerpo central de la presa está compuesto con enrocado, transiciones y con nucleo de arcilla como material impermeable, la altura máxima construida fue de 154 m con un volumen de embalse de 12057,558 m³, la misma que también tuvo como objetivo la puesta en operación de la central eléctrica.

a.2 Presas Cuchoquesera (Perú-Ayacucho, 1990)

Es una las construcciones mas representativas de la región de Ayacucho - Perú, por su iniciativa constructiva en los años 2001, cuerpo de enrocado con núcleo de arcilla típica construcción de los años 70 y por su imponente estabilidad que hasta la fecha sigue en operación y a pesar de condiciones del lugar como movimientos sísmicos y otros cambios de la naturaleza pretende ser la construcción del milenio (Figura13).

La presa Cuchoquesera es una obra con fines de abastecimiento, irrigación y consumo ubicado en el distrito de Chuschi, localidad de Cuchoquesera y sus afluentes abastecedores como el rio Cachi y Apacheta Choccoro y Chicllarazo.

Cuchoquesera (rincón o lugar de los quesos), presenta también un lugar turístico y con presencia de la piscicultura o presencia de truchas en sus aguas del embalse.

Por su importancia esta presa de enrocado, tiene un plan de instrumentación geotécnica a fin de evaluar el comportamiento del flujo del embalse y los embates de la deformabilidad en etapas pos-construcción ó de operatividad.

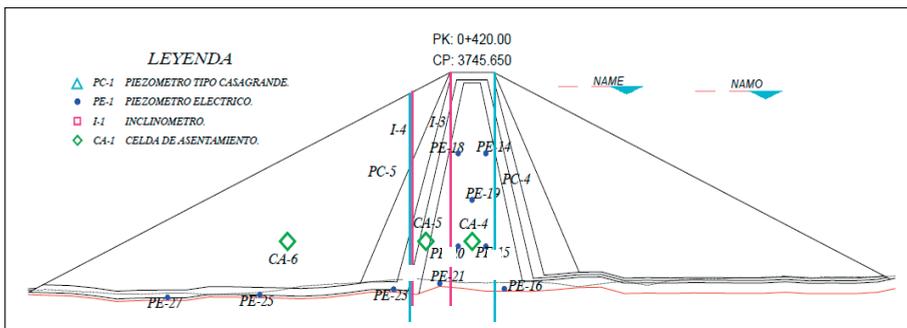


Figura13.. Sección de la Presa de enrocado con nucleo de arcilla en Ayacucho-Perú.



Figura 14. Vista del embalse de la Presa Cuchoquesera construida en 1970.

El volumen del embalse de la presa Cuchoquesera es abastecido por sus afluentes principales choccoro, chiclalarazo y el río apacheta; que en su totalidad acumulada alcanza 80 MMC dotando para el consumo de agua potable 60 millones de litros en el transcurso del año, así como la diferencia se deposita para condiciones de seguridad.

La Presa Cuchoquesera, es una estructura conformada por 2 diques conformados por materiales de relleno y cuenta con un núcleo zonificado, espaldones de enrocado y en su sección máxima tiene 44m de altura sobre fundación; la construcción de esta estructura concluyó en Julio del 2001 y la instrumentación geotécnica se terminó de instalar el 15-10-2001. Los taludes del valle son asimétricos y su relieve denota que han sido afectados por glaciares y subsecuentemente erosionados, la región está ubicada en la región central y sur de los Andes en el interior de la placa sudamericana, la que se caracteriza por una considerable distribución de fallamientos, sin embargo no se ha detectado actividad neotectónica o fallas activas en las zonas cercanas al sitio de la Presa Cuchoquesera

La existencia de una red de discontinuidades (fisuras y fracturas) en el basamento rocoso que se extiende por debajo de la presa y del embalse hizo necesaria

la instalación de una protección para reducir la permeabilidad, para ello se empleó adicionalmente una manta o geomembrana conformando un “blanckett” recubierto con materiales aluviales.

Así mismo, por presentar condiciones de infiltraciones y comportamiento del cuerpo de la presa se proyecta a obtener un plan de monitoreo incluso usando la tecnología virtual incorporando una vigilancia satelital en tiempo real de condiciones dinámicas extrema o represamiento del embalse.

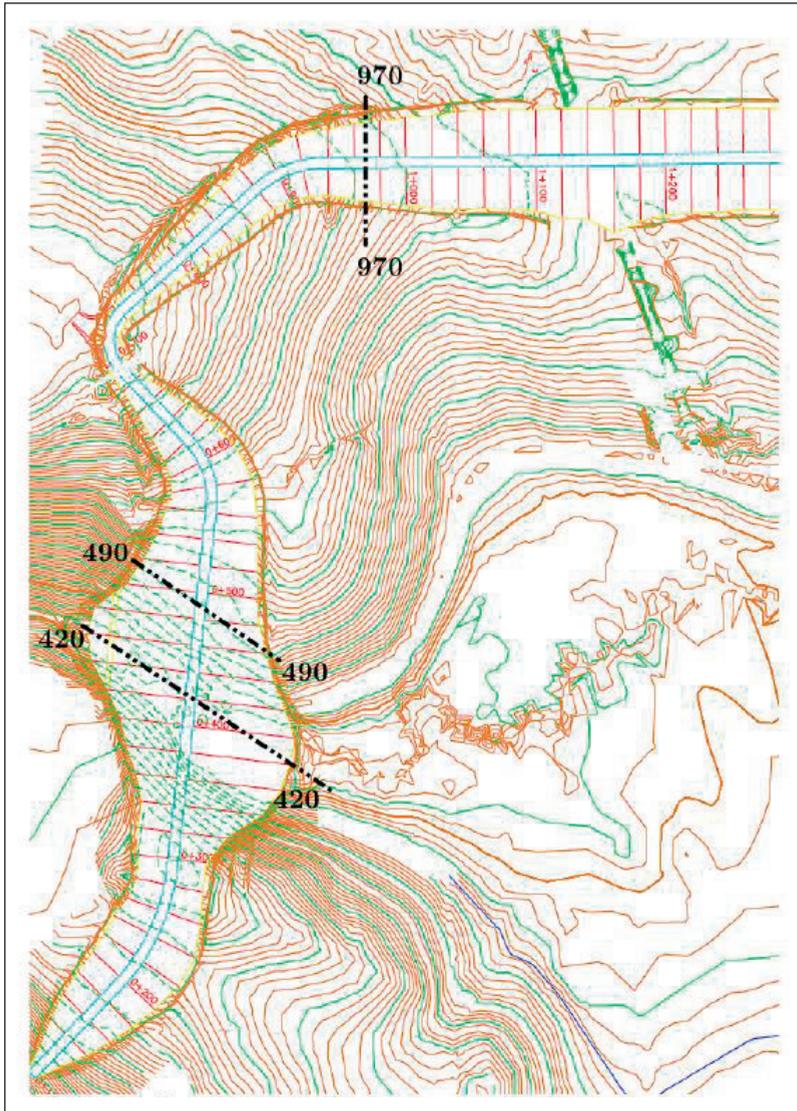


Figura 15. Vista en planta de la longitud de la presa Cuchoquesera construida en 1970 (Ayacucho, Perú).

a.3 Presas de enrocado con losa de concreto aguas arriba (CFRD)

En el *Figura16*, el sellado con material impermeable es colocado en el talud aguas arriba, clasificándose la presa como presa de enrocado con paramento impermeable aguas arriba que las superficies actuales consideran una losa de concreto armado del tipo (CFRD) con sus siglas en el inglés, tal como se muestra el material 1 del talud.

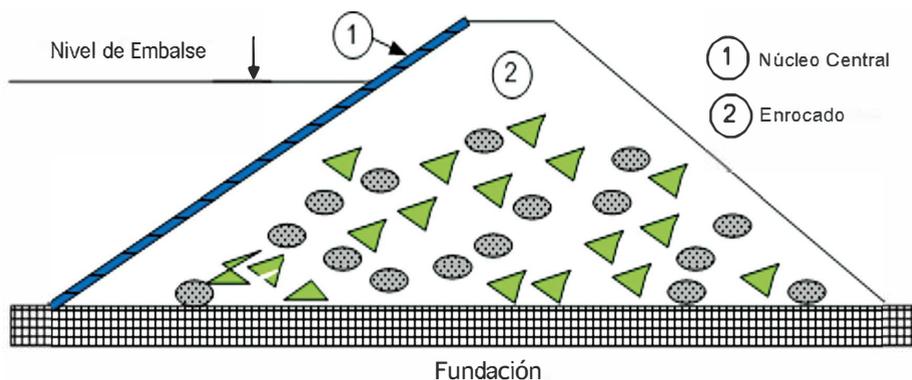


Figura 16. Sección de presa de enrocado con talud impermeable aguas arriba Tipo CFRD.

En Sudamérica a fines de los años 70 y 80, inician con las construcciones de presas de enrocado, siendo Brasil uno de los países que dio más auge en construcción de las presas con material impermeable en taludes aguas arriba y núcleo de enrocado.

Realizando una línea de tiempo según los tipos de construcciones de presas con enrocado se tienen las presas de enrocado con núcleo impermeable de arcilla como ejemplo la presa de Serra da Mesa, de 153 m de altura con propósito de embalse e hidroeléctrica.

Entre las presas de enrocado en el cuerpo con fase impermeable se incluyen la presa de Foz de Arena, de 160 m de altura, construida en 1980, y la presa de Campos Nuevos de 202 m de altura, construida en 2006, esta última empleando toda la experiencia brasilera por más de 5 décadas.

La presa de Foz de Chapecó es la primera presa de enrocado con núcleo de concreto asfáltico construida en el Brasil y en Sudamérica.

Tabla 2. Presas de enrocado construidas con losa impermeable aguas arriba Periodo (1971-2016).

Nombre de la Presa	Altura de la presa (m)	País	Area de losa aguas arriba (m2)	Fin de construcción
Cethana	110	Australia	30000.0	1971
Alto Anchicayá	140	Colombia	22300.0	1974
Mohale	145	Lesoto-Sud africa	87000.0	2002
Salvajina	148	Colombia	57500.0	1983
Xingó	150	Brasil	135000.0	1994
Messochora	150	Grecia	51000.0	1995
Porce III	155	Colombia	57000.0	2010
Foz de Areia	160	Brasil	139000.0	1980
Tianshengqiao	178	China	173000.0	1999
Barra Grande	185	Brasil	108000.0	2006
Mazar	166	Ecuador	45000.0	2008
Aguamilpa	187	Mexico	137000.0	1993
El cajón	188	Mexico	113300.0	2006
Karahnjukar	196	Islandia	93000.0	2007
Campos Novos	202	Brasil	106000.0	2006
Bakún	205	Malasia	127000.0	2007
La Yesca	210	Mexico	129000.0	2010
Shibuya	233	China	120000.0	2008
Chaglla	211	Perú	35950.0	2016

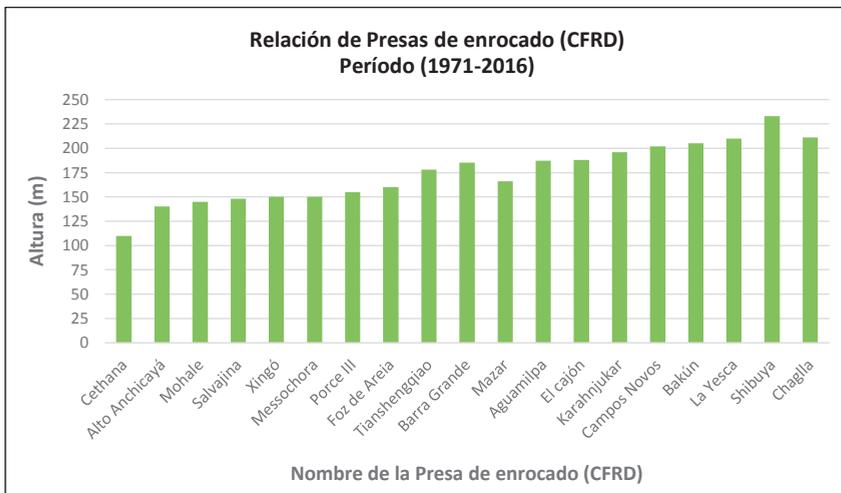


Gráfico 4. Relación de Presas de enrocado tipo (CFRD) construidas entre 1971-2016.

PRESAS DE ENROCADO

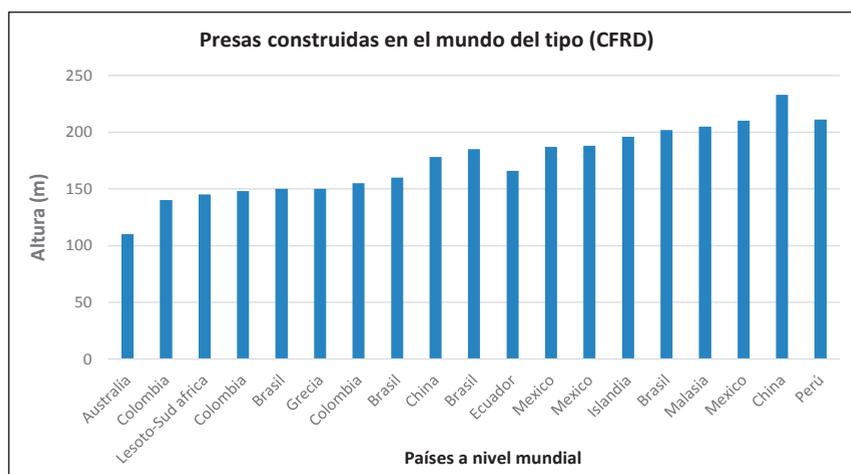


Gráfico 5. Relación de presas construidas en el mundo del tipo CFRD.

Presas de enrocado con nucleo de concreto asfaltico (ACCRD), "alternativa novedosa"

Otro tipo de material impermeable y de comportamiento viscoelástico es el concreto asfaltico, el cual fue empleado en el núcleo de una presa de enrocado originando respuestas favorables en el desempeño del cuerpo de presa, países como Noruega desde 1978, fue uno de los pioneros en diseñar y construir presas del tipo (ACCRD) en condiciones extremas de ejecución, validando la importancia de construir hasta en menores plazos de ejecución.

Tabla 3. Presas tipo ACCRD construidas en Noruega, Periodo 1978-1993.

Presa	Altura (m)	espesor nucleo superior/inferior	Inclinación v:h	Área de concreto asfaltico núcleo (m2)	Vol. de concreto asfaltico en núcleo (m3)	Fin de construcción
Vestredalstjern	32	0.5	1 : 0	6000.00	3100.0	1978
Katlavatn	35	0.5	1 : 0	4600.00	2300.0	1974
Langavatn	22	0.5	1 : 0	3800.00	1900.0	2002
Storvatn	90	0.5/0.8	1 : 2	76000.00	49000.0	1983
Riskallvatn	45	0.5	1 : 0	14600.00	8000.0	1994
Berdalsvatn	62	0.5	1 : 0	13000.00	6800.0	1995
Styggevatn	52	0.5	1 : 0	30400.00	15300.0	2010
Storglomvatn	125	0.5/0.9	1 : 0	44000.00	22500.0	1980
Holmvatn	56	0.5	1 : 0	6200.00	6200.0	1999

La tabla 3, muestra los espesores del nucleo del concreto asfaltico desde 0.5 a 0.90 m alcanzando alturas de 125 m, a su vez que los núcleos inclinados proporcionan estabilidad global de la presa de enrocado con nucleo de concreto asfaltico.

Noruega, uno de los países que presentan condiciones extremas de climas fríos, pone a prueba la tecnología de los equipos que sirven para la compactación y la ad-

herencia del concreto asfáltico al colocar capa en caliente de manera sucesiva hasta alcanzar espesores confinados del núcleo impermeable del concreto asfáltico.

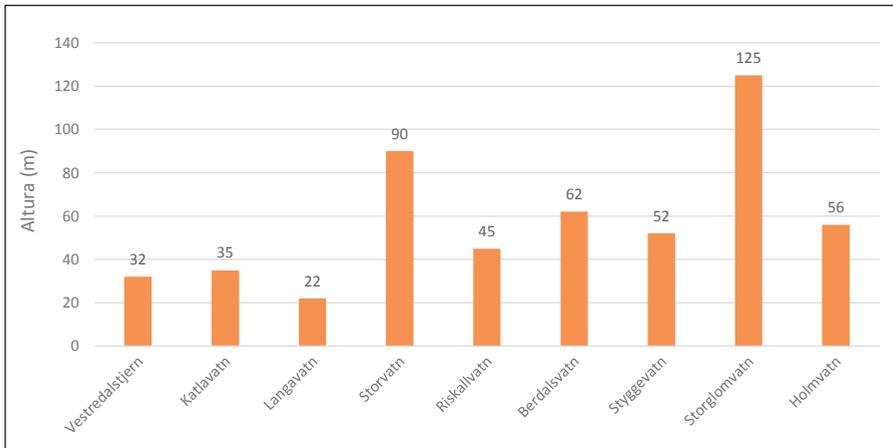


Gráfico 6. Presas tipo ACCRD, construidas en Noruega 1978-1993.

Estadística de presas de enrocado con ACCRD a nivel mundial 2010-2011

El Gráfico 7 muestra la estadística de presas construidas con el tipo de núcleo de concreto asfáltico (ACCRD) en todo el mundo. Alemania, China y Noruega fueron los primeros en construir estas presas, y son también los países que más han utilizado esta técnica, junto con Austria. Otros países comenzaron a utilizar esta técnica por primera vez, en Sudamérica, el país de Brasil, empleo la técnica del núcleo de concreto asfáltico denso con la construcción de la presa de FOZ DE CHAPECÓ.

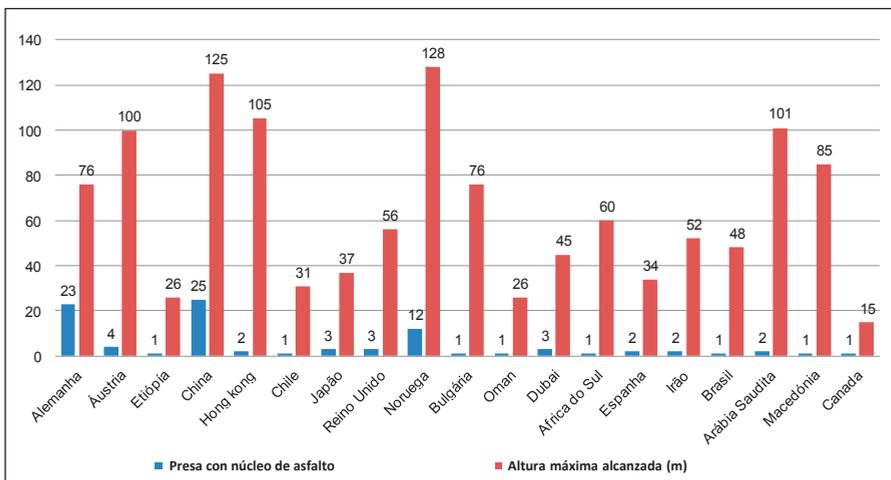


Gráfico 7. Presas de enrocado tipo ACCRD construidas en el mundo, altura máxima alcanzada, periodo (1962-2010)

La *Gráfico 7* muestra la tendencia de aumento de alturas con un promedio de 50 m a principios del siglo XX. En los años 2010 a 2011, este valor ascendió a 60 m, con el propósito de obtener un mayor nivel del embalse.

Una visión más específica del desarrollo de presas de enrocado con núcleos tipo ACCRD se presenta desde el *Gráfico 9* hasta el 13.

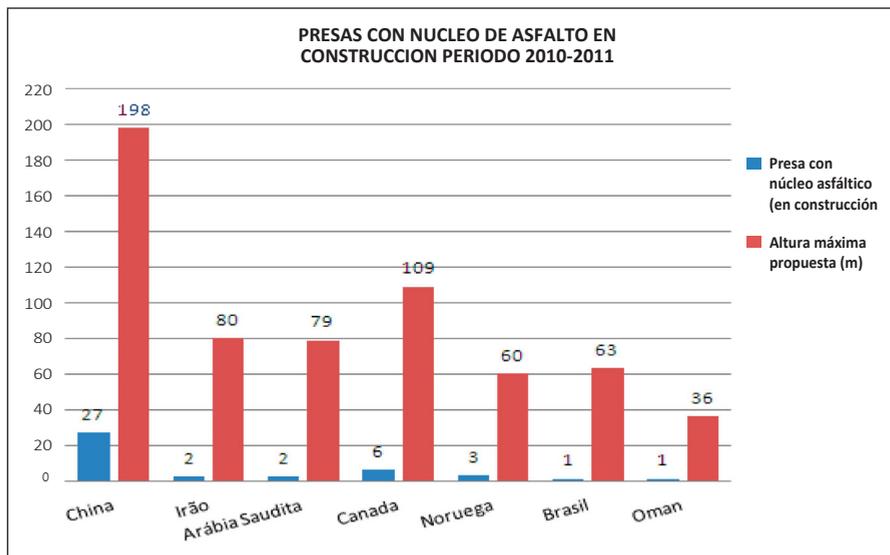


Gráfico 8. Presas de enrocado tipo ACCRD construidas en el periodo 2010-2011.

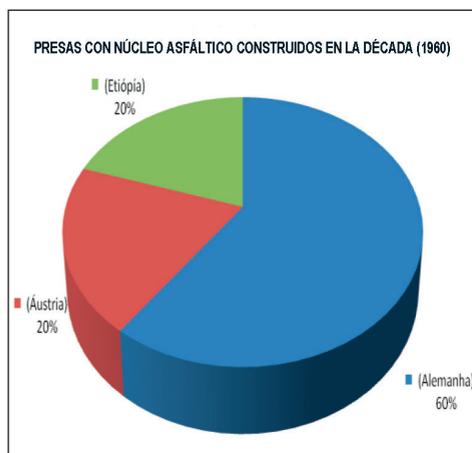


Gráfico 9. Presas tipo ACCRD, construidas en la decada de 1960



Gráfico 10. Presas tipo ACCRD, construidas en la decada de 1970

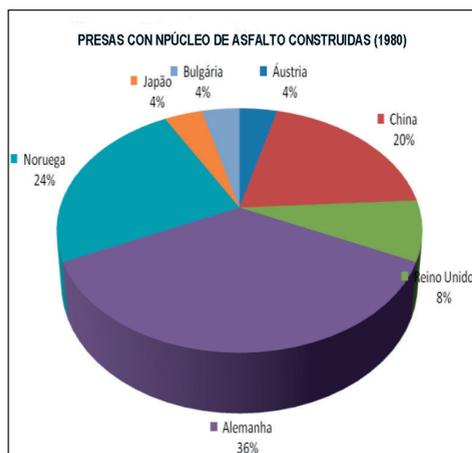


Gráfico 11. Presas tipo ACCRD, construidas en la década de 1980

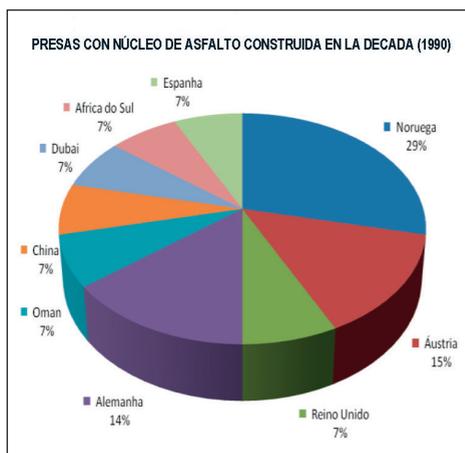


Gráfico 12. Presas tipo ACCRD, construidas en la década de 1990.

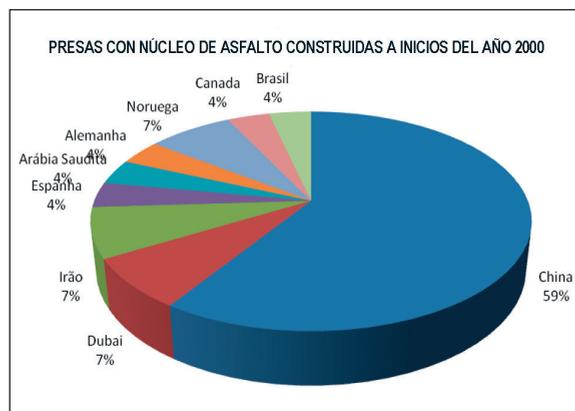


Gráfico 13. Presas tipo ACCRD, construidas a inicios del 2000

2.2. Consideraciones geológico-geotécnicas en la elección del tipo de Presa de Enrocado

Los proyectos de presas generalmente están condicionados por factores como el clima, las precipitaciones, el relieve, geología, la formación rocosa, entre otros. Por lo tanto, es necesario un conocimiento general de las condiciones geológicas y geotécnicas.

La investigación geológica debe asegurar que las condiciones geológicas y/o geotécnicas puedan brindar seguridad en el proyecto de una Presa (González de Vallejo *et al*, 2002). A la hora de elegir la ubicación y el tipo de presa, lo ideal es pensar que el volumen del embalse debe alojarse sobre material rocoso estable e impermeable, pero la geología no siempre es favorable.

Kanji (1994) sugiere que la construcción de una presa no tiene reglas fijas, ya que cada construcción tiene sus propias características y no presenta las mismas propiedades geológicas en cada lugar.

Según Thomas (1976) para la ingeniería de grandes presas se requieren evaluar los siguientes aspectos:

- Presentar seguridad en los cimientos de la presa;
- Asegurar la impermeabilidad de los embalses;
- La calidad de los materiales para las zonas del cuerpo de presa, así de encontrar los volúmenes requeridos que permitan la construcción de las distintas zonas de la Presa de enrocado.

2.2.1. Descripción de las rocas empleadas para fines de empleo en Presas de Enrocado

Walters (1962) presenta la descripción de algunas características de las rocas más frecuentemente encontradas en la cimentación de presas y que son utilizados en la construcción del cuerpo de la presa.

- **Granito:** roca resistente normalmente capaz de soportar grandes presiones, además de presentar propiedades de menor permeabilidad.
- **Gabro, Andesita, Diorita y Basaltos Amigdaloides:** rocas resistentes que soportan estructuras más comunes en el caso de almacenamiento de agua, pero no hay suficiente confianza en el caso de ser utilizadas con mayores cargas de agua en reservorios.
- **Los gneis**, esquistos micáceos y rocas mixtas son generalmente satisfactorios para soportar presiones y llenado de yacimientos, pero cuando se encuentran asociados pueden dar lugar a desintegraciones, un ejemplo es la presa “The Forks” en California (1929).
- Las **rocas metamórficas** e ígneas intrusivas presentan comportamientos con cierta desconfianza, pero en la mayoría de los casos se considera su uso con inyecciones de cemento en el cuerpo de la presa.
- Las **rocas calizas** suelen encontrarse con arcillas y necesitan mejoras en sus cimientos. Una presa de concreto construida en Francia sobre roca caliza, con situaciones de ruptura provocadas por deslizamientos y filtraciones han sido mejoradas con inyecciones de cemento.

2.2.2. Consideraciones del relieve y topografía

Cruz (1995) sugiere que el tipo de clima y la forma de los valles son condiciones básicas para elegir un proyecto de presa de enrocado.

- En regiones donde hay exceso de suelo, taludes de los valles suaves y un clima favorable, la presa de tierra con filtro vertical puede ser la más recomendable.
- En regiones áridas, donde hay exceso de roca, valles más cerrados y clima seco, puede considerarse más recomendable una presa de enrocado.
- En regiones de clima templado, donde el suelo es escaso, las temperaturas son bajas y los inviernos son largos, las presas con cuerpo de enrocado de roca se vuelven atractivas para su construcción.
- En regiones con grandes llanuras aluviales y arenosas se recomiendan las presas hidráulicas.
- En climas húmedos con mucha precipitación y suelos con alta humedad, cercanos a la saturación, las presas de tierra con drenaje en los laterales son soluciones preferidas.

Según Walters (1962), la forma del valle y sus características permiten establecer un criterio para determinar el tipo de presa. En este caso, es importante hacer una comparación entre la altura (H) y la longitud promedio del valle (L), como se muestra en la *Tabla 4*.

Figura 17. Relación longitud (L), altura (H) del valle para determinación del tipo de Presa (Walters, 1962)

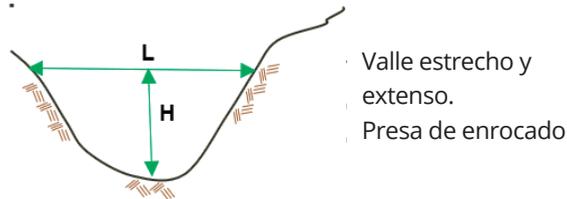


Tabla 4. Influencia de las características del valle en la elección del tipo de presa (Walters, 1962)

Tipo de Valle	L/H (%)
Encajado	< 3
Estrecho	3 a 6
Extenso	6 a 7
Plano	—

Según Walters (1962), para valles extensos se pueden construir casi todas las presas de enrocado empleando el material rocoso. La presa “Breaclich” (1959) en Escocia estaba ubicada en este tipo de valle y la presa “Loch Quoich” con $L/H > 8$ es otro ejemplo que emplea este criterio.

Otro aspecto importante a la hora de elegir el tipo de presa es la topografía del lugar. El valle tipo en forma de "V" es más recomendable en comparación al valle tipo en forma de U, debido a la mayor facilidad para transportar el equipo y realizar movimientos de traslado durante la ejecución.

La presa de Foz de Chapecó fue construida en 2010 sobre una meseta abierta que desciende sobre un valle casi horizontal entre los Estados de Santa Catarina y Rio Grande del Sur en la Cuenca del Río Uruguay (*Figura 18*).



Figura 18. Relieve de la cuenca del Río Uruguay, Presa Foz de Chapecó (CBDB, 2009).

2.2.3. Materiales de préstamo ó de cantera

Según González de Vallejo et al (2002), los materiales en las áreas de una presa, como enrocado, núcleo, drenes y filtros, requieren grandes volúmenes de materiales.

Las presas de tierra y de enrocado dependen de varios tipos de materiales que deben estar cerca y disponibles para la construcción. Se mencionan algunas consideraciones respecto a la disponibilidad de estos materiales:

- Volumen adecuado a la magnitud de las zonas del tipo de presa;
- Calidad adecuada, teniendo en cuenta los diferentes fines de la presa;
- Distancia de trabajo, recomendando la de menor distancia y de extracción más fácil;

- Facilidad en la extracción de los materiales;
- Condiciones ambientales aceptables para la exploración.

En la mayoría de las presas de enrocado con núcleo de arcilla, los materiales se seleccionan con base en estudios geológicos previos, determinándose la ubicación de canteras y aprobadas para el proyecto; la misma que será empleada en el caso de enrocado y zonas de materiales finos como el núcleo.

En el caso del emplear enrocado como material de extracción de roca, se requiere que sea resistente y tenga como origen la roca sana. En la mayoría de los casos, se colocan rocas de menor resistencia en zonas específicas del cuerpo de la presa donde el contacto con el agua es imposible. Cruz (1996) comenta sobre el enrocado colocado puede llegar a condiciones de desintegrable, que durante la etapa de construcción de la presa de Jupiá se colocó un enrocado de roca basáltica en el estribo derecho, poco después se constató que la vegetación cubría todo el relleno de roca aguas abajo. Una inspección de campo mostró una desintegración parcial de la roca convertida en arena.

Gonzales de Vallejo et al (2002) indica que los materiales colocados en el núcleo deben ser impermeables y que en el caso de las arcillas deben tener permeabilidades menores a 10^{-5} cm/s. Además, estos materiales no deben tener propiedades colapsables, porcentajes de materia orgánica y ser insolubles. Se pueden incluir otros tipos de suelos siempre que tengan menor permeabilidad y permitan lograr mayor densidad en el proceso de la compactación.

La grava y la piedra triturada, que son materiales de condición permeables se utilizan en zonas de transición entre diferentes materiales, donde se requiere un flujo rápido de agua.

Según Cruz (1996), la grava es un material resistente, poco compresible y fácilmente trabajable cuando proviene de lugares no saturados. El uso de grava en los muros de contención de presas es de conocimiento público y no conlleva ninguna novedad ni preocupación.

La composición del cuerpo de la presa con materiales seleccionados permite una mayor rigidez y un mayor control de la filtración mediante transiciones, filtros y evacuación en la salida.

Las construcciones preliminares en proyectos de presas, como por ejemplo las ataguías, se construyen como una presa de menor altura, utilizando los mismos materiales seleccionados. A modo de ejemplo, la presa de la UHE Foz de Chapecó, construida en 2010, está compuesta por pre ataguías y ataguías, que fueron incorporadas al cuerpo de la presa.

2.3. Aspectos generales del estudio de compresibilidad y esfuerzos

El término compresibilidad utilizado en presas de enrocado se refiere al comportamiento mecánico de los materiales en sus diferentes zonas. En el caso de los tipos de presas abordados en este trabajo, se puede considerar que la resistencia al corte y la compresibilidad del enrocado son aspectos muy importantes en el diseño de presas. Los siguientes artículos destacan aspectos de la compresibilidad del relleno de roca en las fases de construcción y llenado del embalse.

2.3.1. Durante la construcción

Según Penman (1982), las deformaciones en los rellenos de roca se producen debido a dos mecanismos principales:

- Rotura de contactos entre bloques y rotura del propio bloque;
- Reorientación de bloques dentro de la masa de enrocado.

Materon (1983) enumera algunos factores que afectan la compresibilidad y la resistencia del enrocado de forma directa e indirecta. Estos factores se recogen en la *Tabla 5*.

Tabla 5. Factores que influyen en la compresibilidad del relleno de roca (apud Materon, 1982)

Factores	Características
Mineralogía	Afecta el coeficiente de fricción
Granulometría	Mayor uniformidad, mayor compresibilidad
Índice de vacíos	Mayor densidad, menor compresibilidad
Forma de la partícula	Las partículas angulares sufren una mayor fracturación
Mojada	El agua aumenta la compresibilidad
Resistencia del grano	Mayor resistencia, menor fractura.
Tamaño y textura	Mayor tamaño, mayor fracturación
Velocidad de carga	El relleno de roca con alta permeabilidad no se ve afectado
Tipo de carga	Mayor compresibilidad baja deformación plana
Tiempo	Relación con la fluidez

Rzadkowski y Zurek (1970), estudiaron las deformaciones causadas por la rotura de los puntos de contacto en una muestra de arenisca (*Gráfico 14*), así mismo se observa los cambios en su compresibilidad en condiciones seco y húmedo. Los autores concluyeron que la fuerza F transmitida a cada grano dentro de un relleno de roca es una función del diámetro de la partícula y la presión total en el punto:

$$F=C_1.\sigma.d^2 \quad (1)$$

Donde: F = Fuerza transmitida
 C_1 = Constante
 σ = Presión total sobre el enrocado
d = Diámetro de partícula

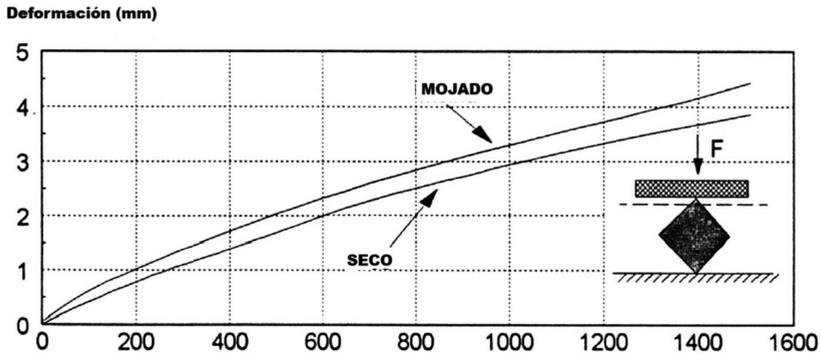


Gráfico 14. Aplastamiento del punto de contacto de fragmentos secos y húmedos (Rzadkowski y Zurek, 1970)

El aplastamiento o cambios en su compresibilidad de los puntos de contacto de los fragmentos está relacionado con la deformabilidad del material:

$$\varepsilon = \sum \frac{\delta d}{d} \quad (2)$$

Donde: d, diámetro de partícula

Rzadkowski y Zurek (1970) analizaron la ecuación (2) y determinó una relación entre la deformación y la presión en la interrelación de los contactos de partículas, según la ecuación (3), donde la deformación no depende del tamaño de partícula.

$$\varepsilon=C_2.\sigma^{1/2} \quad (3)$$

Dónde: C_2 , constante

Kjaernsli y Sande (1963) consideraron que la deformabilidad es una función del tamaño y número de partículas, según la ecuación (4), con valores de $n=0,8$, para muestras densas, y $n=0,3$, para muestras blandas.

$$\varepsilon=C_3.\sigma^n \quad (4)$$

Donde: C_3 , constante que es función del tamaño y número de partículas.

La forma de las partículas es otro aspecto importante a la hora de medir la deformabilidad del material. Los materiales con forma redondeada provocan un cambio menor en los vacíos en el interior, lo que resulta en una menor compresibilidad entre los contactos (Penman, 1969), tal como se muestra en el *Gráfico 15*.

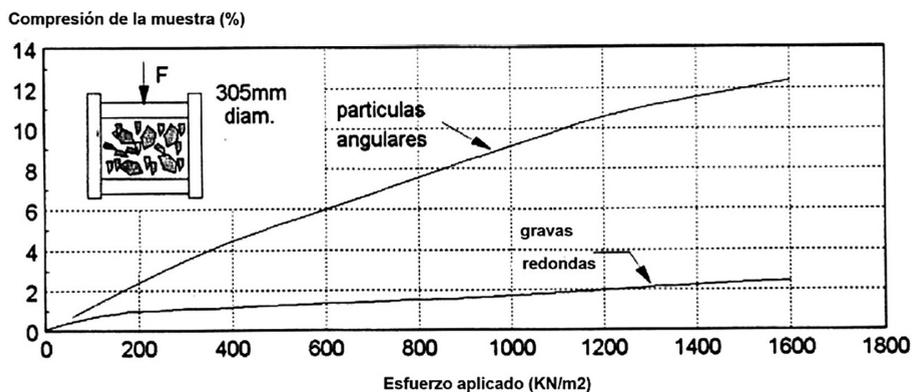


Gráfico 15. Efecto de la forma de las partículas en la compresibilidad del relleno de roca (Saboya Jr. 1993)

Respecto al coeficiente de uniformidad, índice de vacíos y densidad relativa, Saboya Jr. (1993) comenta que un material bien gradado tiene mayor número de contactos entre granos que un material uniforme, ya que las partículas más pequeñas tienden a ocupar los vacíos dejados por las partículas más grandes. Un mayor número de contactos da como resultado fuerzas intergranulares menores, reduciendo la rotura del grano Saboya Jr. (1993). Como consecuencia se obtiene un relleno de roca con baja compresibilidad y mayor densidad relativa.

Algunos resultados de ensayos edométricos realizados con roca caliza vistos en el *Gráfico 16*, demostraron que la deformabilidad que puede alcanzar el enrocado de manera aumentativa tiene relación directa con el aumento de la relación de vacíos inicial Frassoni *et al* (1982).

La compresibilidad en zonas de presas de enrocado adquirió mayor aceptación a partir de la década de 1960, debido a la incorporación de procedimientos de compactación con maquinaria vibratoria y control de la humectación con el objetivo de conseguir mayor densidad relativa.

Cooke (1987) comenta que el enrocado lanzado puede presentar una compresibilidad 10 veces mayor que el enrocado compactado. La humedad del enrocado, sin realizar compactación, provoca un aumento en la compresibilidad del enrocado, como se puede observar en el *Gráfico 17*.

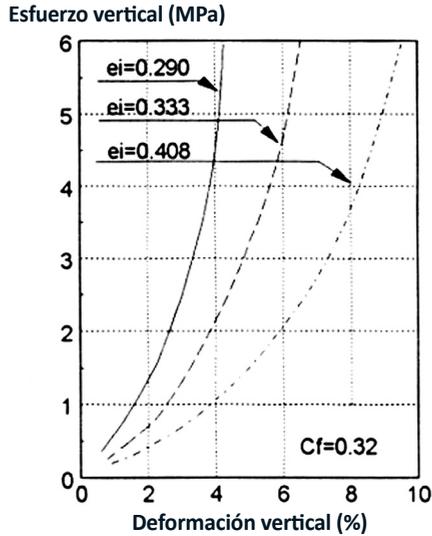


Gráfico 16. Efecto de la relación de vacíos inicial en la compresibilidad del relleno de roca (Frassoni et al, 1982).

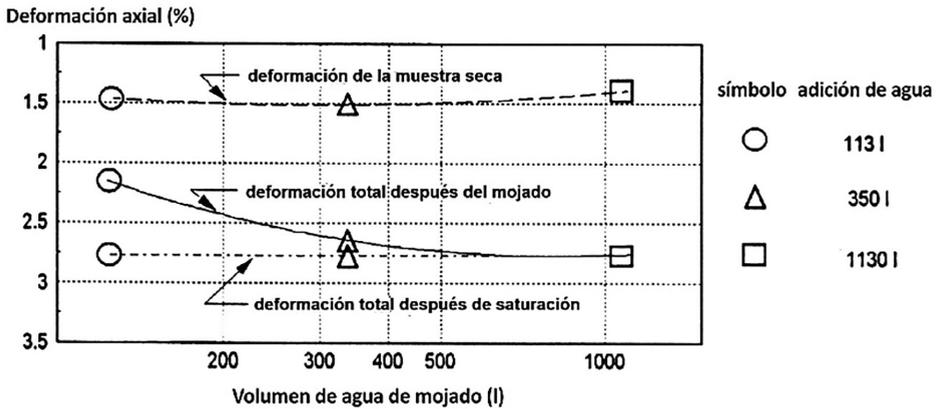


Gráfico 17. Ensayo de compresión unidimensional: efecto de la adición de agua en el enrocado de la Presa Angostura (Marsal, 1972).

Otra característica importante relacionada con la compresibilidad es la rotura del grano. Marsal (1973) observó, a partir de varios ensayos de compactación, compresión triaxial y/o unidimensional realizados, que en muestras de la misma granulometría existía una variación de pesos antes y después del ensayo. Esta característica se denominó Índice de Rotura de Grano (Bg), obtenido por la suma de las diferencias positivas en las fracciones de roca en los ensayos (ecuación 5).

$$B_g = \sum_{k=1}^n (\Delta W_k)_{\text{positivos}} \quad (5)$$

Dónde: ΔW_k : $W_{ki} - W_{kf}$

W_{ki} : Peso del material de la fracción K de la curva granulométrica inicial

W_{kf} : Peso del material de la fracción K de la curva granulométrica final

Otro aspecto observado por Marsal (1973) fue que un aumento en el esfuerzo de confinamiento (σ_3) provoca una disminución en la proporción σ_1' / σ_3' en la ruptura, como se muestra en el *Gráfico 18*. Esta reducción de σ_1' / σ_3' en ruptura, se asocia a la ruptura de contactos o de la propia partícula cuando las tensiones involucradas superan la resistencia a la compresión de la roca.

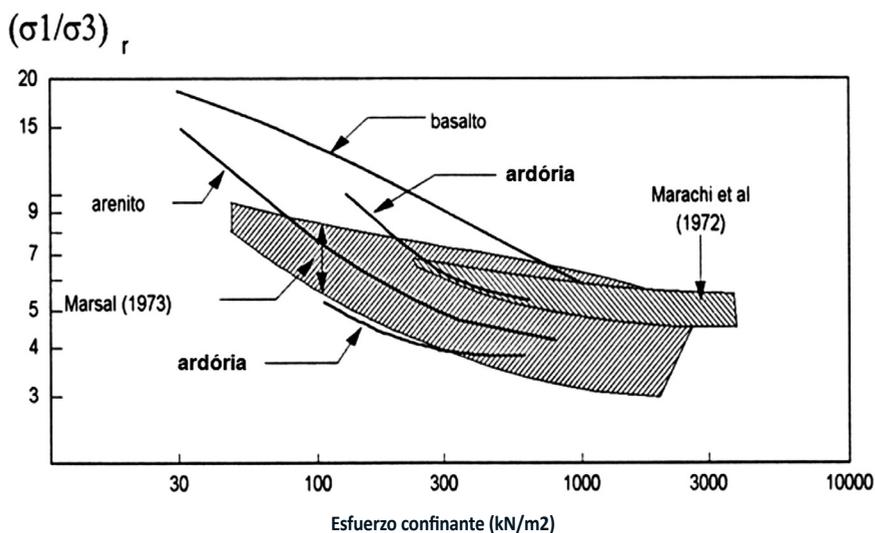


Gráfico 18. Influencia de la tensión de confinamiento en la relación de tensiones en la ruptura (Marsal, 1973).

Marachi (1969) menciona que las rocas que tienen menor tendencia a romper partículas tienen menores disminuciones en el ángulo de fricción, con el aumento del esfuerzo de confinamiento. Saboya Jr, (1993) comenta que la relación entre el ángulo de resistencia al corte y el índice B_g es independiente del tamaño de partícula para materiales con curvas granulométricas paralelas y el mismo índice de vacíos (*Gráfico 18*).

Además, Marachi et al (1969) concluyen que la rotura de partículas en materia granulares obedece a las siguientes reglas:

- B_g , aumenta con uniformidad;
- B_g , aumenta con la angularidad;
- B_g , aumenta al disminuir la resistencia de las partículas;
- B_g , aumenta a medida que aumenta el estrés de confinamiento.

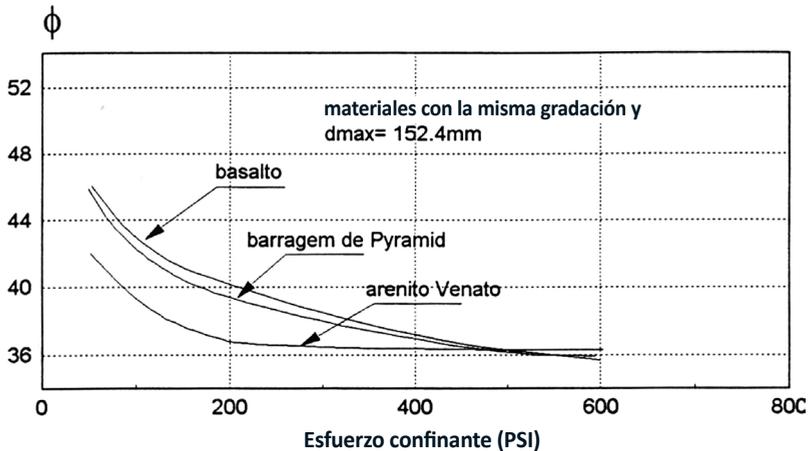


Gráfico 19. Pruebas triaxiales con muestras de 914,4 mm de diámetro (Marachi et al 1969).

El proceso de compactación del material tiene como objetivo lograr valores máximos de densidad y mínimos índices de vacíos. Se debe tener en cuenta que, para lograr un índice de vacío mínimo, se produce una variación en la permeabilidad.

La compactación del enrocado se realiza con rodillos vibratorios de entre 6 y 9 toneladas de peso a más y con una cantidad de humedad determinada, provocando inicialmente índices de vacíos mínimos como consecuencia de la rotura de los granos.

Según Vaughan (1985), los suelos residuales utilizados en la construcción de presas tienen características intrínsecas similares de plasticidad, permeabilidad y preconsolidación. Los suelos sedimentarios difieren en algunas de estas características.

Cruz (1969) considera que es importante conocer el origen y el proceso de descomposición a que fue sometido el suelo.

En el estudio de la permeabilidad de suelos compactados existen diversos factores y características que influyen en los resultados. Lambe (1962) muestra que, en condiciones secas o parcialmente seca, la permeabilidad disminuye con la adición de agua hasta alcanzar la humedad óptima. En condición húmeda se encuentra el valor mínimo de permeabilidad. (Gráfico 20).

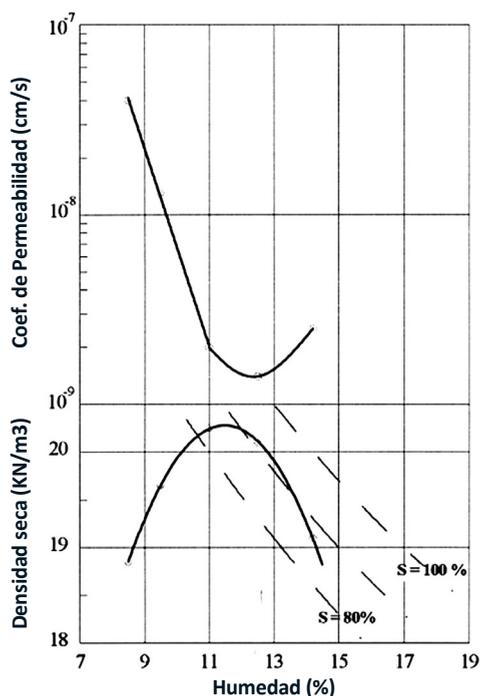


Gráfico 20. Efecto de la compactación sobre la permeabilidad (Lambe, 1962).

Seed y Chan (1959) estudiaron la influencia de los métodos de compactación en la estructura del suelo. Los autores concluyeron; que un suelo compactado con un contenido de humedad superior al óptimo, el método de compactación realizado solo influye en la resistencia de pequeñas deformaciones.

Se puede realizar un análisis de la historia de tensiones dentro del cuerpo de las presas de enrocado basándose en la trayectoria de esfuerzos, en condiciones p' y q' respectivamente. En las etapas de construcción y llenado del embalse, el análisis de la trayectoria de esfuerzos permite comprender cómo se producen las variaciones de esfuerzos. Naylor (1981) afirma que una ley constitutiva ideal que represente al material es independiente de la trayectoria de esfuerzos, pero en la práctica es necesario relacionar los diversos parámetros geotécnicos y en ocasiones la propia ley en función de la trayectoria de esfuerzos determinada.

Durante la etapa de construcción de la presa, los niveles de esfuerzo total en el enrocado comúnmente comienzan con la tensión media inicial en el momento de la falla (p_0). Parra (1996) describe la trayectoria del esfuerzo de un punto ubicado en el núcleo de arcilla (Gráfico 21 b). Inmediatamente después de la compactación habrá una succión p_0' igual al esfuerzo efectivo inicial, siendo el esfuerzo total en esta etapa despreciable. El material no está completamente saturado, por

lo que la construcción del terraplén por encima del punto considerado genera un aumento de la presión efectiva y reduce la succión. En el punto "x" (Gráfico 21 b) la presión de poro se vuelve positiva y el aire presente en los huecos disminuirá progresivamente hasta que el material esté completamente saturado. Para que esto ocurra en arcillas blandas bastan unos pocos metros de terraplén construido. En esta etapa, los valores de los incrementos de presión de poro pueden aproximarse a los valores de los incrementos de esfuerzo total y el esfuerzo efectivo promedio (p') no cambiará significativamente. De hecho, el esfuerzo efectivo medio p' puede reducirse aún más hasta acercarse al estado crítico (punto C) debido al esfuerzo cortante del suelo en condiciones no drenadas. El problema se puede simplificar suponiendo que la arcilla está saturada desde el principio y considerando un valor de succión inicial p_o^* como se muestra en el Gráfico 21 b. En este caso la trayectoria de esfuerzo efectivo sería lo indicado en la figura mediante la línea discontinua.

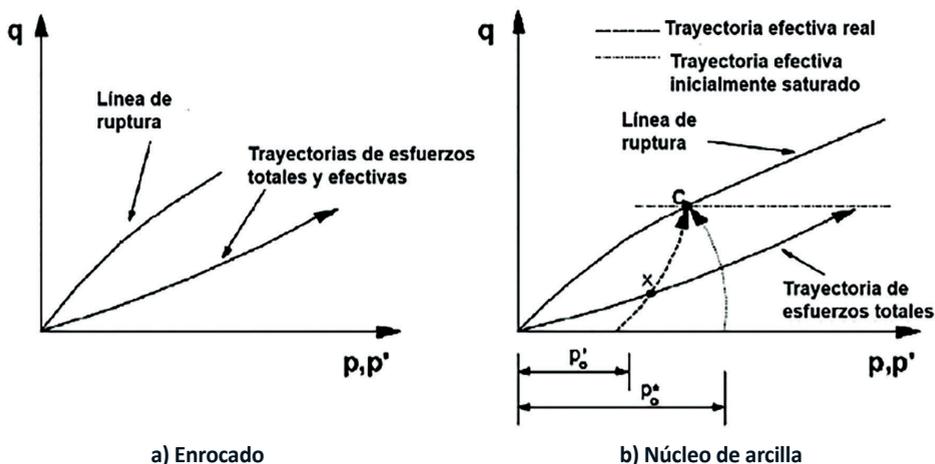


Gráfico 21. Trayectorias de esfuerzos en una presa de enrocado con núcleo de arcilla. Etapa constructiva (Naylor, 1992).

2.3.2. Durante el llenado del embalse

Según Saboya Jr. (1993), las consideraciones sobre el comportamiento de las presas de enrocamiento con material impermeable central, en la etapa de llenado son: distintas y complejas en comparación con la etapa de construcción.

En el pasado, algunas presas de enrocado presentaron problemas de colapso durante la etapa de llenado relacionados con el aumento de la carga hidraulica y la saturación de la roca. La condición de llenado provoca un reordenamiento de las tensiones permitiendo una rotación interna y dando como resultado un aumento de la deformabilidad.

Nobari y Duncan (1972), en una revisión de los movimientos en zonas de presas causados por el llenado de embalses, indicaron que la complejidad resulta de tres causas diferentes:

- La **primera** es la compresión debida al humedecimiento de la cimentación que genera asentamientos no uniformes.
- La **Segunda** considera la compresión por humedecimiento del material de presas homogéneas o de los taludes de aguas arriba de presas zonificadas, lo que produce asentamientos en esta región de la presa con movimientos en dirección aguas arriba y posibles fisuras longitudinales en los taludes.
- El **tercero**, producido por la propia presión del agua, que provoca movimientos en dirección aguas abajo del talud.

Nobari y Duncan (1972) indicaron en el mismo estudio que cuatro efectos separados se producen debido al primer llenado de una presa zonificada, siendo predominantes las deformaciones compresivas en la combinación de éstas (*Gráfico 22*).

El **primer efecto** considera una presión hidráulica en el núcleo. Durante la fase de llenado del reservorio, la permeabilidad del núcleo es muy pequeña en relación con la permeabilidad del material del talud aguas arriba, tanto que se puede suponer que se produce instantáneamente una presión hidrostática en la parte aguas arriba del núcleo, como se ilustra en *Gráfico 22 a* (el). Esta presión hidrostática producirá desplazamientos dirigidos aguas abajo, haciéndose apreciables en la fase final del llenado del embalse, con la inversión del giro inicial de la presa de aguas arriba hacia aguas abajo.

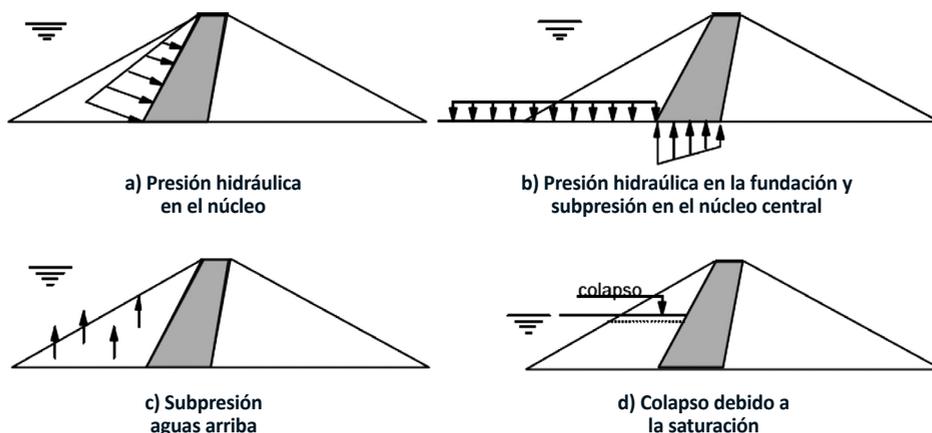


Gráfico 22. Efecto del llenado del depósito en una presa con núcleo impermeable.

El **segundo efecto** se refiere a la presión hidráulica y a la subpresión en el núcleo. Una aplicación de presiones hidrostáticas sobre la cimentación aguas arriba del núcleo central provoca asentamientos y rotación de la presa aguas arriba, mientras que la aparición de subpresión en la base del núcleo central provoca movimientos ascendentes y rotación de la presa aguas abajo. En el *Gráfico 22b* ilustra la ocurrencia de estos efectos.

El **tercer efecto** está relacionado con la subpresión aguas arriba. En este caso se generan presiones debidas a la sumergencia de los apoyos aguas arriba de las presas zonificadas (enrocado suelos granulares), que tienden a provocar desplazamientos verticales ascendentes, así como rotaciones en la presa en dirección aguas abajo, debido al conocido fenómeno del empuje de Arquímedes (condición hidrostática). En el *Gráfico 22c* se ilustra la condición de empuje hidrostático.

El **cuarto efecto** es el colapso que se produce en una presa de tierra o enrocado debido a la saturación de materiales en el paramento de aguas arriba durante la primera etapa de llenado, ocasionando asentamientos así como rotaciones en la presa en sentido de aguas arriba (*Gráfico 26d*).

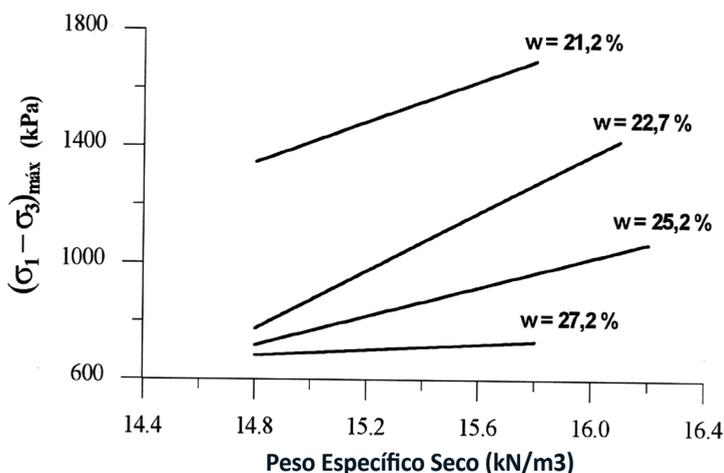
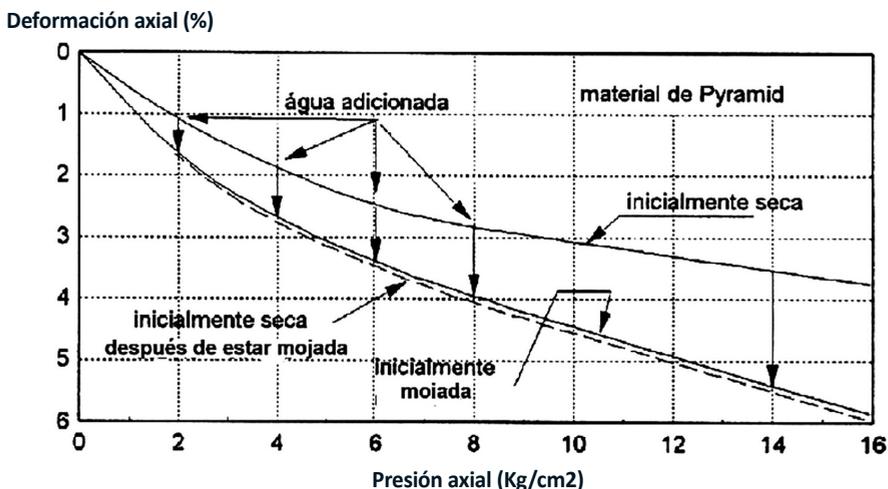
Terzaghi (1960) afirma que los asentamientos por saturación en el enrocado ocurren debido a la pérdida de resistencia de la roca cuando está saturada. Kjaernsli y Sande (1963) pudieron demostrar las afirmaciones de Terzaghi (1960), basándose en pruebas de compresión simples en muestras de roca sienita saturadas y sumergidas secadas al horno. Los autores demostraron que las muestras saturadas y sumergidas perdieron, respectivamente, el 6% y el 9% de su resistencia por condición de secado.

Fumagalli (1969) realizó pruebas de compresión unidimensional en muestras secas, saturadas y secas posteriormente inundadas con diferentes esfuerzos axiales. Los resultados en muestras saturadas mostraron una mayor compresibilidad que la muestra seca, y que la diferencia de deformaciones entre ellas, a cualquier esfuerzo axial, fue igual al colapso que ocurrió bajo esa misma esfuerzo, como se muestra en el *Gráfico 23*.

Según Cruz (1996), la compresibilidad del suelo y la pérdida de resistencia al corte pueden ser analizadas por 3 factores intrínsecos: **el primero** que agrupa la granulometría, forma de partícula y mineralogía, **el segundo** un factor externo que considera las condiciones de compactación para el tipo de construcción y **el tercero** que se relaciona con la velocidad de carga, dirección de esfuerzos aplicados y condición de drenaje.

Mori (1975) estudió la influencia de los parámetros de compactación en el

esfuerzo desviador máximo en un suelo basáltico residual, verificando que una mayor humedad provoca una disminución de la resistencia. La disposición de partículas se dispersa en el tramo de humedad (Gráfico 23).



Bertolucci (1975) verificó a partir de pruebas (UU) triaxiales en muestras de suelo de gneis biotita residual que, para tensiones de confinamiento bajas, la resistencia es directamente proporcional a la densidad e inversamente proporcional a la humedad. En el caso de mayores tensiones de confinamiento, la resistencia es principalmente una función de la humedad.

Es interesante observar que, en los enrocados, el colapso está asociado con la ruptura de los contactos entre partículas, o incluso con la ruptura de la partícula misma. Por lo tanto, el colapso de un enrocado, debido al humedecimiento, será mayor cuanto mayor sea la carga aplicada.

En la etapa de llenado, la trayectoria de tensiones es distinta debido al reordenamiento de tensiones producido por la carga de agua y la inmersión de los materiales. Se pueden destacar dos efectos: el primero consiste en la liberación de esfuerzos en los taludes de aguas arriba debido a la saturación, y el segundo resulta del empuje lateral en el respaldo de aguas abajo.

El *Gráfico 25* presenta la trayectoria de esfuerzos de algunos puntos ubicados en el enrocado de la presa de Beliche (Veiga Pinto, 1983), para la etapa de embalse del reservorio. La trayectoria de tensión del punto ubicado en el enrocado del lado de aguas arriba muestra una disminución de la tensión media (p') y una caída de la resistencia (q), probablemente resultado de una acción de descarga axial. En el lado de aguas abajo, las trayectorias de esfuerzo al inicio del llenado del embalse tienen valores de tensión promedio más altos después de un estado de carga lateral.

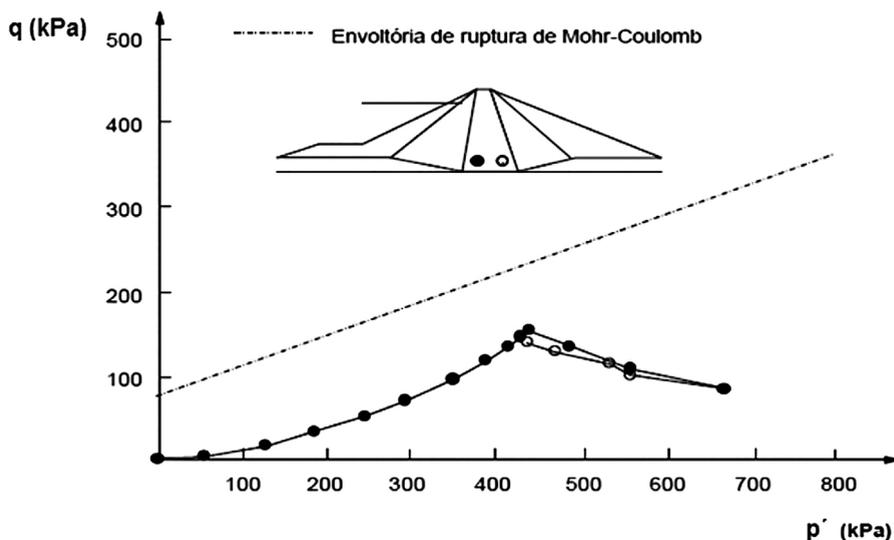


Gráfico 25. Trayectorias de esfuerzos: Presa Beliche - etapa de llenado (Veiga Pinto, 1983).

En el *Gráfico 25* se presentan las trayectorias de esfuerzos de puntos ubicados en el núcleo arcilloso de la Presa de enrocado Beliche. Estos puntos describen trayectorias de esfuerzos en el enrocado, que muestran una disminución de la resistencia (q) y un aumento de la tensión promedio (p'), seguido de una etapa de carga lateral.

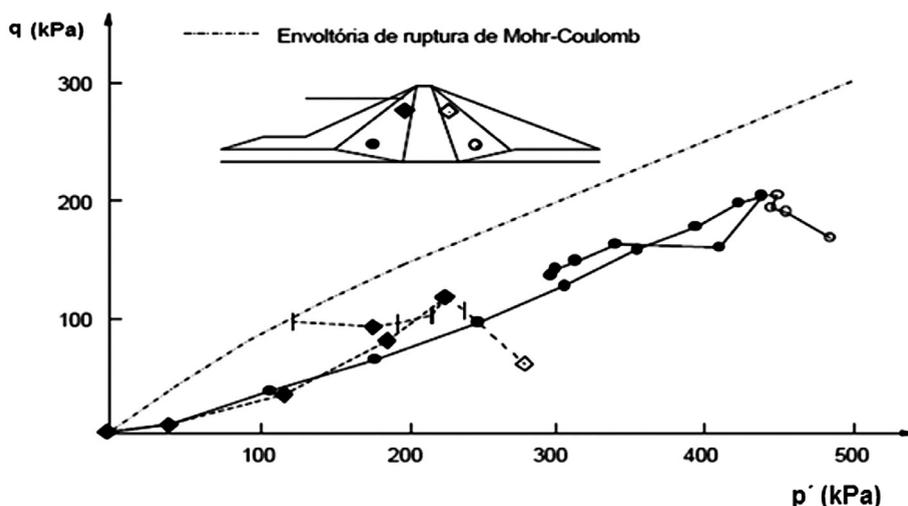


Gráfico 26. Trayectorias de esfuerzos en el núcleo de la presa de enrocado Beliche - etapa de llenado (Veiga Pinto, 1983).

Para estudiar el comportamiento de los materiales granulares en las transiciones en la presa de enrocado con núcleo asfáltico, así mismo de los aridos que lo conforman, Bienaimé et al (1988), simularon estos materiales con diferentes modelos constitutivos y con contenidos de concreto asfáltico medios, moderados y altos. El Gráfico 27 muestra la etapa final de la construcción, donde los esfuerzos en el concreto asfáltico y las transiciones son del mismo orden de magnitud. El concreto asfáltico tiene menor resistencia al corte y alcanza rápidamente el punto de plastificación, además de encontrarse en un estado de esfuerzo isotrópico. En las transiciones se observa una relación de anisotropía σ_y/σ_z de aproximadamente 0,55, que se mantiene prácticamente constante en toda la altura del núcleo.

Durante las etapas iniciales del llenado, el núcleo recibe el empuje del agua del embalse, las tensiones horizontales y las cargas ó esfuerzos cortantes impuestas por la deformación de la presa. El Gráfico 28 muestra los resultados de los esfuerzos en los materiales, donde se observa un incremento de los esfuerzos horizontales en las transiciones al compararlos con los valores mínimos sufridos en el núcleo de concreto asfáltico.

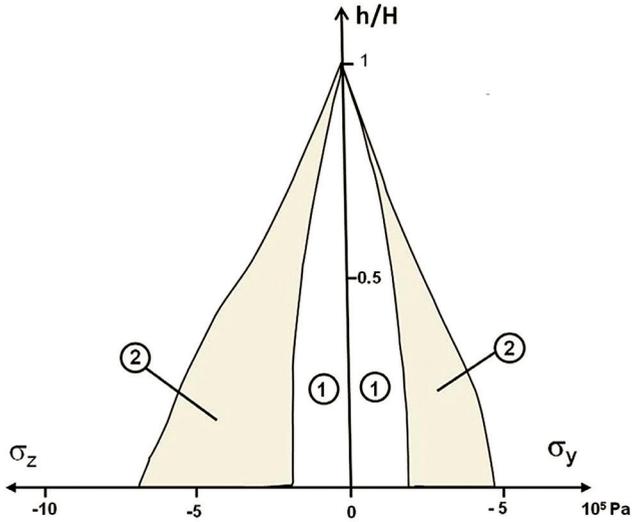


Gráfico 27. Distribución de esfuerzos en el núcleo del concreto asfáltico y la transición. Etapa de construcción (Bienaimé et al 1988).

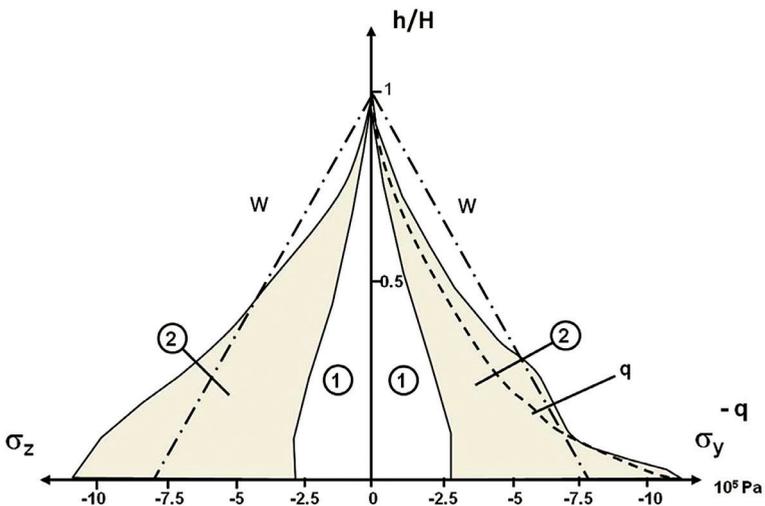


Gráfico 28. Distribución de esfuerzos en el núcleo del concreto asfáltico y la transición. Etapa de llenado (Bienaimé et al 1988).

El Gráfico 29 muestra las deformaciones verticales ϵ_y y horizontales ϵ_x , donde se observa un aumento en la deformabilidad en la etapa de relleno en comparación con la etapa de construcción.

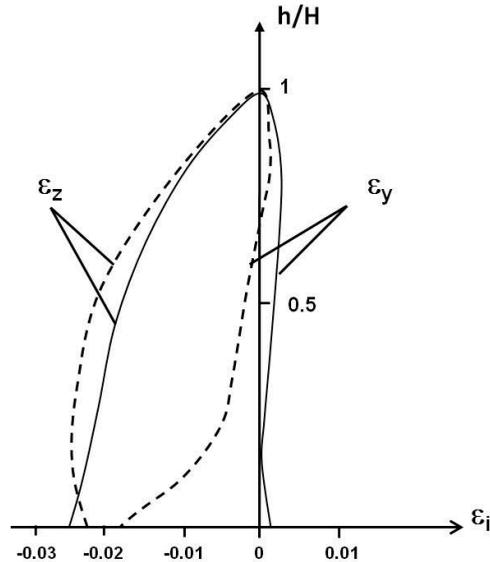


Gráfico 29. Distribución de esfuerzos en el núcleo y la transición del concreto asfáltico. Etapa de llenado (Bienaimé et al 1988).

2.4. Presas de enrocado con impermeabilización en taludes aguas arriba

Justin et al. (1945) consideran que en taludes impermeables aguas arriba pueden estar construidas con materiales como el acero, madera, asfalto ó concreto. Hasta 1900, el 60% de las presas de enrocado tenían una superficie impermeable de madera, porcentaje que disminuyó al 18% entre 1900 y 1945. Durante este período, el uso de zonas impermeables aguas arriba construidas con concreto aumentó del 27% al 48%, mientras que el uso de estas superficies o coberturas de acero se mantuvo en el 8%. Las siguientes investigaciones mencionan los diferentes tipos de superficies impermeabilizantes.

2.4.1. Madera

Según Thomas (1976), en el pasado se construyeron muchas presas para actividades mineras. Las presas estaban compuestas por una superficie de revestimiento construida de madera en la ubicación aguas arriba, que cubría el cuerpo colocado en los taludes. Las primeras presas con revestimiento de madera, utilizaban la madera sin preparar, es decir sin ninguna preparación ó adición química para una mayor duración frente a los embates de la humedad incluyendo las cargas hidráulicas, luego se mejoró para utilizar estructuras de tijeral y de celosía.

La característica principal de la construcción de una presa con revestimiento de madera era que, no requería estructuras de aliviaderos, pudiendo considerarse

en algunos casos alturas de descarga de 0,50 m. En la construcción de presas con madera en el área revestida de aguas arriba se pueden utilizar tres tipos de estructuras: estructura de tijeral, estructura de enclavamiento y estructura con elementos simples o mixtos. El tipo anidado fue el que presentó una mejor conexión entre sus elementos.

La estructura de tipo anidada (*Figura 19*) está realizado en madera trabajada con revestimientos de madera, unidos por montantes verticales. El cuerpo de aguas abajo permite la incorporación de material de enrocado o material granular con el fin de garantizar la estabilidad. Las columnas y montantes verticales estaban generalmente anclados a la base de roca y funcionaban como una cortina impermeable.

2.4.2. Acero

Según Thomas (1976), las presas de relleno de roca con caras de acero en taludes aguas arriba (SFRD) se construyeron a principios del siglo XX y mostraron un comportamiento satisfactorio. Las principales preocupaciones en presas de este tipo son: la infiltración de agua a través de las juntas, el soporte de grandes presiones por la carga hidráulica del embalse y el impacto del oleaje provocado por el viento sobre el embalse.

Según la publicación del Bureau of Reclamation (1973), se utilizaron dos métodos de construcción: **el primero** consistió en una cubierta de acero construida sobre rejillas de andamios que se prepararon a pocos metros del nivel del talud de aguas arriba. Posteriormente se colocó el material entre la cubierta y la cara final compactada del talud. **El segundo** método requiere anclajes entre la cubierta de acero y la cara compactada de la pendiente del talud aguas arriba. Para un mejor comportamiento del segundo método se ha realizado la perforación con barras de acero y hormigón para su fijación.

Estas presas alcanzan pendientes aguas arriba entre 1,0V:1,3H y 1,0V:1,7H. Los revestimientos o láminas de acero deben tener un espesor entre 1/4" a 3/8" para soportar las magnitudes de los movimientos internos en el interior del relleno de roca y durante la etapa de operación de la presa.

Thomas (1976) considera que las dimensiones de los espesores de acero deben ser de 2,6 m de ancho y 6,1 m de largo. En el pasado, las juntas horizontales se unían mediante tornillos y su unión entre dos láminas de acero se realizó mediante un perfil en "T". A partir de 1960 las técnicas mejoraron, considerándose láminas de acero de 9 m y 6 mm de espesor. Con el fin de preservar la cubierta de acero, debido a los movimientos laterales y al oleaje del agua, los anclajes atravesaron toda la

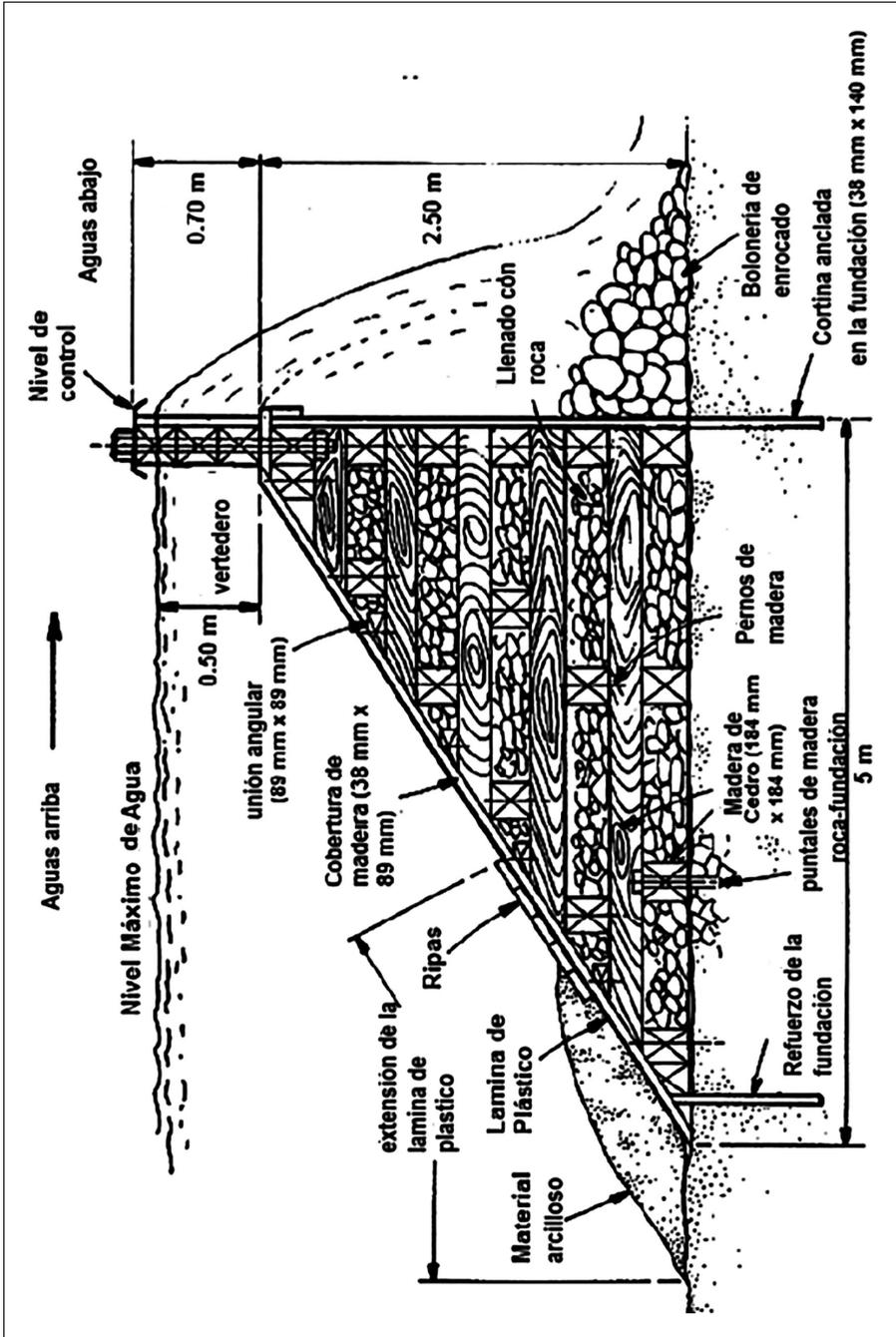


Figura 19. Sección transversal de tipo cajones de madera (Oficina de Recuperación, 1976).

longitud del talud, evitando su levantamiento por subpresión.

La presa de Skagway (EE.UU.) fue construida en 1901 con una altura de 22 m y con pendientes aguas arriba de 1,0 V:1,3 H. En esta presa, la cubierta de acero estaba compuesta por láminas rectangulares de 1,5 mm de ancho, 4,5 mm de largo y 6,0 mm de espesor. Una de las limitaciones de este tipo de recubrimiento es la posibilidad de corrosión del acero. Sin embargo, 30 años después de su construcción, esta presa mostraba un nivel mínimo de corrosión, considerado insignificante.

En la presa de Aguada Blanca, construida en el Perú en 1971, las láminas de acero que la cubrían fueron tratadas con un recubrimiento químico para evitar la corrosión. Esta presa todavía se encuentra en funcionamiento (*Figura 20*).



Figura 20. Vista de la presa Aguada Blanca (Perú), (OSINERG, 2005).

2.4.3. Concreto

Las presas de enrocado con talud de concreto armado tienen una geometría sencilla, consistente en una losa de concreto impermeable de espesor variable colocada desde la base del talud de aguas arriba hasta la cresta. Debido al peso de la losa de concreto y la pendiente del talud, la base de la presa debe tener una losa próxima al estribo de aguas arriba llamada "plinto" que en inglés "plinth" es la interface entre la losa de concreto armado del talud aguas arriba y la roca o material de cimentación y que normalmente es construido de concreto armado. Estas presas fueron estudiadas con mayor énfasis en la década de 1990, con variaciones en el espesor de la losa impermeable (e) y requerimientos de seguridad en las juntas, especialmente en el plinto.

Thomas (1976) comenta que las presas antiguas tienen influencia en las nuevas construcciones relacionado a pendientes similares y su estructura trapezoidal con criterios avanzado incluso sobre condiciones sísmica. Como ejemplo podemos citar la presa de Laurenti construida en Francia (1940) que presenta las principales características de las presas actuales.

La presa de Risdon Brook se construyó en Australia (1968), estableciendo criterios para una pendiente ascendente de 1,0V:1,5H y una pendiente descendente de 1,0V:1,4H. Con la incorporación de bermas en los taludes se lograron factores de seguridad de F.S.=1,5. El espesor de la losa de hormigón fue de 0,36 m en la cimentación y 0,30 m en la coronación. El relleno de roca o enrocado colocado, humedecido y compactado fue sometidos a proceso de compactación dinámica mediante compactadores de 2 tn de peso inicialmente.

La presa de Cethana (1971) tiene en cuenta aspectos relacionados con el tamaño del enrocado, con un diámetro máximo ($D_{m\acute{a}x}$) de 0,60 m. La roca cuarcita fue colocada delante de la losa y tuvo un tamaño máximo de 0,23 m. La capa compactada alcanzó un espesor de 0,45 m, utilizando rodillos vibratorios pesados de 10 tn y 4 pasadas por capa, y agua en promedio 150 l/m³. El espesor de la losa de concreto armado se calculó mediante la fórmula $e = 0,30 + 0,002.H$, donde H es la altura de la presa (m) más el valor de 0,125 m por sobrexcautación.

Marulanda (2007) comentó que la esbeltez de la losa de concreto se comportará como una membrana y que sus desplazamientos serán controlados por las deformaciones del enrocado.

El control de la infiltración en el plinto se mejoró con la incorporación de capas de suelo impermeables. En la presa Alto Anchicayá (1974) se colocó suelo limo-arcilloso sobre el plinto utilizando equipo sencillo.

Respecto de la compresibilidad, dos artículos científicos escritos por Cooke y Sherad (1987) hacen referencia al comportamiento de presas de enrocado con revestimiento de concreto armado (CFRD). La contribución de Cooke y Sherad (1987) fue designar zonas específicas del macizo para identificar el desarrollo y más adelante servirá de base científica para evaluar sus desempeños del material de enrocado en el cuerpo, así como aspectos de modelamiento computacional y monitoreo de campo.

El plinto y la junta perimetral permiten el movimiento de las losas de concreto armado, provocado por deformaciones en el enrocado (*Figura 21*). La tendencia de los movimientos en la cara ascendente es de compresión en la zona central y de extensión en la sección superior y a lo largo del perímetro (Cruz, 2002).

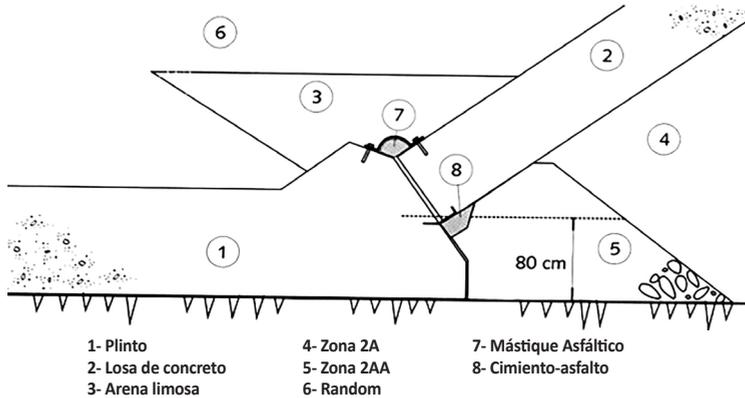


Figura 21. Sección transversal de construcción del plinto (Cruz, 2009).

Según Cooke (1982), los desplazamientos provocados por el enrocado varían con el cuadrado de la altura de la presa e inversamente con el módulo de compresibilidad del enrocado (h^2/E_e). Los desplazamientos pueden ser de 3 tipos: normal al talud aguas arriba, normal a la junta y tangencial paralelo a la junta.

Según Cruz (2009), las losas de concreto armado construidas sobre el talud aguas arriba están conectadas al plinto mediante juntas especiales (juntas de sellado o veda juntas) que permiten el giro de las placas. El plinto descansa sobre roca e incluso se requiere un aspecto de empotramiento y que recibe un tratamiento similar al utilizado para las cimentaciones de estructuras de concreto. El plinto recorre todo el borde inferior o el cemento del talud aguas arriba. La junta perimetral implica una secuencia de “líneas de defensa” contra la infiltración, como se muestra en Figura 22.

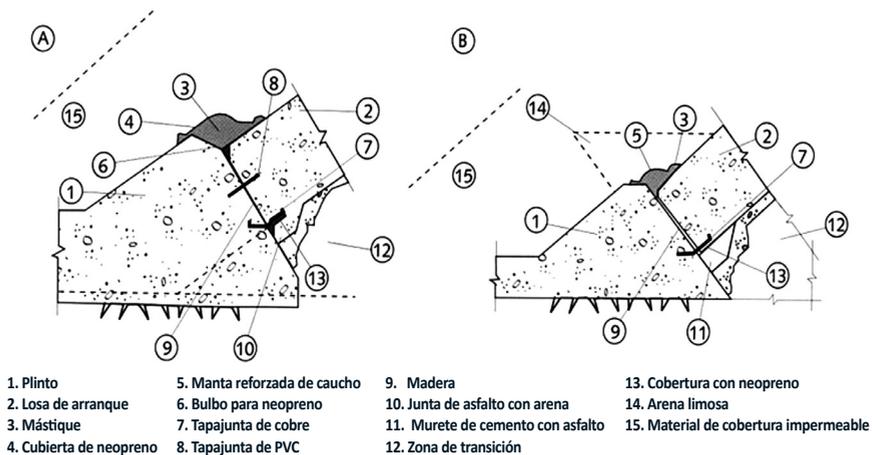


Figura 22. Juntas perimetrales y criterios de sellado de juntas (Cruz, 2009).

En la presa Wilmot (1968) se utilizó únicamente sellador de caucho o cobre para las juntas entre la losa y el plinto. Según Cruz (2009), actualmente los selladores de juntas están fabricados con materiales más flexibles recubiertos con cenizas volantes o asfalto, protegidos externamente, y se denominan de protección múltiple (Figura 23).

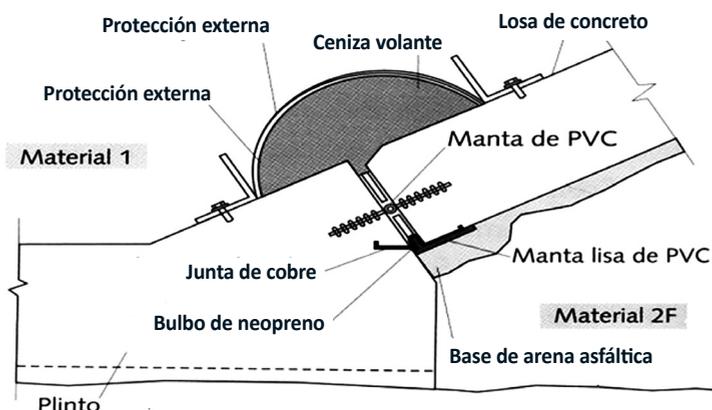


Figura 23. Criterios para nuevos materiales en el sellado de juntas (Cruz, 2009).

En el caso de la losa de concreto armado, Cooke y Sherad (1987) comentan que la durabilidad e impermeabilidad del concreto son más importantes que su resistencia. Según Cruz (2009), el espesor de la superficie de concreto armado aguas arriba (CFRD) con alturas superiores a 80 m se ha determinado empíricamente mediante la siguiente fórmula:

$$e = e_0 + kH \quad (6)$$

Dónde:

e = espesor en la profundidad H (m)

e_0 = espesor mínimo de la losa en la parte superior (m), entre 0,30 y 0,35

H = profundidad desde el nivel de agua del embalse

k = constante que varía de 0,0020 a 0,0065 (depende de cada país)

Eletrobrás y CBDB (2003) proponen espesores $e = 0,30 + 0,002H$ para ($H < 100$ m) y espesor con $e = 0,005H$ para ($H > 100$ m), propuesta que fue citada para la presa construida de Campos Novos en Brasil (2012).

En el caso del refuerzo de acero en losas de concreto, Cooke y Sherad (1987) consideran sólo para presas de enrocado compactada la aplicación del 0,4% de refuerzo de la sección transversal en cada dirección.

2.4.4. Asfalto

Muchas presas utilizaban una mezcla aglutinante y bituminosa como material impermeable en el talud de aguas arriba. El objetivo general era impermeabilizar el talud de aguas arriba y el pie de la cimentación. Esta técnica se sigue utilizando hoy en día y es una de las alternativas más solicitadas en reservorios (Strabag, 1996). La *Figura 24* muestra la Presa con revestimiento de Asfalto Tírol en Austria..

Según el Boletín 32a ICOLD (1982), la presa de Sawtelle (EE.UU.), construida en (1929), fue la primera en utilizar un material ligante asfáltico del tipo macadán bituminoso como revestimiento sobre capas de áridos. La presa tenía entre 15 y 20 metros de altura con una pendiente mayor a 1:1. El material bituminoso se colocó manualmente.

Se han desarrollado varios tipos de ideas para establecer algunos criterios sobre las capas impermeables recubiertas con mezclas asfálticas. Estos criterios fueron denominados por ICOLD como caras hidráulicas.

Según Visser (1970) y Lorh (1970), anteriormente se habían adoptado tres tipos de caras bituminosas para presas de suelo-roca y reservorios. Las dos primeras están formadas por capas permeables en su interior, y la última incluye una capa final de acabado de losa de concreto armado.



Figura 24. Vista del embalse de Tírol-Austria (Walo, 2006).

ICOLD (Boletines 39 de 1981, 32a de 1982 y 114 de 1999), Laura K. y Figene A. (2008) consideran dos sistemas básicos de recubrimiento, Tipo A (Doble Capa), *Figura 25 (a)* y Tipo B (Capa Única), *Figura 25 (b)*.

PRESAS DE ENROCADO

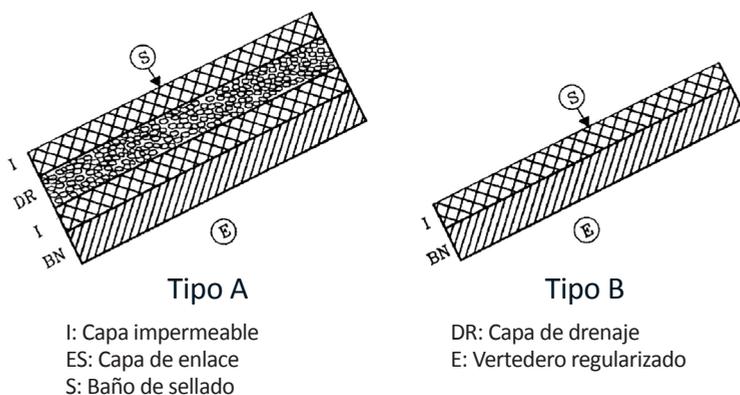
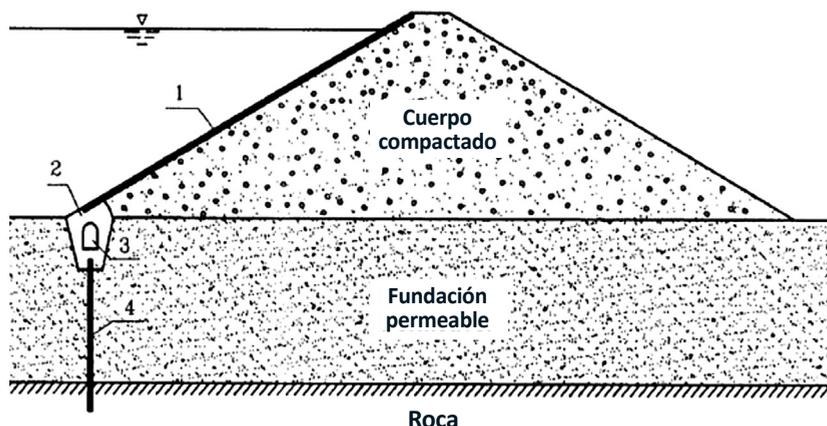


Figura 25. Tipos de superficie asfáltica aguas arriba en la presa tipo AFRD (ICOLD, 1993).

Doble capa (Tipo A) se refiere a la colocación de una capa de drenaje entre las capas impermeables. Cada capa puede construirse con diferentes espesores y además puede tener drenajes simples y múltiples. El tipo A, con doble capa impermeable, se utiliza en presas y el tipo B, con una sola capa de drenaje, se considera para embalses de reservorios de menor volumen.

La presa Genkel, construida en 1952, tiene un revestimiento Tipo A, y la presa Montgomery tiene un revestimiento Tipo B, ICOLD (1999).

Visser et al (1970) consideran que las presas construidas en 1930 tenían pendientes pronunciadas con una inclinación de 1,0:0,67. Con el desarrollo de nuevos procedimientos de construcción, las inclinaciones de los taludes cambiaron entre 1V:1,5H a 1V:2H como en la presa Genkel (1952).

Con referencia al método constructivo, ICOLD (1999) indica que las presas fueron construidas mediante el método vertical, donde un equipo de pavimentación

similar al utilizado en la pavimentación de carreteras formó el talud en franjas de 3 m a 4 m en sentido ascendente, y 2 m en sentido horizontal.

Luego de la experiencia adquirida y varias pruebas, se creó el método horizontal, que utiliza un equipo llamado "Bridge Finisher" que lanza las capas a lo largo del talud, desplazándose en el sentido longitudinal del talud (Figura 26 y Figura 27).



Figura 26. Colocación del ligante asfáltico en el talud (Walo, 1994).



Figura 27. Colocación y compactación del talud aguas arriba con base asfáltica (Walo, 1997)

PRESAS DE ENROCADO

El tipo de método adoptado dependerá de la longitud de la pendiente y de la altura de la presa. En la práctica, en embalses se utiliza el método vertical y en áreas mayores el método horizontal. El comportamiento de la cara asfáltica está condicionado por tres factores: la disposición inicial del cuerpo de presa terminado con la cara asfáltica construida, la incorporación del primer relleno y el momento en que toda la estructura se ve sometida a tensiones permanentes en el tiempo (fluencia).



Figura 28. Colocación de face impermeable asfáltica para longitud de talud extensos.

La *Tabla 6* resume las principales características de cada tipo de superficie impermeable aguas arriba.

Tabla 6. Características principales de los materiales impermeables colocados en los taludes aguas arriba.

Características	Material impermeable			
	Madera	Acero	Concreto	Asfalto
Material de colocación en los taludes	Extracción en estado natural debido a la ubicación del lugar.	Los elementos de acero se preparan, se llevan al lugar y se almacenan.	Canteras de roca sana ubicada en el mismo sitio o distancia próxima.	Agregados, arena y asfalto, preparada en planta.
Geometría y pendientes	Pendientes entre 1:2 y 1:3, alturas hasta 25 m. Los diseños iniciales no consideran la altura del aliviadero definitiva.	Pendiente entre 1:1.3 a 1:1.7, espesor de lámina entre 1/4" y 3/8". Altura 30 m.	Pendiente entre 1:1,3 a 1:1,5, las alturas alcanzan los 250 m a más.	Pendiente de 1:1,7 a 1:2,5, alcanzan alturas superiores a los 50m.
Procedimiento de construcción	Estructuras de madera entrelazadas cada 2 a 5 m, la rigidez está relacionada con la colocación de grava en el interior de los cajones de madera.	Realizado mediante la unión de láminas de acero de 2,5 x 6,0 m. Conectados mediante juntas de expansión. Sistema anclado y soldado.	Se construye una losa de concreto de espesor (e_0) en función a la altura. Un plinto de concreto armado sirve de conexión entre la base y la pendiente de la losa de concreto armado del talud.	Se construyen varias capas de drenaje y regulación de pendientes y luego se coloca la capa de asfalto con procesos de compactación.
Vida útil	Entre 20 y 30 años.	Mayor de 45 años (ref: Presa El Vado-México).	Tiene más de 100 años.	Hay muchos embalses con vida útil superiores a 100 años.
Mantenimiento	Recubrimiento con mortero para neumáticos entre 30 cm en la coronación y 60 cm en la base.	Con recubrimiento químico contra la corrosión. Es rápido.	Refuerzo en juntas perimetrales o verticales, empleo de material sellador de asfalto, epóxidos y otros de condición impermeable y flexible.	Proceso de colocación y compactado de manera similar al desarrollado para el asfalto en carreteras.
Fundación y Filtraciones	La filtración a través de juntas produce una disminución de la resistencia y asentamientos diferenciales debido a la saturación.	Se considera cortinas impermeables con suelo impermeable al pie del cauce ascendente.	El plinto está construido sobre la roca. En caso de roca fracturarla podrían originar filtraciones, mejorando con inyecciones desde galerías o muros diafragma en su interior.	Posibles filtraciones por envejecimiento o fisuramiento del asfalto en el talud, Se mejora con galerías o tratamientos superficiales.
Usos	Estanqueidad, volumen menor por alturas hasta 25m.	Estanqueidad, volumen menor por alturas hasta 30m.	Estanqueidad con alturas $h=250$ m a más.	Estanqueidad con volúmenes intermedios $h=80$ m.
Costo	Menor costo en comparación con el concreto y el acero, al trabajarse en el mismo lugar.	De mayor costo que la madera para necesidades de reservorios pequeños.	Costo razonable considerando el traslado del material del enrocado, distancia media del proyecto a la cantera.	Menor costo que el revestimiento de concreto, puesto que sólo se incorpora el asfalto al material granular del talud, desventaja ubicación de planta asfáltica.

2.5. Presas de relleno de roca con núcleo de arcilla (CCRD)

Las presas de enrocado con núcleo de arcilla se consideran las presas de mayor practicidad referido a la colocación de sus materiales. Los materiales a ser empleados suelen encontrarse cerca del lugar de la obra, lo que ayuda a agilizar los tiempos de ejecución.

Cruz (1995) comenta que la determinación de una sección transversal en este tipo de presas (CCRD) debe realizarse con el conocimiento de los materiales disponibles, además de factores como forma del valle, naturaleza de la cimentación, secuencia constructiva, entre otros factores.

La sección transversal de la presa se compone de tres zonas: zona de enrocado con características según diseño, transiciones y núcleo con características y propiedades intrínsecas de las canteras aprobadas.

Para la zona de enrocamiento, Cooke (1984) considera que existe una dependencia del aumento de la densidad en los procesos de colocación y esparcimiento del enrocamiento después de su vertido, así como la influencia de la segregación. Para una capa de 1 m de espesor, se supone que durante el esparcimiento del relleno de roca la pala del tractor empujará los bloques más grandes, seguidos por los más pequeños. Posteriormente se realiza la compactación con rodillos vibratorios con equipos y capacidades calculadas para alcanzar mínimamente porcentajes de compactación según diseño del comportamiento de enrocado en etapas constructiva y de operación, teniendo como función principal la disminución de los vacíos hasta alcanzar un equilibrio de menor deformabilidad, como se muestra en la *Figura 29*.

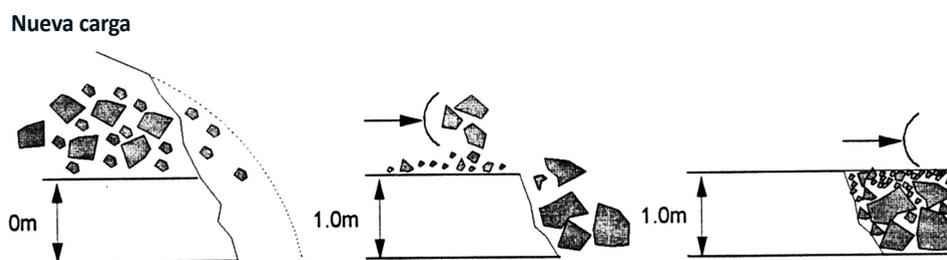


Figura 29. Distribución y colocación del enrocado compactado (Cooke, 1984).

Armelin et al (1976) consideran que se deben utilizar rocas de menor calidad en zonas internas del cuerpo donde el confinamiento limita los efectos de alteración y las deformaciones no son importantes. Este tipo de rocas se utilizan en la zona aguas abajo de la presa. Además, en las canteras no siempre se encuentran rocas de buena calidad.

La zona impermeable de la presa denominado núcleo de material impermeable, está compuesta comúnmente de material arcilloso. Inicialmente, los núcleos de las presas estaban constituidos por columnas rellenas con material arcilloso dispuestos verticalmente, separados entre 3 a 4 m. En algunos casos, el material arcilloso presentaba un bajo nivel de compactación debido a la compactación no mecanizada. Después de la invención del rodillo de pata de cabra en la década de 1900, el proceso de compactación de núcleos de arcilla mejoró. Como resultado, las columnas impermeables de forma vertical dejaron de existir y los núcleos comenzaron a ser compuestos con anchos extensos.

Respecto a las dimensiones del núcleo, antiguamente las bases de los núcleos se construían con las mismas dimensiones que la altura $B = H$. Hoy en día, es común utilizar el valor de la mitad de la altura de la presa del tramo estudiado, pero algunos núcleos de arcilla han adoptado relaciones mayores a $0,30H$.

La *Figura 30* muestra la presa de ORÓS con un ancho de base casi igual a su altura. En el diseño del núcleo no se construyen núcleos muy delgados o interfaces con distintas inclinaciones, esta propuesta se realiza para evitar la aparición del fenómeno de arqueamiento por esbeltez. La permeabilidad del material del núcleo compactado no debe superar los 10^{-5} cm/s. El gradiente hidráulico del núcleo es la relación entre la carga máxima de agua y el espesor del núcleo.

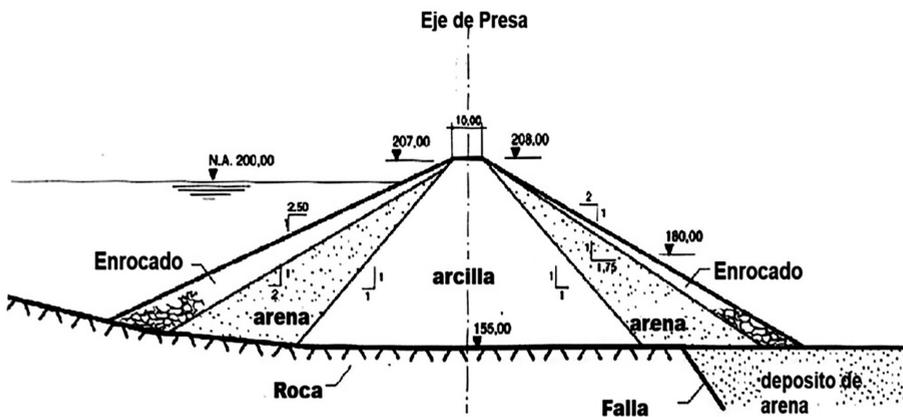


Figura 30. Sección transversal de la presa de Oros (Cruz, 1996).

La última zona se conoce como de transición, ya que contiene materiales arenosos de permeabilidad media entre enrocado, suelo y arcilla. En muchos casos la transición está formada por filtros y drenes.

Los filtros se construyen a partir de capas de agregados relativamente incom-

presibles de granulometría adecuada. El diseño del filtro debe satisfacer dos condiciones:

- condición del filtro: los vacíos en contacto con el suelo deben ser lo suficientemente pequeños para evitar el transporte de partículas de suelo a través de ellos.
- condición del drenaje: con tamaños mayores de los vacíos, suficientes para asegurar una permeabilidad que permita un movimiento relativamente libre del agua sin generar valores excesivos de fuerzas de percolación o presiones de poro.

ICOLD (1994) presenta las características requeridas para los materiales filtrantes, que consideran aspectos de segregación durante el procesamiento.

El criterio más antiguo utilizado en el diseño de filtros se encuentra en la expresión de Terzaghi (1977), aunque es conocido como el más conservador.

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{d_{85}(\text{suelo})} < 4 \quad (9)$$

$$5 < \frac{D_{15}(\text{filtro})}{d_{15}(\text{suelo})} \quad (10)$$

Dónde:

- $D_{15}(\text{filtro})/d_{85}(\text{suelo}) < 4$ es el criterio de filtro para evitar la migración de los finos y $5 < D_{15}(\text{filtro})/d_{15}(\text{suelo})$ es el criterio de drenaje para evitar que el agua fluya a través de huecos;
- D_{15} = diámetro de partícula equivalente tal que el peso de las partículas menores a éste corresponda al 15% del peso seco total del material filtrante;
- d_{15} = diámetro de partícula equivalente tal que el peso de las partículas menores a éste corresponda al 15% del peso seco total del suelo;
- d_{85} = diámetro de partícula equivalente tal que el peso de las partículas menores a éste corresponda al 85% del peso seco total del suelo.

Sherard et al. (1984 a) indicaron que se debería emplear el criterio del filtro de Terzaghi con un factor de seguridad de 2 contra la pérdida excesiva de finos.

Según Eletrobrás y CBDB (2003), en el diseño del drenaje se debe utilizar la ley de Darcy para determinar el espesor. Por razones constructivas, el espesor mínimo del drenaje se establece generalmente en 60 cm y los materiales utilizados en las transiciones deben tener un porcentaje inferior al 5% de finos no cohesivos que

pasen por el tamiz N° 200.

Cruz (1996) recomienda que el espesor mínimo de las transiciones para presas con núcleo de arcilla sea de 2.0 m y deberá ser compactado mediante rodillos vibratorios.

3.0

PRESA DE ENROCADO CON NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO (ACCRD)

El concepto involucrado en estas presas es diseñar un cuerpo de relleno de enrocado que tenga alta resistencia al corte y deformabilidad adecuada para garantizar el desempeño del núcleo impermeable de la presa. Esta condición debe cumplirse para todos los estados de esfuerzo y deformación que se originan durante las etapas de construcción, llenado del reservorio y operación (Humes et al, 2010).

El núcleo de concreto asfáltico debe ser impermeable, flexible, resistente a la erosión y al envejecimiento del asfalto, y debe presentar propiedades adecuadas para su colocación y compactación (Hoeg, 1993).

3.1. Reseña de los tipos de mezclas asfálticas empleadas en presas (ACCRD)

Posiblemente, la primera presa con núcleo de concreto asfáltico como elemento impermeable se remonta a finales de la década de 1940 con la construcción de la presa de Vale de Gaio en Portugal, de 45 m de altura. El núcleo de concreto asfáltico estuvo compuesto de mástic bituminoso ó ligante asfáltico, extendido manualmente y compactado con placas vibratorias independientemente de las transiciones, HUMES et al (2010) e ICOLD, Boletines 84 (1992), Boletín 42 (1982).

Thomas (1976) y los Boletines ICOLD 42 (1982) y 84 (1992) describen el uso de un núcleo central de concreto asfáltico, con espesores de 20 cm a 30 cm y compactado cada 1,0 m, con agregados de 35 cm (T_{máx} 14”), embebidos con asfalto fluido

y colocado entre materiales de grava compactada (transiciones) por medio de encofrados de acero de 3m de largo. Las primeras capas se colocaron manualmente y luego se vibraron (*Figura 31*).

Según los Boletines ICOLD 42 (1982) y 84 (1992), estos procedimientos constructivos aún no han presentado resultados confiables en lo que respecta a la percolación interna y sólo se recomiendan para presas pequeñas.

En la década de 1960, en países como Austria, Francia y Noruega emplearon nuevos tipos de mezclas asfálticas para los núcleos de concreto asfáltico, denominados núcleos de piedra-asfalto, y núcleos de grava-asfalto, uniforme. En ambos casos se incorporaron transiciones compactadas en ambos lados del núcleo para controlar las diferencias de permeabilidad y rigidez.

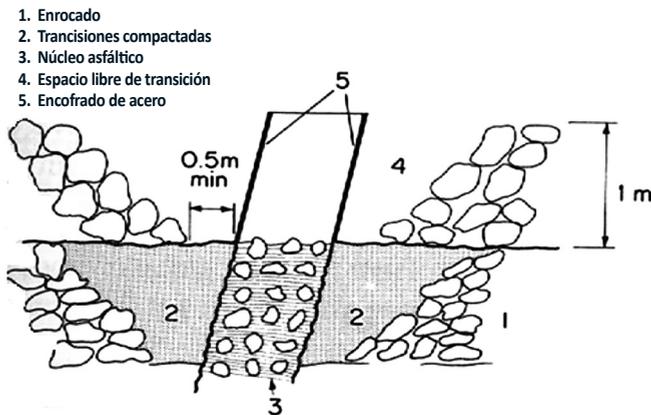
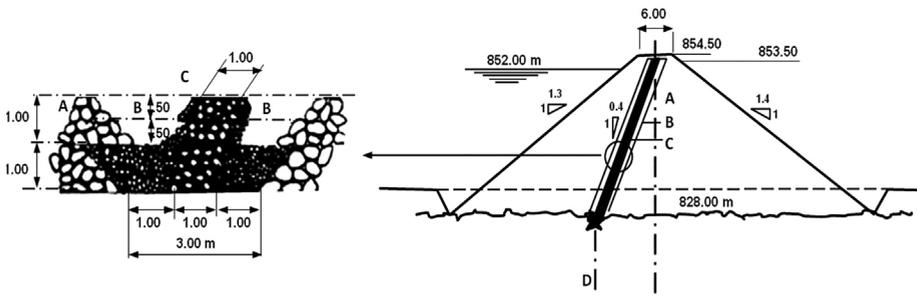


Figura 31. Primeras mezclas asfálticas utilizadas en el núcleo de Presas (ACCRD), según informe ICOLD.

Se utilizó piedra asfáltica para la construcción de núcleos verticales y núcleos inclinados 1.0V:0.4H con espesores entre 1,0 y 1,25 m y transiciones de 0.80 a 3.0m. La técnica consistió en colocar la mezcla asfáltica en moldes de acero, compactada con un equipo vibratorio circular de 150 cm de diámetro (*Figura 32*).

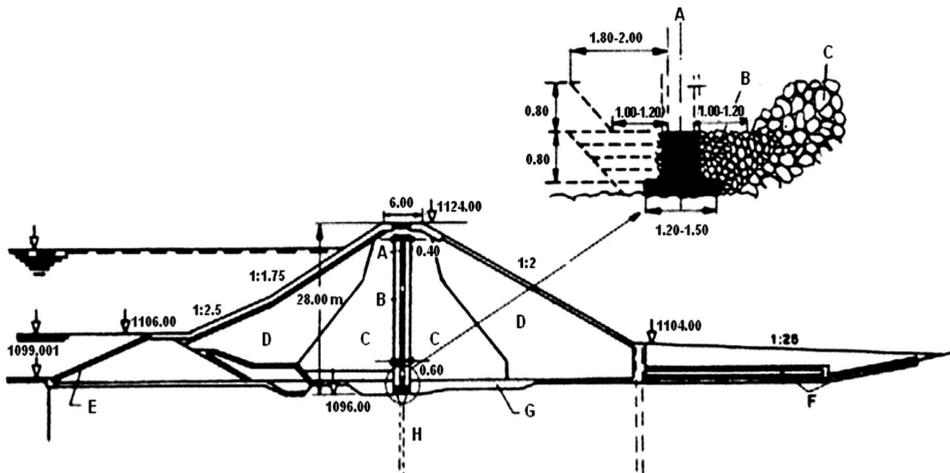


PRESA DE ENROCADO CON NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO (ACCRD)

- (A) Relleno de roca, espesor de capa 1,0 m, tamaño 0,8 m.
- (B) Transición fina, tamaño entre 30-100 mm
- (C) Núcleo bituminoso "piedra asfáltica", espesor de capa 0,50 m
- (D) Relleno de roca, tamaño >80 mm, espesor de capa 2,0 m
- (E) Recubrimiento de asfalto
- (F) Filtrar
- (G) piedra asfáltica
- (H) Inyecciones de cemento

Figura 32. Utilización de mezclas asfálticas tipo "asfalto de piedra" en la presa de Lastiolles, Francia (Visser, 1988).

Para los núcleos verticales se utilizaba un núcleo de grava asfáltica uniforme. La mayoría de veces se colocaba espesores de 0,70 m y transiciones entre 1,00 y 1,20 m de ancho. La compactación se realizó mediante maquinaria desarrollada en Alemania por Strabag Bau Ag, la misma maquinaria que fue empleada en la colocación de los materiales bituminosos y las transiciones en los laterales, dejándola terminada y nivelada para el paso de los rodillos vibratorios. Finalmente se obtuvieron núcleos de concreto asfáltico, con capas terminadas entre 20 y 25 cm de espesor y 1 m de ancho (Figura 33).



- (A) Núcleo de hormigón asfáltico, espesor de capa 0,2 m
- (B) Transición fina, tamaño entre 0-80 mm, espesor de capa 0,20 m
- (C) Transición gruesa, tamaño entre 0-200 mm, espesor de capa 0,80 m
- (D) Relleno de roca, tamaño > 80 mm, espesor de capa 2,0 m
- (E) Recubrimiento de asfalto
- (F) Filtrar
- (G) piedra asfáltica
- (H) Inyecciones de cemento

Figura 33. Uso de mezcla asfáltica gruesa en la presa Stillup, Austria (Visser 1988).

3.2. Descripción de los tipos de núcleos de concreto asfáltico según (ICOLD)

Con los diferentes requerimientos y solicitudes de diseño de cada presa, se crearon mezclas asfálticas para el desarrollo de núcleos de concreto asfálticos utilizados como sellado central impermeable. Las principales definiciones de las mezclas difieren entre sí en términos del porcentaje de ligante asfáltico, tamaño de los agregados y procedimientos de construcción.

a) Concreto asfáltico denso (DACC)

El concreto asfáltico denso es una mezcla en caliente de cemento asfáltico y agregado bien graduado, totalmente controlada y de alta calidad. Se compacta intensamente hasta formar una masa uniforme y densa dada por la especificación (ASTM D3515). En Brasil se conoce como concreto bituminoso mezclado en caliente (CBUQ). Este concreto asfáltico se define por la mezcla de áridos y asfalto, y se produce en mezcladoras discontinuas (planta dosificadora). Desde 1,988 hasta la actualidad esta mezcla se ha utilizado como núcleo de concreto asfáltico. Las mezclas de este tipo consideran porcentajes de asfalto en el orden de 4 a 7% en peso de la mezcla.

b) Mastique bituminoso (BMC)

La mezcla asfáltica está compuesta de ligante asfáltico y agregado de diámetro fino que puede ser vertido en caliente o en frío en el sitio de aplicación. El mástique bituminoso se compacta hasta obtener una superficie lisa (Asphalt Institute, 2002). La presa de Vale de Gaio (1949) tiene una cortina interior de solución con mástique asfáltico, colocada sobre un muro de mampostería situado en el cuerpo central de la presa y tiene $D_{max} = 9,0$ mm.

c) Mortero o argamassa Ciclópica (CMC)

Esta mezcla bituminosa se utilizó desde 1954 a 1962, y está compuesta por un mayor volumen de betún, además de áridos gruesos, limpios y secos que son ensayados por el proceso de vibración.

En la década de 1960 se construyeron cinco presas en Alemania, Francia y Austria con núcleos de entre 25 y 50 cm de espesor y con capas de entre 50 y 100 cm. La presa de Henne, construida en Alemania, con 58 m de altura y 1 m de ancho en el núcleo, fue construida utilizando esta técnica en los años 1954-1955.

d) Betún Ciclópeo (CBC)

Esta técnica fue probada en presas de baja altura, considerando los mismos procedimientos que para el mortero ciclópeo y la variación de los porcentajes de betún.

La composición tenía como finalidad reducir costos. Los agregados fueron colocados dentro de moldes y se estabilizaron colocando el material de transición utilizado como filtro. Posteriormente se compactaron. El núcleo de la presa GRASJO en Noruega (1969), con una altura de 12 m, utilizó esta técnica. Sin embargo, no tuvo éxito.

e) Arenas bituminosas (PBSC)

La presa de Wehebach se construyó en Alemania en 1978 con una cara de concreto asfáltico y un núcleo adicional de asfalto de 80 cm de ancho. La mezcla estaba compuesta de arena con ligante asfáltico y con una permeabilidad inferior a 10^{-5} m/s y un proceso de compactación que garantiza la compacidad de toda la capa. Este método, que era de bajo costo, no se utilizó como núcleo de concreto asfáltico en los años siguientes.

f) Concreto asfáltico fluido (FACC)

Este tipo de técnica diseñada para núcleos impermeables considera porcentajes variables e incluso superiores de ligante asfáltico, presentando procedimientos comunes en el vibrado y compactación. En Rusia, en 1988, se construyeron tres presas con este tipo de técnica: Boguchanskaya, de 79 m de altura, Irganaiskaya, de 100 m de altura, y Telmanskaya, de 140 m de altura.

g) Concreto asfáltico denso (DACC)

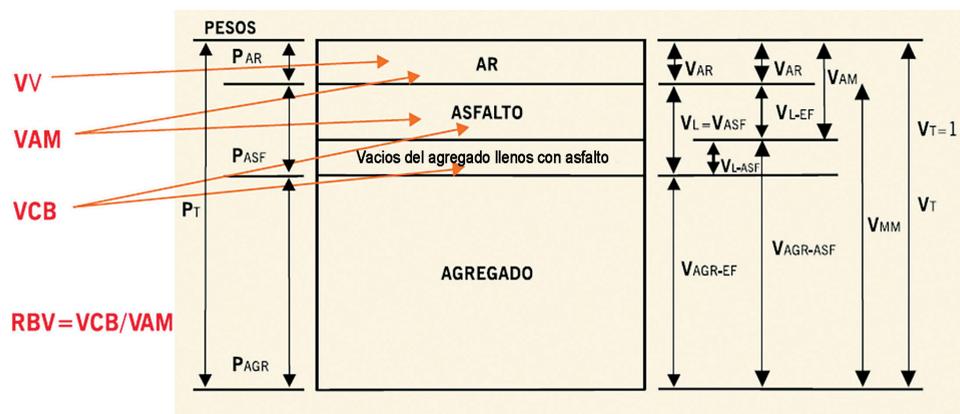
Según ICOLD (1992), entre 1948 y 1992 se construyeron 59 presas con núcleos de concreto asfáltico, de las cuales el 75% utilizaba núcleos de concreto asfáltico denso (DACC). Se realizó una descripción estadística de las construcciones con núcleos de concreto asfáltico con base en información de Veidekke (2011), empresa constructora de presas con núcleos de concreto asfáltico en el mundo. El documento presenta un listado actualizado de 133 presas con núcleos de concreto asfáltico, con 89 de ellas construidas, 36 en etapa de construcción y 6 en etapa de diseño en el período 1962-2010.

3.3. Composición gravimétrica del núcleo de concreto asfáltico

Considerando cierta similitud entre las mezclas asfálticas para pavimentación y estructuras hidráulicas, es posible realizar una equivalencia de la composición de la mezcla asfáltica en relación a pesos y volúmenes.

Según Roberts et al. (1996), es importante tener una comprensión básica de la relación masa-volumen de las mezclas de asfalto compactado, tanto desde la perspectiva del diseño de la mezcla como de la construcción en campo. Es importante

entender que el diseño de mezcla es un proceso volumétrico cuyo propósito es determinar el volumen de asfalto y agregado necesario para producir una mezcla con las propiedades diseñadas (Figura 34).



Dónde: V_v = volumen de vacíos
 V_{AM} = vacíos con aire y asfalto
 V_{CB} = vacíos rellenos con asfalto
 $RBV = V_{CB}/V_{AM}$ = Relación ligante/vacíos de aire y asfalto

Figura 34. Comparación de pesos y volumen en la definición de la mezcla asfáltica (Bernucci et al, 2008).

3.3.1. Asfalto o ligante asfáltico

El asfalto es un material químicamente complejo, resultante de mezclas entre moléculas predominantemente de hidrocarburos de cadena abierta, con algunas minorías de hidrocarburos cíclicos y grupos funcionales, conteniendo átomos de azufre, nitrógeno y oxígeno (Shell, 1990).

El contenido de asfalto suele ser mayor en la preparación de núcleos de presas de concreto asfáltico en comparación con los proyectos de pavimentación. En teoría, el objetivo es rellenar los vacíos entre los áridos y obtener así mayores densidades durante la compactación; normalmente el asfalto tiene contenidos de superiores al 6,5% del peso total de la mezcla (Höeg, 1993). Algunas presas construidas utilizaron porcentajes mayores de asfalto, como la presa de Storglowatn (Noruega, 1993) con un 6,7%, Neumiscau (Canadá, 2008) con un 7,3% y Mora de Rubielos (España, 2005) con un 7,30%.

El tipo de asfalto se elige comprobando la sensibilidad de la consistencia frente a la variación de temperatura. Es deseable que el asfalto presente pequeñas variaciones en sus propiedades mecánicas debido a las temperaturas de servicio

de los recubrimientos, evitando grandes cambios en el comportamiento debido a las variaciones de temperatura durante su vida útil.

Uno de los métodos más adecuados es el BTDC (Bitumen Test Data Chart) o carta de Heukelom (1969) que combina los cambios físicos (penetración, punto de ablandamiento y viscosidad) con la temperatura en un único espacio, Bernucci et al (2007). En este caso, es posible distinguir tres grupos de asfalto, la clase S (S de línea recta) representa una relación directa entre las características físicas y la temperatura. Los asfaltos de clase B (soplados) presentan dos líneas concurrentes, lo que indica que las propiedades a altas temperaturas no varían en las mismas proporciones que a temperaturas más bajas. En este caso es necesario realizar pruebas físicas del asfalto a diferentes temperaturas. Este tipo de análisis se utiliza para seleccionar el tipo de asfalto con demandas de temperatura variables, como ocurre en la etapa de operación de presas (Figura 35).

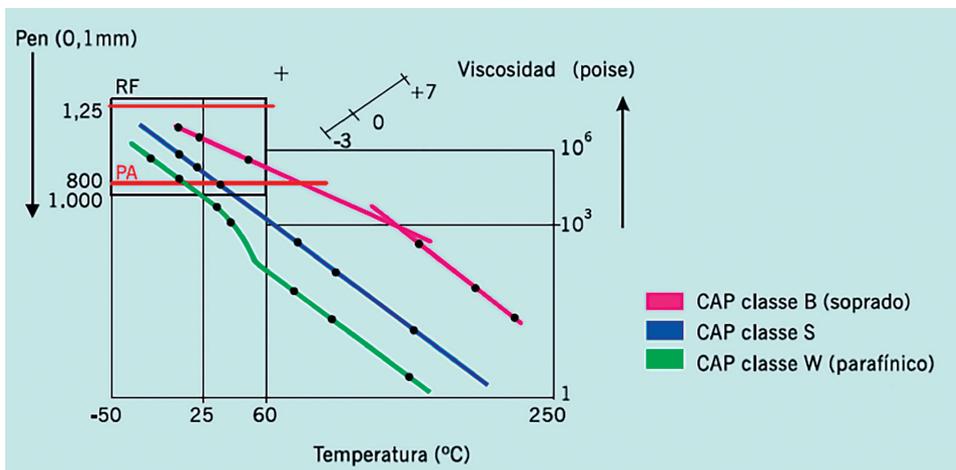


Figura 35. Diagrama de Heulekom para la clasificación de ligantes asfálticos (Bernucci et al, 2008).

Los asfaltos de clase W (cerosos – parafínicos) también presentan dos curvas en la gráfica BTDC, pero tienen pendientes similares al caso S, aunque no están alineadas en la misma posición en la gráfica debido a la influencia de la parafina en condiciones de baja y alta temperatura.

La Tabla 7 muestra las especificaciones del asfalto CAP producido en Brasil, vigentes hasta 2005, siendo estos números CAP 30-45, CAP 50-60, CAP 85-100 y CAP 150-200 asociados al rango de penetración obtenido en el ensayo de Bernucci et al (2008).

Tabla 7. Especificaciones para el ligante asfáltico derivado del petróleo CAP, (Bernucci et al, 2008)

Características	Unidades	Valores			
		CAP 30-45	CAP 50-60	CAP 85-100	CAP 150-200
Penetración (100g, 5s, 25°C)	0.1 mm	30 a 45	50 a 60	85 a 100	150 a 200
Ductilidad a 25°C, min	cm	60	60	100	100
Índice de susceptibilidad térmica		(-1.5) a (+1)	(-1.5) a (+1)	(-1.5) a (+1)	(-1.5) a (+1)
Punto de fulgor, min.	°C	235	235	235	220
Solubilidad en tricloroetileno, min	% masa	99.5	99.5	99.5	99.5
Viscosidad Saybolt-Furol, 135°C, min	s	110	110	85	70
Efecto del calor e del aire, 163°C por 5h					
Penetración, min	%	50	50	47	40
Variación en masa, máx	%	1.0	1.0	1.0	1.0

3.3.2. Vacíos

La mezcla asfáltica tiene mayor resistencia cuando tiene una disposición de partículas bien calibrada y suficiente asfalto para rellenar los vacíos. El porcentaje mínimo de vacíos de aire debe ser inferior al 3% del peso total de la mezcla. Sin vacíos, la mezcla estaría expuesta a una posible fluencia, lo que podría dar lugar a grietas, alterando su resistencia y permeabilidad. La presa Nemiscau-1 (Canadá, 2008) se empleó vacíos menores a 2% en la planta de procesamiento y menores a 3% en las pruebas de control de campo.

El volumen de aire en una mezcla está relacionado con la permeabilidad y el comportamiento mecánico, y puede explicarse modificando el modelo reológico del betún de acuerdo con la proporción de vacíos en la mezcla (Razavi, 1989).

3.3.3. Agregados

La composición de áridos y finos se incorpora a la curva de Fuller en porcentajes de acuerdo al tamaño máximo (Tmax). Höeg (1993) recomienda un tamaño de grano entre 0-16 mm o 18 mm.

$$P = \left(\frac{d}{D} \right)^n \times 100\% \quad (10)$$

Dónde:

P: porcentaje de material que pasa a través de un tamiz determinado.

d: diámetro del tamiz.

D: diámetro máximo del agregado.

n: exponente variable, generalmente entre 0,41 y 0,50 en agregados de cortina interior de núcleo de concreto asfáltico.

El valor del índice $n = 0,50$, propuesto inicialmente por Fuller, fue cambiado posteriormente en la década de 1960 por la FHWA al valor 0,45, que se utiliza para carreteras.

El porcentaje de finos presentes en el árido debe estar entre el 8 y el 12%, incluso si el material fino tiene diferente origen: suelos dispersivos, cenizas volantes, cemento, cal hidratada, finos de roca caliza, etc.

3.4. Caracterización y dosificación

La mezcla asfáltica aplicada a los núcleos de presas se estudió a partir de pruebas de laboratorio realizadas en presas noruegas y fue resumida por Höeg (1993) y por ICOLD en el Boletín 84 (1992).

En Brasil, se realizaron dosificaciones de mezclas bituminosas con el fin de estudiar el núcleo de concreto asfáltico (Falcão, 2007 y Ramos, 2009). Se realizaron ensayos de laboratorio de acuerdo con las normas DNER y DNIT para caracterizar la mezcla asfáltica. El asfalto utilizado en estos estudios fue CAP 50/70, por ser el ligante más utilizado en mezclas para obras de pavimentación, sin embargo el CAP 85/100 fue utilizado en la construcción de la presa de Foz de Chapecó.

Según Roberts et al (1996), una comprensión básica de la relación masa-volumen de las mezclas de asfalto compactado es importante tanto desde la perspectiva del diseño de la mezcla como de la construcción en campo.

La dosificación de asfalto en la mezcla asfáltica tiene una relación inversa con el volumen de vacíos. El aumento de asfalto puede cubrir los vacíos en los minerales, pero existe un valor óptimo de asfalto "contenido de asfalto" para un valor máximo de densidad en la mezcla.

La determinación del contenido de asfalto y del volumen de vacíos (V_v) se puede realizar mediante la prueba Marshall (DNER-ME 43/95 y NBR 12891), una prueba muy antigua que fue creada por Bruce Marshall (1940) en EE.UU. y es la más utilizada en carreteras hasta el día de hoy.

El ensayo Marshall, según el Instituto del Asfalto (1979), consiste en compactar la mezcla asfáltica vertida en un molde de 6,4 cm de altura y 10,2 cm de diámetro,

a una temperatura determinada por norma, con energía de compactación incorporada mediante la caída libre del martillo compactador estandarizada, de forma similar a los ensayos Proctor (*Figura 36*). Utilizando el método Marshall se obtienen las siguientes relaciones: densidad-vacíos y estabilidad-fluencia.



a: Adición de asfalto a los agregados.



b: Homogenización de la mezcla.



c: Colocando la mezcla en el molde.



d: Compactación de la mezcla.



e: Extracción de la probeta del molde.



f: Mediciones de las dimensiones de la probeta de ensayo.

Figura 36. Moldeo de probetas en laboratorio metodo Marshall.

La relación entre densidad y porcentaje de vacíos proporciona un rango de contenidos de asfalto, coincidente con un valor óptimo (Contenido Óptimo), lo que conduce a una alta compacidad para el mínimo valor de vacíos.

Se habla de estabilidad al creep cuando la mezcla asfáltica compactada es sometida a cargas, donde se puede comprobar el aumento de la deformabilidad hasta llegar a la máxima ruptura, siguiendo un valor constante de deformación en el tiempo (creep). El ensayo de prensa Marshall se realiza con cargas radiales aplicadas a muestras en forma de anillo a 60 °C. La carga se aplica mediante pruebas de carga semicircular con un valor de desplazamiento constante de 51 mm/min hasta que se alcance la falla. El valor de estabilidad es la resistencia de carga máxima (Newton). El valor de fluencia es la deformación radial total que se produce con la máxima resistencia (Höeg, 1993).

3.5. Comportamiento mecánico y ensayos de laboratorio

Un aspecto importante en la compresibilidad de la mezcla es el agregado seleccionado. Las mezclas compuestas de agregados bien graduados y mal graduados dan lugar a poca variación en el módulo de elasticidad secante para una deformación axial del 1%.

Los ensayos triaxiales realizados en mezclas bituminosas compactadas muestran un comportamiento viscoelástico, en el sentido de que esfuerzos elevados provocan deformaciones volumétricas negativas (dilatancia). El *Gráfico 30* muestra la disminución de la deformación volumétrica con el aumento del contenido de asfalto hasta un 8% y con (σ_3) igual a 0,25 MPa (Hoeg, 1993).

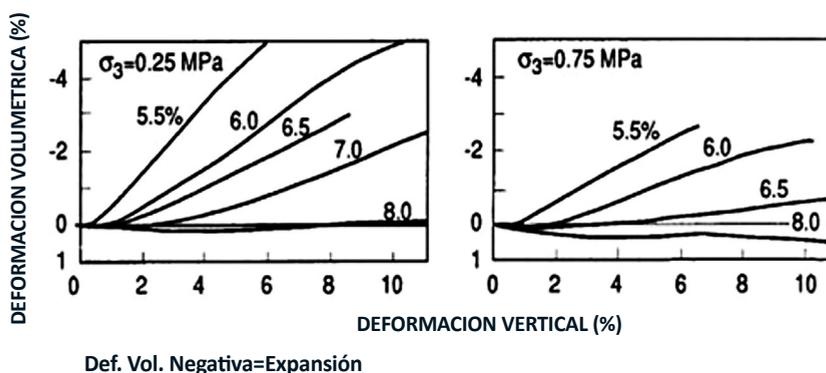


Gráfico 30. Influencia del confinamiento en la dilatación de muestras de concreto asfáltico (Hoeg, 1993)

La cantidad de asfalto es importante para la resistencia de la mezcla asfáltica. Con contenidos más bajos de asfalto, el comportamiento llevaría a una rotura por fragilidad, y con contenidos más altos, causaría fluencia por abolladura viscosa.

Bienaimé et al (1988) comentan que el asfalto es un material viscoso, con comportamiento dependiente de la temperatura y de la duración de la carga aplicada. Además, el asfalto tiene un comportamiento elástico a temperaturas mínimas y/o cargas a corto plazo y un comportamiento viscoso a altas temperaturas y/o cargas a largo plazo.

Para evaluar el comportamiento mecánico de las dosificaciones en términos de compresibilidad y resistencia, se utilizan dos ensayos de laboratorio, siendo el más antiguo el ensayo de compresión simple de resistencia a la tracción por compresión diametral (RT), y el segundo el ensayo triaxial (axisimétrico).

El primer ensayo considera la importancia del agrietamiento y la ruptura por tracción en sentido contrario a la aplicación de la carga de compresión, teniendo en cuenta la flexibilidad y el hecho de que los núcleos asfálticos deben estar sujetos a zonas de tracción (*Figura 37*). Este ensayo fue desarrollado por Lobo de Carneiro (1953) para demandas estáticas en muestras de concreto. La descripción de la prueba sigue las recomendaciones de la norma DNER-ME 138/94.



Figura 37. Ensayo de resistencia a la compresión de tracción simple (Lobo de Carneiro, 1953).

La obtención de los parámetros de resistencia está referida a las teorías de elasticidad y mecánica de rocas, considerando la envolvente de Mohr-Coulomb, determinada por ensayos de compresión simple y por el criterio de la teoría de Griffith, que propone que el valor del esfuerzo de ruptura por tracción (σ_t) es igual a tres veces el valor de la tensión de compresión (σ_o).

$$RC = \frac{F}{A} = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{F}{d^2} \quad (11)$$

Dónde: RC: resistencia a la compresión simple de la probeta.

F: carga vertical aplicada a la probeta de ensayo.

h: altura de la probeta.

d: diámetro de la probeta

Los ensayos triaxiales se realizan mediante solicitudes de carga axial, manteniendo el esfuerzo horizontal constante. Según Weibiao et al (2002), Weibiao y Hoeg (2010), los esfuerzos de confinamiento deben ser 250, 500 y 1000 KPa. La condición de drenaje en la prueba es con válvulas abiertas en la primera fase y cerradas en la segunda, mostrando similitud con la prueba triaxial consolidado-no drenado (CU).

Los ensayos triaxiales realizados para núcleos de asfalto fabricados en Noruega (NGI) consideran muestras que miden 10 cm de diámetro y 200 cm de altura. Los áridos de las mezclas se precalientan durante 4 horas a 160 °C y el asfalto se calienta durante 2 horas a 145 °C. A una temperatura entre 150 y 160 °C, la mezcla se coloca en un molde precalentado de 10 cm de diámetro y se compacta en 5 capas durante 30 segundos cada capa. Esta prueba sigue un procedimiento de laboratorio similar al utilizado en las carreteras. El valor de temperatura indicado en los párrafos anteriores se utilizó para el asfalto tipo CAP 85/100. En ensayos con asfalto de menor viscosidad, la temperatura debe ser más baja.

Hoeg (1993) presenta pruebas de compresión axial triaxial en núcleos de asfalto en Noruega, donde se incorporó la condición de temperatura de 5°C y se mantuvo constante durante toda la prueba. La carga vertical se incrementó en un 2%/hora. Las pruebas se realizaron para esfuerzos de confinamiento variables de 0,5, 1,0 y 2,0 MPa. El autor concluyó que mayores esfuerzos de confinamiento (σ_3) provocan menor deformación volumétrica (dilatancia) con un rango de contenido de betún entre 5,5 y 8,0% del peso de la mezcla.

El aporte de expansión en la mezcla asfáltica en el interior del núcleo produce grietas, que incrementan el posible paso de agua a través de estos conductos.

Según Kjaernsli et al (1966) y Höeg (1993), la dosificación de una mezcla de núcleo que presente características impermeables y una estructura densa debe

presentar un rango de valores con vacíos inferiores al 3%, asegurando una permeabilidad inferior a 10^{-9} cm/s.

La *Figura 38* muestran los componentes de la prueba de permeabilidad, donde se coloca la mezcla de concreto asfáltico compactado en el permeámetro, la muestra se sella en los lados laterales con asfalto y en la base hay una superficie porosa similar a una piedra conectada a un tubo de bureta para medir el agua. La prueba consiste en poner agua a presión, cerrar las válvulas y medir la cantidad de volumen de agua en la bureta.

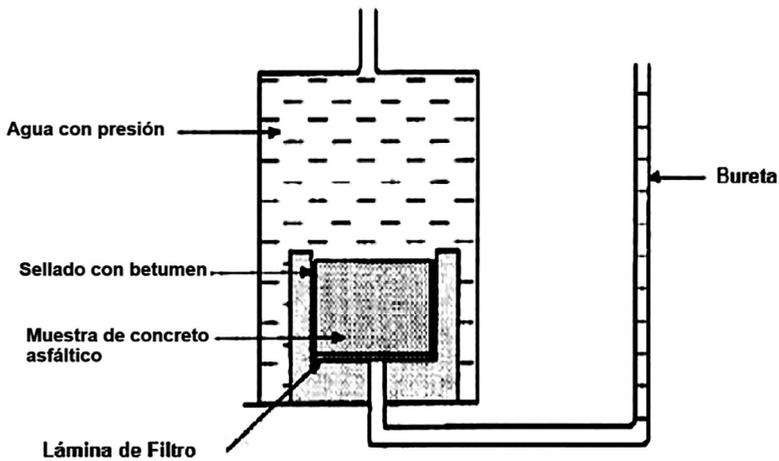


Figura 38. Prueba de permeabilidad en muestra de concreto asfáltico.

La flexión interna debido a la carga y descarga ocasionada por las etapas de construcción y relleno se simula mediante el agrietamiento de la mezcla asfáltica, lo que puede estar relacionado con el aumento de su permeabilidad. En países como Noruega se considera este aspecto para simular la condición sujeta a flexión en la zona de transición y filtros posteriores y deformaciones diferenciales en la parte de relleno del material.

La *Figura 39* muestra el ensayo de flexibilidad que se realiza con una muestra de 30 cm de diámetro y 6 cm de espesor, colocada en una cámara en posición horizontal y apoyada por los extremos. La probeta se sella en los bordes con asfalto, dividiendo la cámara en dos mitades sin permitir que escape ningún flujo por los bordes. Se coloca encima agua con una presión de 500 kPa, manteniéndola constante. En la parte central de la muestra se mide la deflexión en función del tiempo. Estas pruebas se realizan en condiciones de temperatura similares a las pruebas triaxiales de 5°C y probado bajo condiciones de deformación controlada. Sin embargo, se observan diferencias cuando se utilizan distintos tipos de asfaltos (Höeg, 1993).

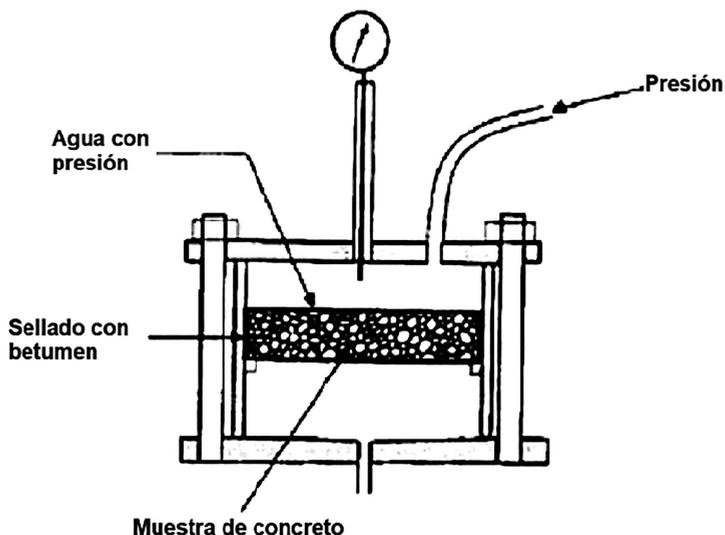


Figura 39. Prueba de permeabilidad con muestra de concreto asfáltico.

3.6. Tipos de procedimientos de construcción empleados en presas

Un aspecto importante considerado por ICOLD (1993) es el método de colocación de la mezcla del núcleo. Conforme la mejora de equipos, sus métodos de aplicación y su tecnología empleada podemos distinguir:

- Tipo I: Colocación manual del material asfáltico
- Tipo II: Mortero asfáltico con áridos y proceso de vibrado
- Tipo III: Mezcla asfáltica colocada a mano
- Tipo IV: Mezcla asfáltica densa colocada con maquinaria (2ª Generación)
- Tipo V: Mezcla asfáltica densa y transición colocada con maquinaria (3ª Generación).

Existen tres tipos de procedimientos constructivos más utilizados, considerados por muchos autores y por ICOLD: el **concreto asfáltico ciclópeo**, el concreto asfáltico fluido o método ruso y el concreto asfáltico denso o mecánico, que se diferencian en función del tipo de mezcla asfáltica y la maquinaria desarrollada a lo largo del tiempo.

El concreto asfáltico denso es una mezcla de mayor densidad y ductilidad, con menor permeabilidad y bajo costo. Estas características de densificación y durabilidad se consiguieron incorporando nuevas maquinarias pavimentadoras y herramientas basada en 4 conceptos:

- Chasis de máquina pavimentadora.
- Unidades de almacenamiento de mezclas bituminosas y materiales de transición.
- Dispositivos de nivelación para mezclas y materiales bituminosos transicional.
- Dispositivos para compactar mezclas asfálticas y materiales de transición.

Estos componentes variaron a lo largo del tiempo para dar forma a maquinaria apropiadas para el tipo de actividades a realizar en campo. Las máquinas se clasificaron en tres generaciones, comenzando en Alemania en 1962 y sufriendo modificaciones en Noruega (1990). La *Figura 40* y la *Figura 41* muestra detalles de algunas de estas máquinas.

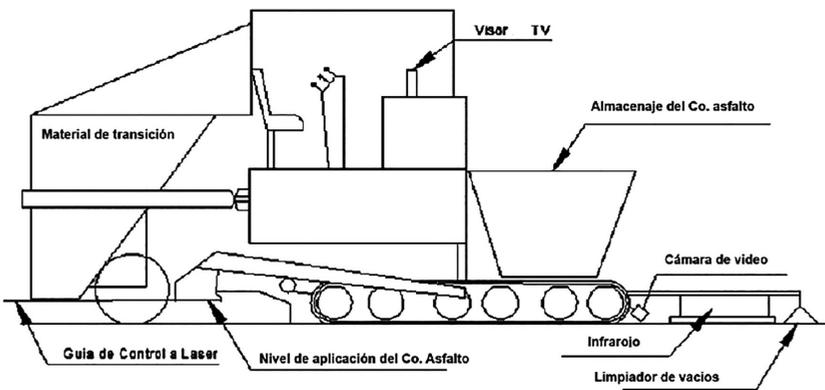


Figura 40. Máquina pavimentadora para colocación simultánea de materiales de asfalto y de transición.



Figura 41. Máquina pavimentadora en operación (Hoeg, 2009).



Figura 42. Colocación de mezcla asfáltica y transición fina (Hoeg, 2009).



Figura 43. Proceso de compactación con rodillos de confinamiento del núcleo de asfalto (Hoeg, 2009)

3.6.1. Presa Kleine Dhuenn (Alemania)

Según el Boletín ICOLD 42 (1982), esta presa marca el inicio de la construcción de presas de enrocado con núcleo asfáltico (ACCRD). Fue construido en Alemania en 1962 con un tipo de mezcla asfáltica de consistencia densa (DACC) y con contenidos de asfalto entre el 5,0 y el 6,5% en peso de la mezcla. El espesor compactado de las capas fue de 0,20 m utilizando maquinaria de 2ª Generación (2G), la cual presentó buenos resultados en la colocación del núcleo asfáltico seguido de las transiciones. La nivelación y compactación se realizan mediante tres rodillos compactadores.

El espesor del núcleo varió desde 0,70 m en la base hasta 0,40 m en la cresta (Visser et al, 1970). La geometría de la presa fue diseñada para un núcleo vertical que alcanza una altura de 35 m (Figura 44).

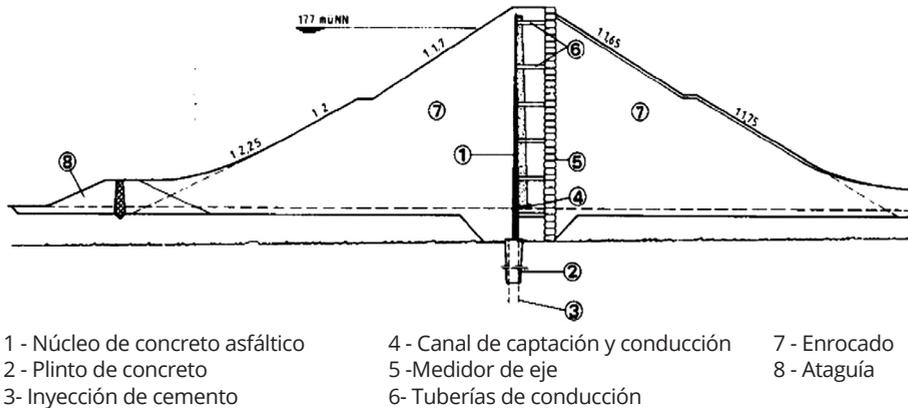


Figura 44. Sección transversal de la presa Dhuenn (ICOLD, 1982).

Una losa de concreto armado sólido (plinto) tiene características de soporte y conexión entre el núcleo y la base. Por ello, las primeras capas colocadas manualmente (encofrados de acero) y compactadas con rodillos vibratorios tienen un ancho mayor. En los casos de filtración se colocó una mástique asfáltico entre la superficie de la losa de concreto y la primera capa, además de inyecciones de cemento para proteger la cimentación.

Para controlar la filtración se colocó un filtro vertical (de transición) en el cuerpo de la presa, junto al núcleo con incorporación de drenaje longitudinal hacia aguas abajo. Desde 1962 hasta la actualidad, esta presa ha sido considerada como el modelo en la aplicación de criterios sobre diseño con mezclas asfálticas densas (DACC).

3.6.2. Presa de Storvatn (Noruega)

Basándose en la experiencia noruega, la presa de Storvatn fue diseñada para fines de abastecimiento, con un volumen de embalse de 10^6 m³ (Figura 45), una altura de 90 m y una longitud de coronación de 1,472 m. El núcleo asfáltico se construyó con ancho variable, 0,80 m en la base y 0,50 m en la coronación. La inclinación del núcleo fue de 1:0,2. La cimentación estuvo compuesta de roca gneis-granítica y fue tratada con inyecciones de cemento. Esta presa no cuenta con galería de drenaje debajo de la cimentación, ya que esto representaba más del 10% del costo total de la presa. Para ello se colocó un soporte de concreto (plinto) de ancho entre 4 y 5 m con fines de impermeabilización.

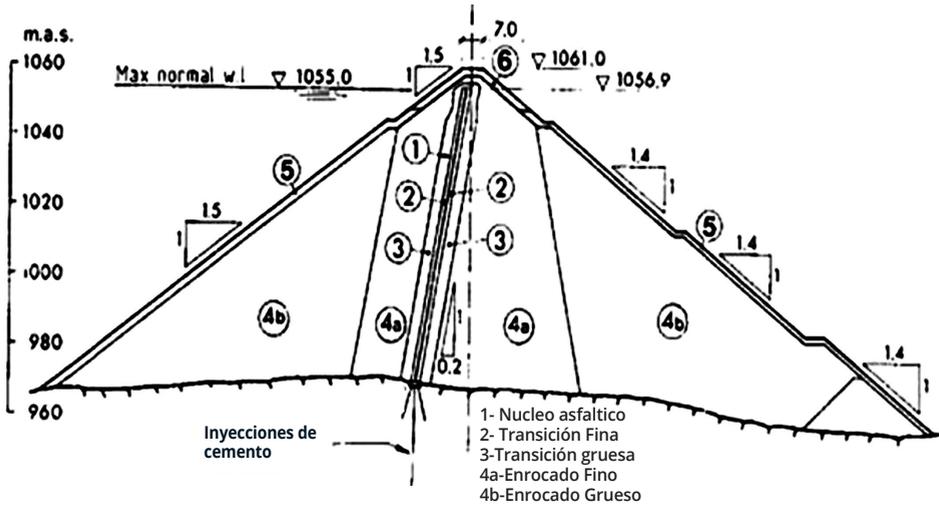


Figura 45. Sección transversal de la presa de Stortvan (Hoeg, 1993).

La técnica noruega se aplicó con el objetivo de reducir las deformaciones y desplazamientos mediante compactación, así como reducir la infiltración interna. Sin embargo, el cuerpo de la presa estaba compuesto por 2 tipos de transiciones (fina y gruesa) y 2 tipos de enrocado compactado denominados enrocado fino y enrocado grueso, cubriendo el núcleo de forma simétrica. Estas tareas de colocación, compactación y alineación de los materiales se realizaron con maquinaria de tercera generación (3ª) ICOLD (1992).

La colocación de las capas comienza por encima del plinto, que está construido sobre la base de roca. Previamente se limpia la superficie del zócalo con chorro de arena y agua a presión (standblasting). Posteriormente se añade un aditivo especial y finalmente se incorpora un mástique o imprimado bituminoso que sirve de unión entre la losa y las capas compactadas.

El espesor de la capa compactada del núcleo de concreto asfáltico fue de 0,20 m. Los materiales se colocaron simultáneamente con el núcleo. La protección de los taludes de aguas arriba (rip-rap) consistió en la colocación individual de bloques de roca de 1,5 toneladas de peso, colocados mediante retroexcavadoras.

La dosificación del concreto asfáltico se realizó con un tipo de Asfalto B60 con un contenido óptimo del 6%. La granulometría tiene un diámetro máximo de 16 mm y 12% de finos y fue mezclada a la temperatura óptima con una proyección de volumen vacío menor a 3%.

Después de cinco años de construcción, el asentamiento del núcleo fue de 165 mm (0,18% de la altura de la presa). Los desplazamientos horizontales se re-

gistraron en el cuerpo de aguas abajo, a la mitad de la altura, y fueron del orden de 0,21 m.

Las mediciones de filtración dieron un valor máximo de 10,2 l/s. Höeg (1993) comenta que los resultados obtenidos son consistentes con las presas de Finstertal en Austria y Megget en Escocia.

3.6.3. Presa Nemiscau-1 (Canadá)

La presa de Nemiscau fue considerada como un proyecto de prueba para obtener la experiencia necesaria en la construcción de este tipo de presas, para la futura construcción del complejo hidroeléctrico La Romaine. El complejo hidroeléctrico de La Romaine está formado a modo de niveles de almacenamiento por La Romaine-1, La Romaine-2, La Romaine-3 y La Romaine-4, como se muestra en *Figura 46*.

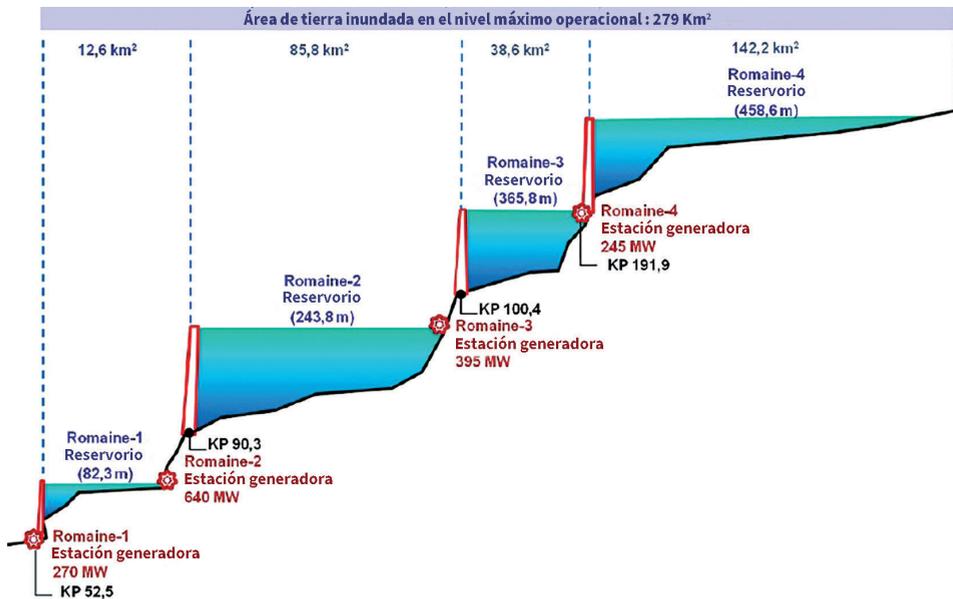


Figura 46. Vista del Complejo Hidroeléctrico La Romaine (Alicescu, 2011).

Neumiscau-1 está ubicada al norte del río Lorenzo en Quebec, Canadá, y permitió verificar el buen desempeño de las presas tipo (ACCRD). La presa La Romaine-2 está compuesta por 05 diques y 01 presa principal con un volumen total de núcleo de asfalto de 40180 m³ (Vlad Alicescu et al, 2011).

Nemiscau-1, fue diseñado para una altura de 15 m con inclinación de talud 1.0V:1.8H (criterio para enrocado), con ancho de corona de 7.5 m y borde libre por encima del nivel máximo de operación de 3.0 m (*Figura 47*).

PRESA DE ENROCADO CON NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO (ACCRD)

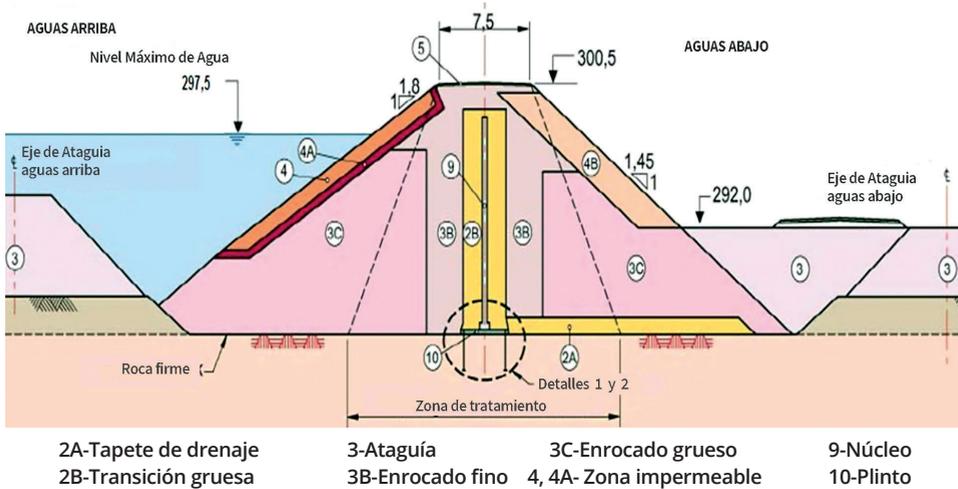


Figura 47. Sección transversal de la presa Neumiscau-1 (Alicescu, 2011).

La construcción de la presa Nemiscau-1 se basó en las experiencias de los alemanes y noruegos de las décadas de 1960 y 1980. El uso de maquinaria (3ª) y control automatizado en la planta de concreto asfáltico mejoró los criterios de construcción, permitiendo algunas ventajas en los plazos de construcción. La presa Nemiscau-1 se completó antes del plazo establecido, comenzando en mayo de 2008 y finalizando en septiembre del mismo año.

Luego de colocar el mastique bituminoso o imprimado de mayor consistencia sobre la superficie del plinto, se colocaron capas de concreto asfáltico con espesores compactados de 0,23 m y de transición con un ancho de 1,55 m, compactadas mediante un conjunto de rodillos vibratorios. Las capas iniciales se colocaron manualmente, apoyadas en los lados laterales con encofrados de acero (Figura 48). Las capas restantes fueron compactadas con maquinaria Paver 3ª. El núcleo tenía un espesor de 0,80 m en la base y 0,40 m en la cresta, como se muestra en la Figura 49.

La dosificación del concreto asfáltico se realizó en los laboratorios de Kolo Veidekke y del Instituto Geotécnico Noruego (NGI), los cuales determinaron propiedades como el volumen de vacíos con valores menores al 2% y contenido de asfalto del 7,3%, utilizando el método Marshall (ASTM D6926-04). Adicionalmente se realizaron pruebas de permeabilidad, obteniendo un valor de 10^{-8} cm/s.

La presa Neumiscau-1 demostró que con un contenido de asfalto relativamente alto del 7,3% se puede lograr un comportamiento del núcleo satisfactorio similar al de otras presas. La estabilidad de esta construcción brindó soporte para futuras construcciones en el complejo de La Romaine.



Figura 48. Construcción de las capas iniciales del núcleo (Hydro-Québec, 2008).

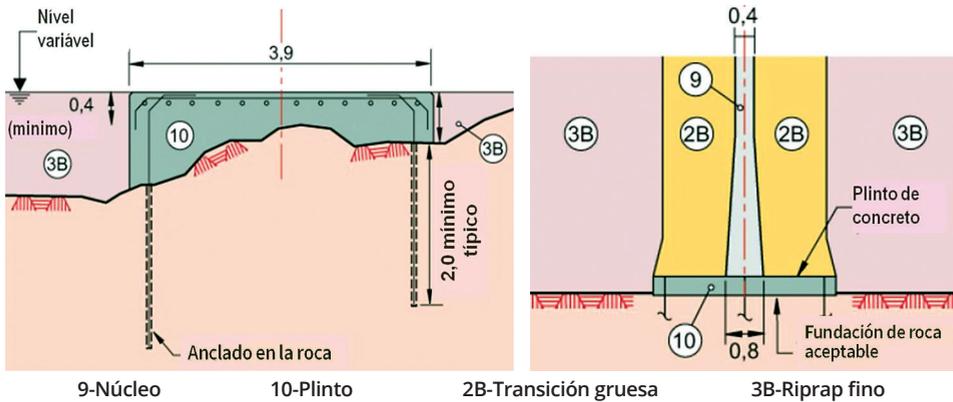


Figura 49. Detalles del espesor variable del plinto (Alicescu, 2011).

3.6.4. Presa de Foz de Chapecó (Brasil)

La presa de Foz de Chapecó es la primera presa construida en sudamerica y en el Brasil entre 2009 y 2010, que tiene un núcleo el empleo del concreto asfáltico impermeable de característica densa. Esta presa fue considerada una solución clave en el proyecto ejecutivo de Furnas, en comparación con otros proyectos de presas.

La presa de Foz de Chapecó está ubicada en el río Uruguai, a 6 km aguas arriba de la confluencia entre las aguas del río Chapecó y el río Uruguai, en el límite entre los municipios de Águas de Chapecó y São Carlos. En la margen derecha está el Estado de Santa Catarina y Alpestre, y en la margen izquierda, el Estado de Rio Grande do Sul.

La geología regional está relacionada con la cuenca del Paraná, la cual está constituida por una capa de roca sedimentaria cubierta por una secuencia volcánica de origen arenisca basáltica entre 500 y 600 m (CBDB, 2009).

Además de la Presa Principal, el proyecto consta de un aliviadero superficial y una presa de cierre (relleno de roca con núcleo de arcilla) en la margen derecha, y estructuras de circuito de generación en la margen izquierda. El circuito de aducción está formado por dos túneles de aducción, un canal de aducción y un reservorio de paso; una toma de agua, una casa de máquinas y un canal de escape, como se muestra en la *Figura 50*.



Figura 50. Vista general de la disposición estructural de la Central hidroeléctrica Foz de Chapecó (Guimaraes, 2011)

La sección típica de la presa consiste en un núcleo de concreto asfáltico vertical de 0,55 m de ancho colocado en una posición casi simétrica entre las transiciones y el enrocado en los lados de aguas arriba y aguas abajo. La transición fina está compuesta por materiales granulares con un diámetro máximo de 7,5 cm y un espesor compactado de 0,20 m igual al núcleo, la transición gruesa con un diámetro máximo de 20 cm y un espesor de 50 cm, el enrocado fino compuesto por un diámetro máximo de 50 cm y un espesor de 50 cm y el enrocado grueso con un diámetro máximo de 100 cm y un espesor de 100 cm. La inclinación de los taludes

del enrocamiento fue de 1V: 1,4H, pero se incorporaron pre-ataguías y ataguías con inclinaciones de 1V: 1,5H; 1 V: 2 H; 1V:3H al cuerpo de la presa según criterios económicos y tiempo de ejecución del proyecto (Figura 51).

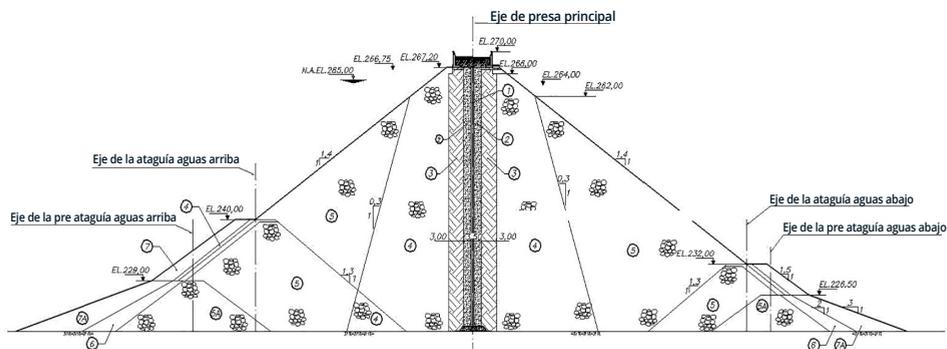


Figura 51. Sección transversal de la Presa Foz de Chapecó (Furnas, 2011).

La cimentación se localiza generalmente sobre las formaciones Serra Central y Botucatu, las cuales están cubiertas por flujos basálticos, los mismos que formaron la ladera y posteriores discontinuidades en la topografía del lugar. En resumen, los flujos basálticos predominan en el dominio de la formación Serra Central y en la zona del eje de la presa, aunque existen 04 secuencias de discontinuidades sub-horizontales con declinaciones de $0,5^\circ$ (CBDB, 2009). Estos aspectos de las características de la roca de cimentación merecerán especial atención.

Debido a derrames de roca sedimentaria, se trató la cimentación con inyecciones de lechada de cemento, con la ejecución de 2 líneas de inyección de consolidación de 6 m de profundidad, colocadas aguas arriba y aguas abajo, y otra línea central de 20 m para mitigar posibles infiltraciones.

El plinto estaba compuesto por una losa de concreto armado de 4m de ancho y entre 0,40 y 1,50 m de espesor. Este espesor varía dependiendo de la formación rocosa. La losa de concreto armado fue anclada a la roca. El plinto está diseñado a lo largo de todo el eje horizontal trazado en la cimentación, su ancho permite el adecuado movimiento de la maquinaria Pavimentadora, tipo (3ª), para las labores de colocación de los materiales (Figura 52).

Se colocó mastique bituminoso o imprimación en la interfaz entre el plinto y el núcleo de concreto asfáltico para adherir la superficie del plinto y las capas superiores. El mastique bituminoso utilizado en esta presa tiene un ligante CAP 85/100, mezclado con áridos de diámetro máximo de 3 mm. La temperatura de aplicación se consideró entre 150°C y 180°C , siendo 150°C en zonas de fuerte pendiente y próximas a los apoyos de los taludes márgenes derecha e izquierda.

Según Hoeg (1993), antes de la instalación se debe limpiar y secar la superficie del plinto y luego añadir una cantidad de ácido clorhídrico. Guimarães (2011) comenta que en la presa de Foz de Chapecó solo se utilizó agua a presión para limpiar el zócalo (Figura 53). La Figura 54 ilustra la aplicación mastique bituminoso.

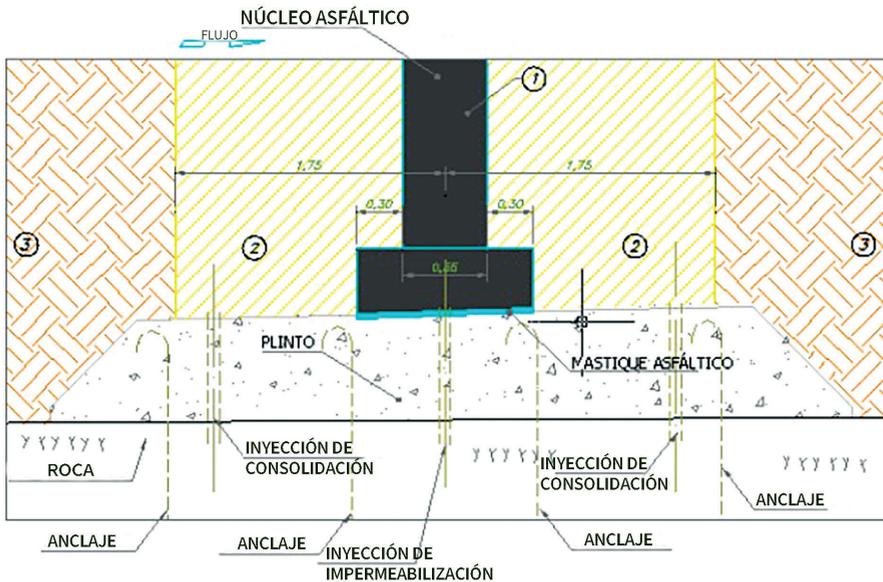


Figura 52. Vista de la cimentación de concreto armado para la colocación del plinto (Guimaraes, 2011)



Figura 53. Limpieza de la superficie del plinto (Guimarães, 2011).



Figura 54. Aplicación del imprimado (mastique) bituminoso (Guimaraes, 2011).

Humes (2010) comenta que se realizaron numerosos ensayos para definir la granulometría del agregado, el contenido de asfalto y el tipo y porcentaje de “filler”. Estas pruebas se desarrollaron en los laboratorios del Centro Tecnológico Furnas Centrais Elétricas, en Goiás, y en el Laboratorio del Instituto Geotécnico Noruego (NGI), en Oslo.

Se utilizó roca basáltica sólida para preparar todos los materiales agregados, excepto el filler, que estaba compuesto de roca caliza. La granulometría cumplió la curva de Fuller con un diámetro máximo de 19 mm. El tipo de asfalto producido en Brasil para probar las muestras fue CAP 50/70 y CAP 85/100. Para la preparación y compactación de mezclas asfálticas se utilizó el Método Marshall, el cual propuso un contenido de asfalto de 5,0 a 7,0% en peso.

Según NGI, los resultados de las pruebas mostraron un rango de contenidos de asfalto entre 6,1% y 6,7%, y una distribución granulométrica que cumple con

la curva de Fuller con un diámetro máximo de 16 mm y con la adición de 50% de polvo de piedra caliza. La *Figura 55* muestra los resultados recomendados por los laboratorios NGL que definieron un rango de contenido de asfalto de 6% con $\pm 3\%$. Con este contenido la permeabilidad es inferior a 10^{-8} cm/s.

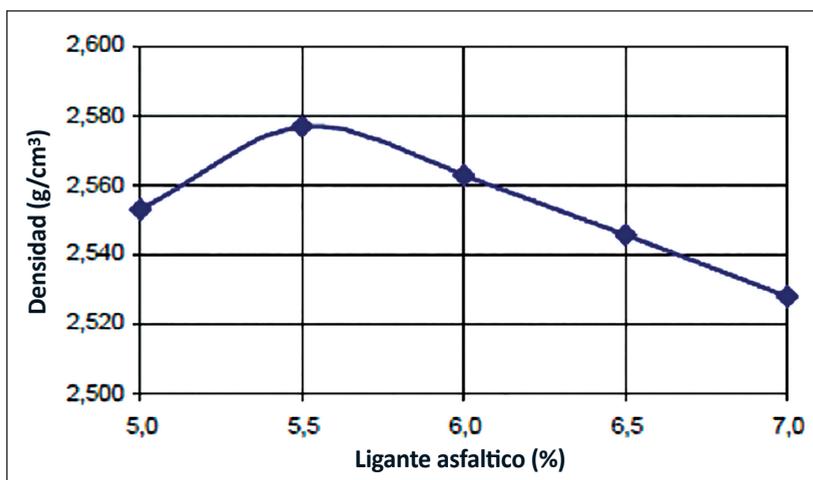


Figura 55. Densidad aparente de la mezcla asfáltica para diferentes contenidos de asfalto (Humes, 2010)

Algunos aspectos a destacar en la construcción de la presa de enrocado con núcleo asfáltico en la UHE Foz de Chapecó:

- Utilización de mezcla asfáltica densa (DACC), preparada mediante dosificación.
- Colocación y compactación con maquinaria Pavimentadora (3ª).
- Control de temperatura durante las actividades de colocación de material.
- Control de calidad mediante vías experimentales y pruebas de laboratorio y de campo.
- Utilización de planta de asfalto, para la producción continua y calibrada de la mezcla asfáltica a utilizar en las vías experimentales y núcleo. La planta utilizada fue del tipo gravimétrica con 70 a 80 t/h.

La *Figura 56* y la *Figura 58* presentan detalles constructivos de la presa de Foz de Chapecó. La utilización de maquinaria tipo Paver (3ª) facilitó la colocación de las capas superiores luego de la colocación manual.



Figura 56. Colocación inicial de las capas de mezcla al cerrar las estructuras (Camargo Corrêa, 2010).



Figura 57. Aplicación de mezcla asfáltica en juntas (Camargo Corrêa, 2010).



Figura 58. Colocación del material de transición para la primera capa de concreto asfáltico.



Figura 59. Vista de la máquina pavimentadora utilizada en la C.H. Foz de Chapecó (Guimaraes, 2011).

La maquinaria pavimentadora (3ª) cuenta con dos almacenes, uno es para el abastecimiento con material granular fino (transiciones) en la parte trasera desde una máquina retroexcavadora, y el otro, que se utiliza para mezclar asfalto, está ubicado en la parte delantera y es abastecido por un cargador acoplado (Figura 59).



Figura 60. Aplicación y suministro de materiales, mezcla asfáltica y transiciones (Camargo Corrêa, 2010).

La compactación se realizó mediante tres rodillos vibratorios que siguen el proceso de la maquinaria pavimentadora. Dos de ellos con pesos entre 15 y 25 KN compactaron las transiciones con 4 pasadas en dos carriles, y un rodillo vibratorio de 7 a 10 tn en el núcleo con 8 pasadas. El inconveniente aún discutido es la distribución del esfuerzo de compactación a través de la vibración, consideran que las transiciones reciben mayor vibración, que se transmite a las zonas más dúctiles, provocando abolladuras en el núcleo (*Figura 61*).

Los resultados de estos procedimientos constructivos arrojaron un rendimiento de 204 capas lanzadas con un espesor promedio de 23,9 cm con tres capas por día. La velocidad de construcción simultánea con esta maquinaria fue de unos 120 m/hora.

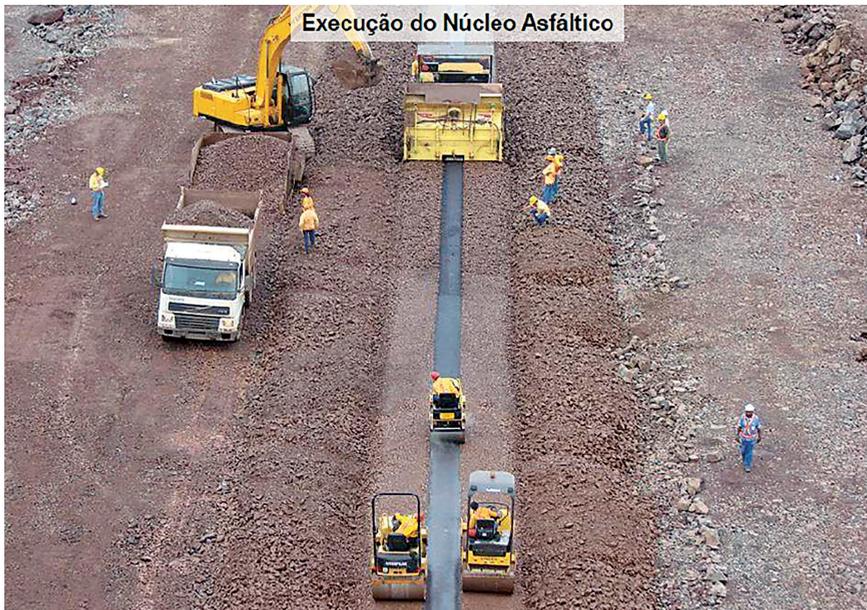


Figura 61. Aplicación de mezcla asfáltica en juntas (Camargo Corrêa, 2010).

Con el fin de comprobar las características y propiedades de los materiales granulares y mezcla asfáltica propuestos por NGI, se realizaron ensayos de laboratorio y se acondicionaron 3 vías pequeñas experimentales con los siguientes objetivos:

- Ajustar la producción de la mezcla asfáltica en la planta gravimétrica.
- Simular las condiciones de colocación y compactación de la mezcla.
- Obtener resultados y verificar defectos en la aplicación del tipo de asfalto, aspectos de compactación y comportamiento en condiciones de lluvia.

Las dimensiones de cada vía experimental fue de 25 m y el ancho de 3,45 m, con el fin de permitir el movimiento de la maquinaria pavimentadora (*Figura 62*). Todas las pistas tenían 4 capas compactadas. Los parámetros de dosificación básicos para las pistas experimentales se realizaron en los mismos laboratorios mencionados anteriormente entre mayo de 2008 y septiembre de 2009. Los resultados de las pistas 1 y 2 sirvieron de base para la pista 3 definitiva.

Bernucci et al (2008) afirman que para el concreto asfáltico utilizado en capas de apoyo, el RBV (cantidad de vacíos en los minerales cubiertos con asfalto) debe estar entre 75 y 82%. En la pista experimental 3, las dosificaciones 1 y 2 tienen un RBV mayor al 90% lo que puede expresar una mezcla de mayor densidad (*Tabla 8*).

Tabla 8. Parámetros físicos obtenidos en la pista experimental 3 con dosificación 1 y 2.

Parámetros	Dosificación	CAP (%)	Relleno (%)	Gmb (g/cm ³)	Gmm (g/cm ³)	Vv (%)	RB (%)
Promedio	1	6.7	19.6	2.559	2.601	1.6	91.4
	2	6.6	18.8	2.560	2.601	1.5	91.6



Figura 62. Colocación y compactación del concreto asfáltico en vías experimentales (Guimaraes, 2011)

La *Figura 63* presenta una ficha de control tecnológico del núcleo asfáltico de la presa de Foz do Chapecó. En la *Tabla 9* se presenta la frecuencia de pruebas de campo aplicadas al cuerpo de la presa de Foz de Chapecó.



PRESA PRINCIPAL

CONTROL TECNOLÓGICO DEL NÚCLEO ASFÁLTICO

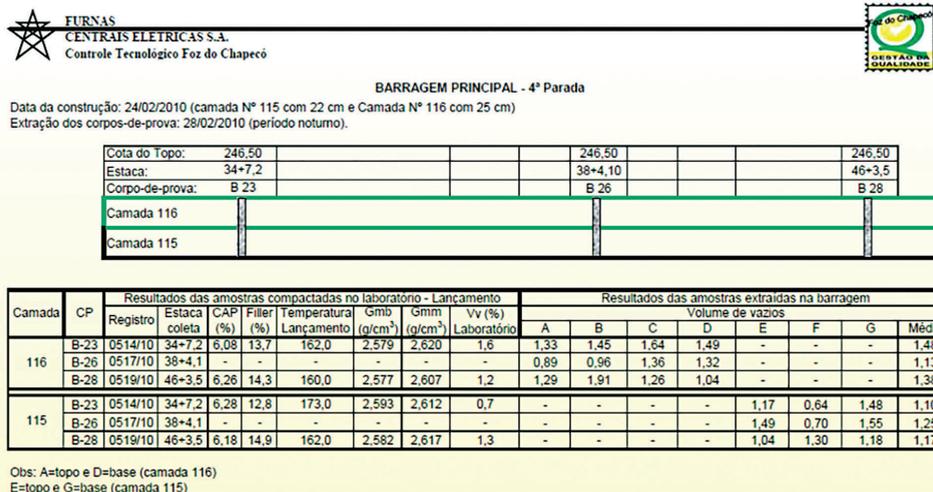


Figura 63. Control tecnológico en el cuerpo de la Presa Foz de Chapecó (Camargo Correa, 2010).

Tabla 9. Frecuencia diaria y mensual de pruebas de campo aplicadas al cuerpo de la presa de Foz de Chapecó.

Frecuencia diaria	Frecuencia mensual
-Comprobación del espesor de las capas (20 a 25 cm después de la compactación).	-Temperatura durante la extracción de las probetas inferior a 40°C
-Control de temperatura en:	-Verificación visual de uniones entre capas e integridad del núcleo:
✓ En la planta $\leq 177^{\circ}\text{C}$	-Contenido de asfalto $6,0\% \leq \text{CAP} \leq 6,6\%$
✓ En el silo de carga $\geq 150^{\circ}\text{C}$	-Índice de vacío $\leq 3,0\%$
✓ En compactación $140^{\circ}\text{C} \leq T \leq 173^{\circ}\text{C}$	-Compresión axial y triaxial
-Pruebas de mezcla asfáltica para determinar:	-Permeabilidad
✓ Contenido de asfalto $6,0\% \leq \text{CAP} \leq 6,6\%$	-Relación de vacíos $\leq 3,0\%$
✓ Granulometría de la mezcla	
✓ Relación de vacíos $\leq 3,0\%$	

Un resumen general que considera las diferentes presas extranjeras (Alemania, Noruega, Canadá y Brasil) que utilizaron mezcla asfáltica densa en la aplicación del núcleo asfáltico destaca los siguientes aspectos:

- La mezcla asfáltica tiene el concepto de propiedades densas, impermeables, dúctiles y trabajables, además de estar compuesta por un tipo de asfalto producido en cada país.
- La compresibilidad ha ido alcanzando valores cada vez más bajos mediante la selección de materiales, capas más pequeñas y la compactación y humectación del enrocado. Consiguiendo esfuerzos-deformación más estables.
- Inicialmente, el control de la filtración se realizaba mediante galerías de drenaje, lo que suponía un costo adicional en la obra, pero algunas presas optaron por inyecciones de cemento y lechadas de cemento o cortinas impermeabilizantes.
- Los criterios de colocación y compactación han cambiado con el uso de empleo, adaptación o mejoramiento de maquinarias.
- Con la demanda de mayores capacidades de reservorio, se adoptaron núcleos de concreto asfáltico más delgados con un promedio de 0,50 m (mínimo) y contenidos que van desde 5,5 a 8% en peso de la mezcla.
- Hasta el momento no se han encontrado presas con núcleos de concreto de asfalto que presenten riesgo de colapso.
- Se estudió el comportamiento de estas presas en relación a las demandas estáticas y dinámicas, mostrando buenos resultados.

Los conceptos relacionados con la construcción de presas con núcleo de asfalto han cambiado a lo largo del tiempo. La *Tabla 10* reúne las ventajas y desventajas de estas estructuras.

Tabla 10. Ventajas y desventajas de las mezclas asfálticas en la utilización de presas de núcleo asfáltico (Ref. Foz de Chapecó y presas extranjeras).

Ventajas	Desventajas
<p>-Menor compresibilidad debido a capas compactadas con menor espesor de humectación.</p>	<p>-El humedecimiento no controlado provoca menor resistencia en la roca (Terzagui, 1943).</p>
<p>-Utiliza un tipo de dosificación compuesta por áridos, filler y betún.</p>	<p>-Las primeras capas se colocan manualmente, variando el rendimiento.</p>
<p>-Las capas con cualidades densas y contenido adecuado son impermeables y flexibles en su colocación.</p>	<p>-La colocación manual de la mezcla sobre los hombros y el cierre del dique principal pueden ocasionar fugas.</p>
<p>-Colocación rápida de capas de nivelación y precompactación.</p>	<p>-La preparación, colocación y compactación del núcleo están regidas por la temperatura que debe estar indicada continuamente, pudiendo retirarse la capa.</p>
<p>-La colocación de núcleos y transiciones finas se realiza mediante una maquinaria pavimentadora.</p>	<p>-Toma de muestra con parada de obra (ref. 3 días) por enfriamiento del núcleo.</p>
<p>-Puedes trabajar en condiciones climáticas lluviosas.</p>	<p>-Nº de pasadas variables de los rodillos lisos hasta alcanzar el valor de vacío <3%.</p>
<p>-Los análisis estáticos y dinámicos realizados por elementos finitos en presas con núcleos verticales e inclinados presentan resultados adecuados.</p>	<p>-El rodillo vibratorio con diferente esfuerzo de compactación provoca estrechamientos en las caras verticales del núcleo.</p>
<p>-La compactación final se realiza mediante un conjunto de rodillos vibratorios.</p>	<p>-La producción con planta gravimétrica debe ajustarse con pistas experimentales.</p>
<p>-La mezcla asfáltica se prepara en planta gravimétrica, logrando una mayor producción en cuanto a calidad en su preparación.</p>	



Figura 64. Medición de la temperatura del concreto asfáltico antes de la compactación (A).



Figura 65. Medición de la temperatura del concreto asfáltico después de la compactación (B).



Figura 66. Extracción de muestras de concreto asfáltico con diamantina.



Figura 67. Medición de muestras de concreto asfáltico de capas compactadas.



Figura 68. Muestras extraídas para la evaluación experimental de sus propiedades.



Figura 69. Planta de Concreto asfáltico ubicado en la construcción de la Presa Foz de Chapecó.

4.0

CONDICIONES DINÁMICAS DE LAS PRESAS DE ENROCADO

4.1. Estabilidad en lugares sísmicos

Las presas de enrocado en especial los tipos CFRD, presentan comportamientos resistentes a las condiciones sísmicas. Técnicamente estas versiones son acompañadas de los criterios de baja deformabilidad en el cuerpo formado por zonas de enrocado compactado y de menor grado de humedecimiento, lo cual no generan condiciones de presiones de poros o presiones neutras.

Así mismo la zonificación produce una condición de mayor estabilidad en las zonas más próximas a la cimentación, posición de la transmisión de las ondas sísmicas en la fundación, también la geometría de la presa incorpora un eminente estado de distribución de tensiones en todo el cuerpo.

La mayoría de sucesos sísmicos, ha tenido respuesta en presas de enrocado tipo CFRD, fisuramiento de la losa impermeable aguas arriba, trayendo como consecuencia infiltraciones en las capas internas del cuerpo (Cooke, Sherard, 1987).

En 1987, en la provincia China de Sichuan, a 10 km de profundidad se produjo un sismo superficial de magnitud 8.0 que afectó varias construcciones de presas, sin embargo, en la mayoría han podido resistir la condición sísmica con presencia de algunas fracturas en la losa impermeable.

4.2. Criterio internacional empleado en regiones sísmicas

Según las exigencias en la condición de sismicidad se mencionan los siguientes criterios:

- a) **Sismo Máximo posible (SMPo)**, es el evento sísmico de mayor magnitud que puede ocurrir situado en una zona tectónica conocida.
- b) **Sismo máximo del proyecto (SMPr)**, es el mayor terremoto que la estructura debe resistir, en el cual se producen severos daños en la estructura de la presa, pudiendo ser reparados.
- c) **Sismo máximo del proyecto (SMPr)**, es un evento leve que corresponde a una aceleración básica, para lo cual los daños en las estructuras son reparables, este criterio es el de menor potencial sísmico comparado con los anteriores.

Cabe señalar que los materiales con fines de resistir eventos sísmicos deben ser probados y ensayados por condiciones del tipo triaxial, considerando modelos constitutivos adecuados sobre resistencia, tales como modelo hiperbólico, modelo hardening soil model y otros.

4.2.1. Relación del esfuerzo confinante con el Ángulo de fricción

Cuando en el proceso constructivo de la presa de enrocado (CFRD), las capas compactadas realizan las exigencias de resistir su propio peso acumulativo de las demás capas, la condición de los esfuerzos inicia cambios en su Ángulo de fricción de los enrocados (φ). *Gráfico 31*.

Una ecuación que simula condiciones de alteración en el Ángulo de fricción considera la siguiente propuesta:

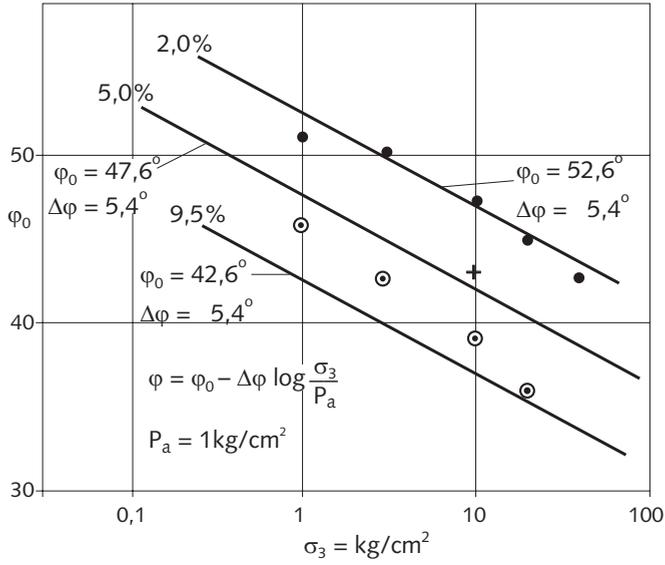
$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \log(\sigma/Pa)$$

Donde:

- φ : Ángulo de fricción
- φ_0 : Ángulo de fricción en función de Pa
- $\Delta\varphi$: Característica de cada material
- σ : Esfuerzo confinante
- Pa : Presión atmosférica referencial

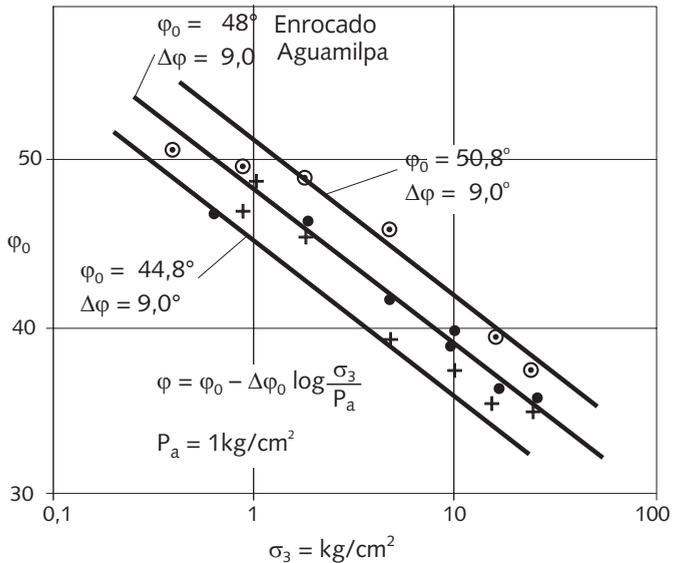
Leps (1970), presenta investigaciones similares a las mencionadas en la variación del esfuerzo confinante (σ) y el Ángulo de fricción (φ).

CONDICIONES DINÁMICAS DE LAS PRESAS DE ENROCADO



● 2,0% de finos + 5,0% de finos ⊙ 9,5% de finos

Gráfico 31. Reducción del ángulo de fricción con el aumento del esfuerzo confinante (Romo, 1991)



Conglomerado } Infiernillo
 Diorita }
 Conglomerado } Malpaso

Gráfico 32. Casos aplicativos observados en los enrocados (Romo, 1991).

4.3. Factor de seguridad sísmico (FSs)

La expresión para el factor de seguridad (FSs) están referidos de manera similar al de Bishop, con el cual servirá para determinar valores promedios de estabilidad considerando aspectos sísmicos del lugar.

$$FSs = \text{tg}(\varphi) / \text{tg}(\beta + \delta)$$

Donde:

- (φ) : Angulo de atrito medio
- (β) : Angulo de talud de la presa
- (δ) : arctang (α)
- (α) : Coeficiente de aceleración sísmica

Para condiciones con taludes tradicionales de 1V:1.4H, en zonas con aceleraciones sísmicas menores a 0.3g ($\alpha < 0.3g$) los taludes presentaran estabilidad global cuando el Angulo de fricción del enrocado presente valores por encima de 48° y ($\beta + \delta$) < (φ).

4.4. Análisis dinámico

Una evaluación sísmica para presas de enrocado consistirá en la predicción de su comportamiento, respuesta de las zonas del cuerpo del enrocado y en los taludes de los lugares ó regiones donde las aceleraciones son altas.

Estos movimientos traen consigo las deformaciones en el cuerpo de enrocado por intercambio o reacomodo de las rocas internas y cuya variación en su deformabilidad dependerá del tiempo de vibración.

Es de suma importancia considerar la propagación de ondas las mismas que generan las modificaciones de las condiciones de estabilidad de los materiales hasta la fundación de la estructura.

Una de las herramientas y método que permite evaluar el comportamiento dinámico son los softwares en método de elementos finitos (MEF), empleando modelos con obtención de parámetros del módulo de corte G y modulo de deformación del enrocado, la razón de amortiguamiento D con la deformación axial y la densidad.

En el *Gráfico 33*, se presenta la variación de los módulos de corte G con deformación axial para características de amortiguamiento del enrocado en condición no lineal para la Presa de Santa Juana, Chile.

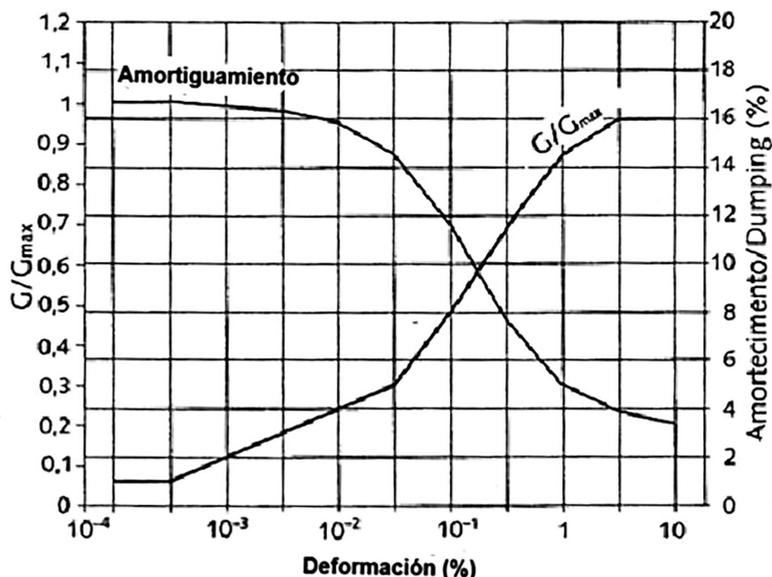


Gráfico 33. Relación del módulo de corte y porcentaje de amortiguamiento versus deformación (Troncoso, 1993).

4.5. Selección del sismo del proyecto

En su mayoría al tratar de evaluar un proyecto en condiciones dinámicas y/o sísmicas, la elección del lugar cobra una gran importancia, en vista que debemos de conocer la magnitud e intensidad sísmica referidos al termino de "actividad sísmica" que pueden ser probabilísticamente sobrepasado por eventos nuevos.

Existen métodos probabilísticos y determinísticos para realizar una evaluación sísmica y tomar las decisiones sobre la condición sísmica del lugar. En el caso del probabilístico es evaluar las aceleraciones actuales para proyectar un valor mayor posterior que permita una mayor seguridad al enfrentar riesgos más desbastadores.

En el caso del determinístico, es la obtención de informaciones históricas o actuales con el fin de conocer parámetros como distancia epicentral, aceleraciones máxima y característica, así como el periodo predominante. Un medio común de obtención lecturas en un evento sísmico en una presa de enrocado es la operatividad de un acelerógrafo la misma que forma parte de un programa de instrumentación del proyecto.

Empleo de los acelerógrafos como información para proyectos de presas de enrocado

Es un equipo necesario para la obtención de datos que se registran frente a una actividad sísmica del terreno, es mas relacionado con los temblores o terremotos de consideración.

En la etapa de proyecto, estos equipos nos proporcionan información en tiempo real que debe considerarse en el **diseño dinámico inicial**, en la mayoría de los casos los acelerógrafos, no solo captan las señales de los sismos de una localidad sino debido a la propagación de ondas estos aparatos registran incluso información inter-regiones.

Por medio de la información de los acelerógrafos se puede realizar un estudio determinístico de la actividad sísmica del lugar e inferir sobre las posibles condiciones de cada localidad.

En la preparación de los proyectos de presas de enrocado respecto de la condición dinámica, los parámetros son considerados mediante las normas de cada país.

En el Perú según la **Norma E 030 DISEÑO SISMORRESISTENTE**, se emplea parámetros como la aceleración máxima según las 04 zonas sísmicas en las cuales se ha dividido el país; dicha aceleración es mayor respecto de la aceleración obtenida por los acelerógrafos, lo que conlleva a magnificar varios parámetros en el diseño.

Una de las mayores razones en emplear resultados de la Norma Peruana 030, es encontrarse en el rango de muy conservador, así mismo sucede con las representaciones de respuesta sísmica, por lo que ambas ideas deben tener una relación matemática que refleje la condición real sísmica y la normativa vigente.

ZONAS SÍSMICAS



A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la referencia. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Figura 70. Zonas sísmicas según Norma Peruana E030 DISEÑO SISMORRESISTENTE.

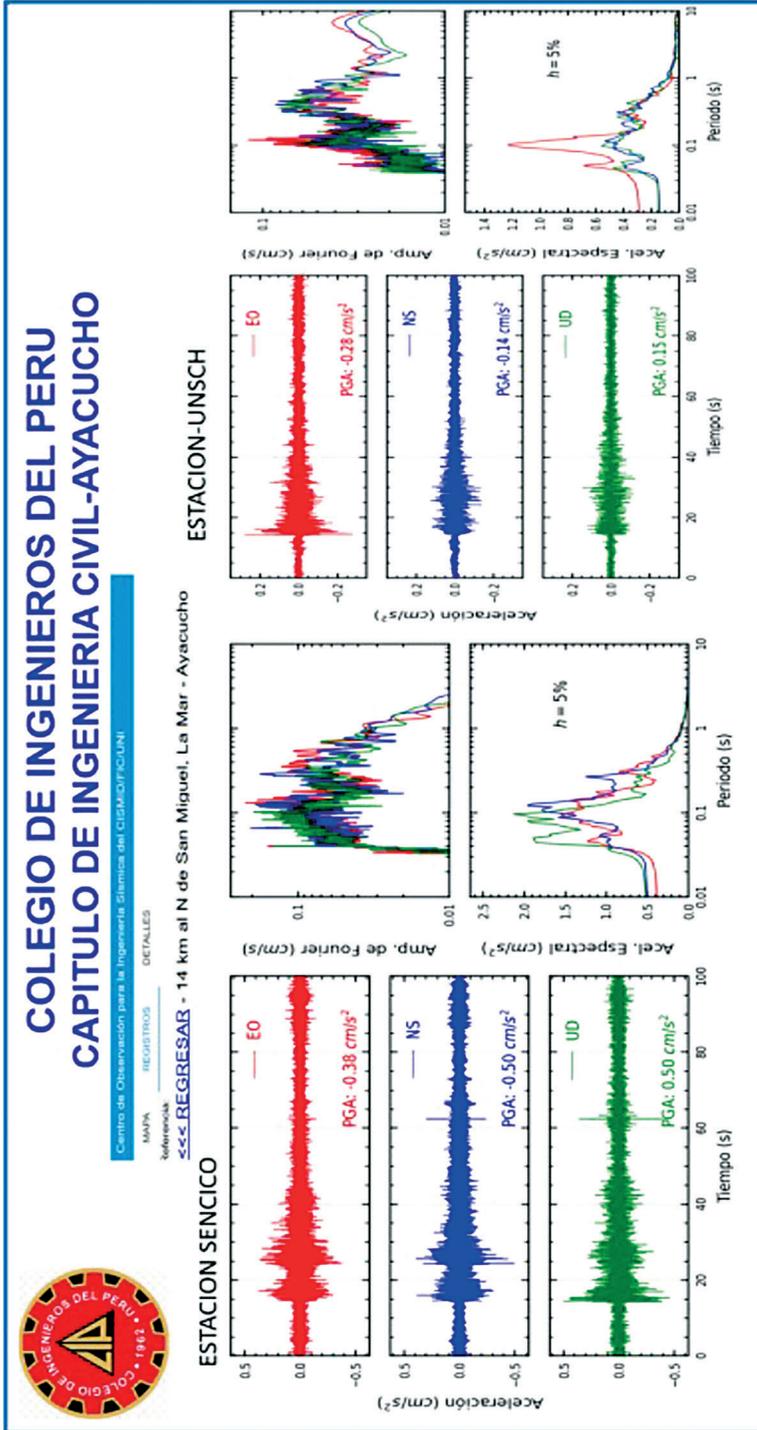


Figura 71. Registros acelerograficos de estaciones en Ayacucho, Perú (CIP, 2024).

REALIDAD SÍSMICA 2023 – IGP-PERÚ

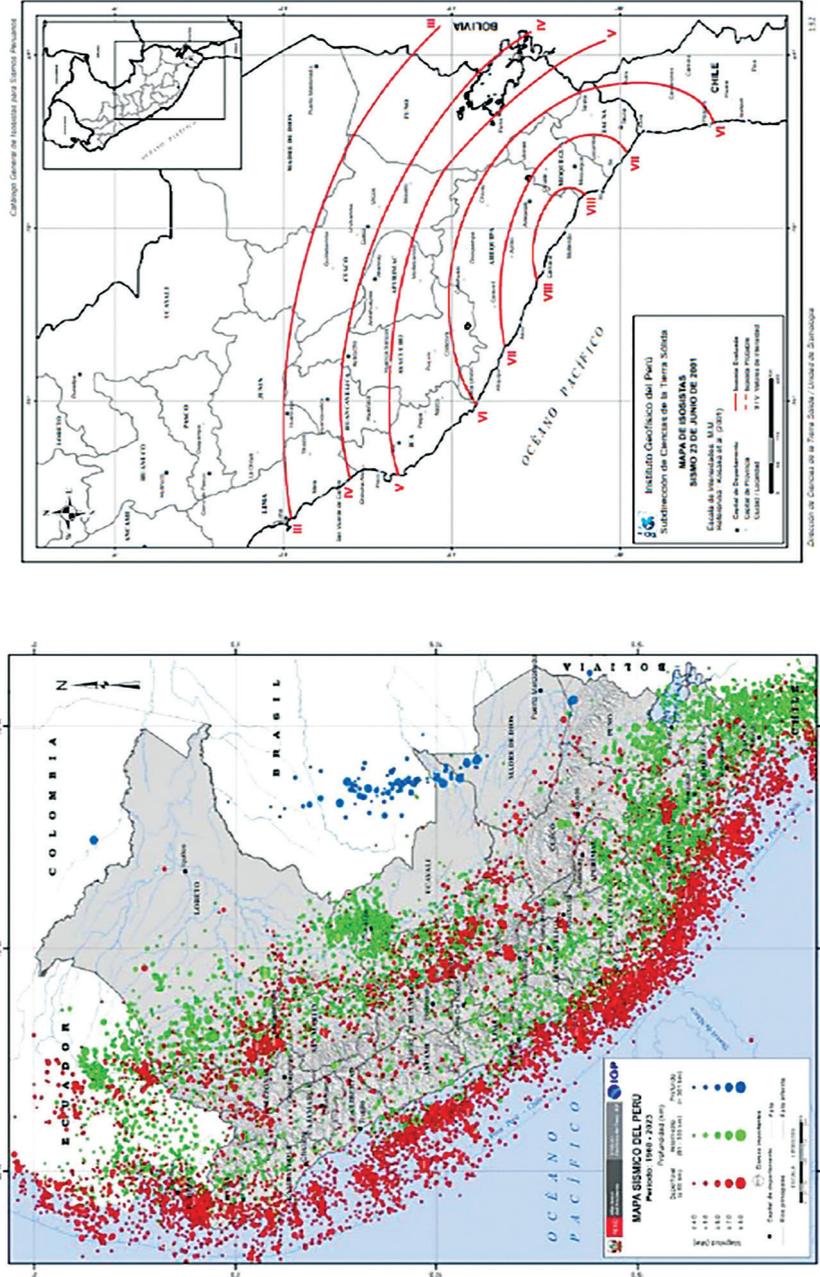


Figura 72. Realidad de la movilización sísmica en el Perú, según Red IGP, Mapa de isosistas (2024).

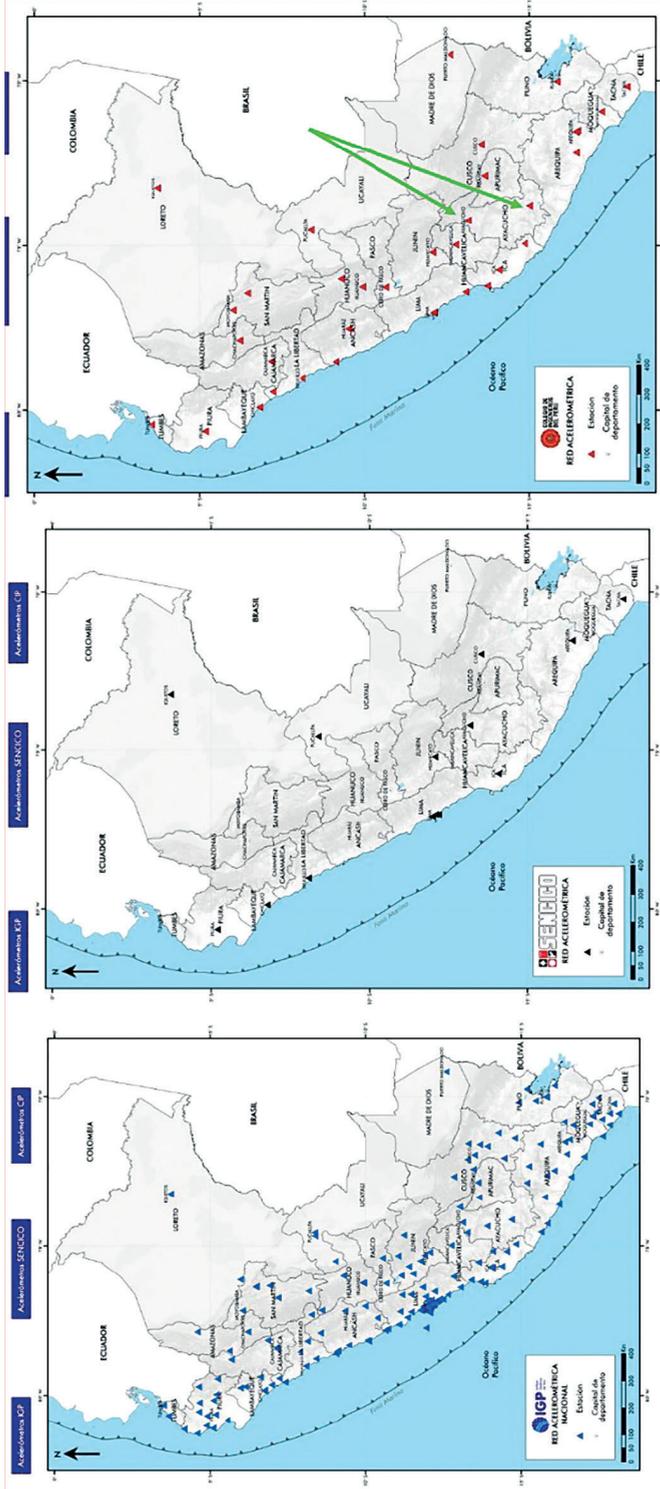


Figura 73. Estaciones acelerográficas activas de la Red IGP, SENECICO, CIP (2024).

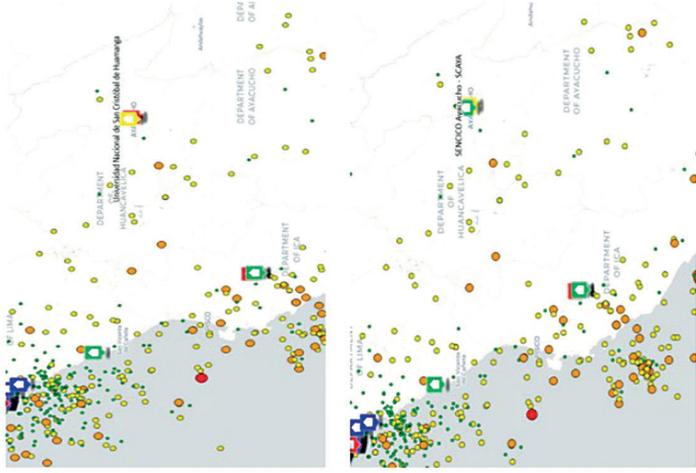
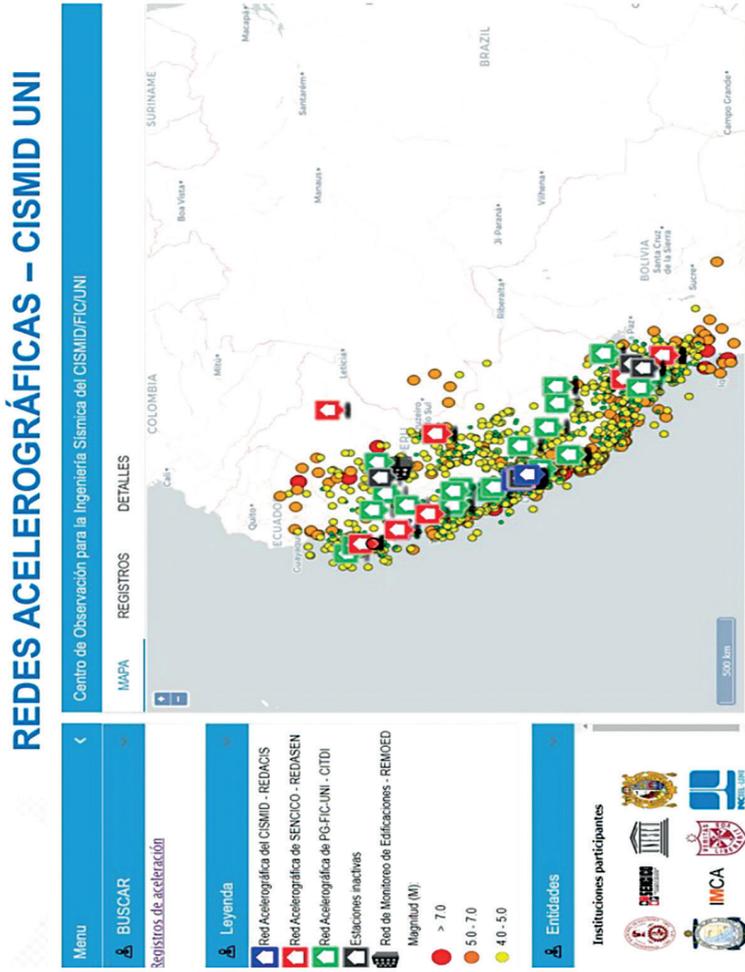


Figura 74. Actividad sísmica del Perú y Departamento de Ayacucho, según Red acelerográfica CISMID-UNI (2024).

4.6. Condiciones finales del proyecto

a) Estabilidad de taludes

Los factores de seguridad (FS) de los taludes son calculados para ambos taludes aguas arriba y aguas abajo, respecto de la determinación de la aceleración máxima del terreno obtenido por cualquier de los métodos probabilístico o determinístico.

Para la determinación de las superficies de ruptura se pueden emplear métodos clásicos como el de Bishop, las Figuras 75 y 76 muestran las distribuciones acelerográficas en presas de enrocado, así como superficies de ruptura en los taludes.

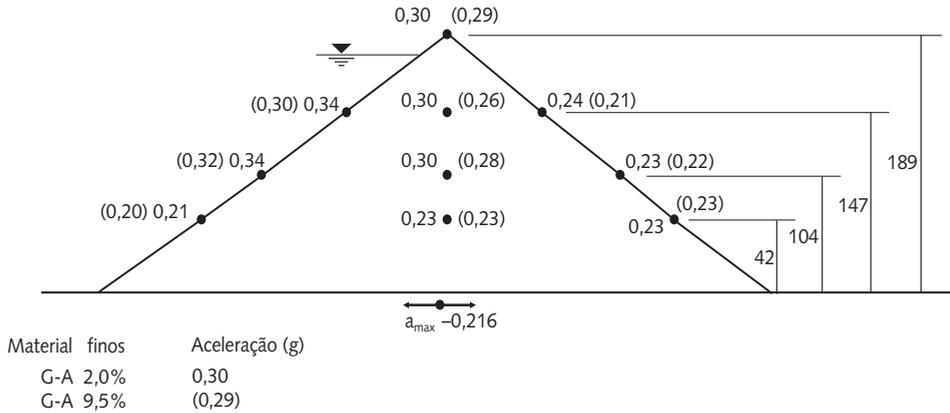


Figura 75. Distribución de las aceleraciones en la Presa Aguamilpa (Cruz, 2014).

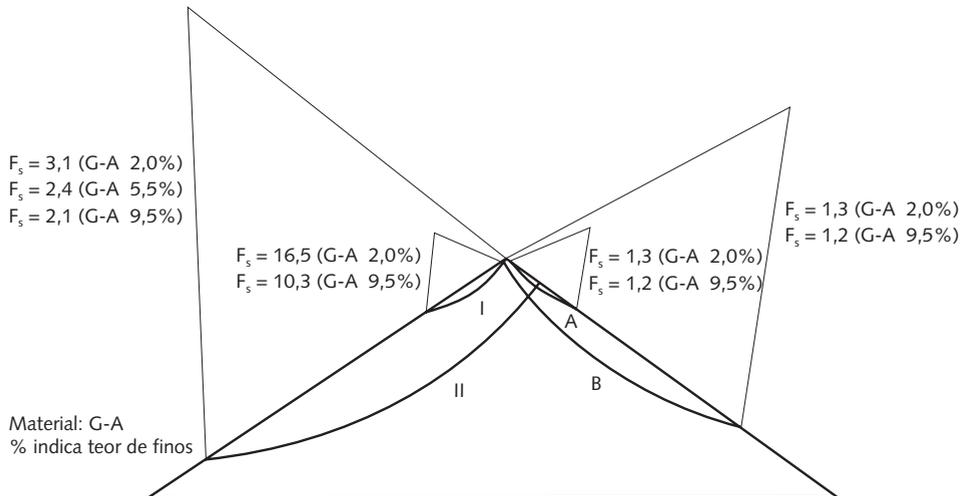


Figura 76. Superficies de ruptura en la Presa de Aguamilpa.

b) Deformaciones permanentes

Desde los análisis teóricos hasta la evaluación de deformaciones con ayuda de herramientas computacionales existen diferentes propuestas para estimar las deformaciones permanentes en presas de enrocado, esta condición se suscita incluso desde la etapa constructiva y posterior la etapa de embalse, sin embargo cuando la actividad sísmica interviene, zonas establecidas como los taludes aguas arriba y aguas abajo cobrarán importancia debido a resultados en sus deformaciones; a su vez como el cuerpo de una presa de enrocado mediante su proceso de compactación vuelven al cuerpo interno como material de características continua, esto se mostraran en la deformación axial en su corono, incluso alterando la magnitud de la altura del borde libre (L), *Figura 77*.

En vista de determinar parámetros de la perdida o disminución del borde libre (L) y del asentamiento máximo por deformación en los taludes de la presa, se propone los siguientes criterios:

- a) Criterio de Romo y Resendiz (1980) para la determinación de la disminución del borde libre (L).

$$L/H^2 = \frac{1}{\left(\frac{\delta_{max}^A}{H} + \frac{\delta_{max}^a}{H}\right)} \times 1/(B + b)$$

Donde:

H, altura medida desde la parte mas profunda de la superficie de ruptura.

B, ancho en la elevación donde la superficie de ruptura intercepta o talud.

b, ancho de la cresta.

A, Aguas arriba

a, aguas abajo

- b) Criterio para calcular el asentamiento máximo ($\delta_{(máx)}/H$).

$$\frac{\delta_{máx}}{H} = \frac{1}{\left[\frac{4.65(F-1)E_i}{\sigma_f}\right]} - \frac{1}{\left[\frac{1.34(F-1)E_i}{\sigma_f}\right]^2} + \frac{1}{\left[\frac{1.16(F-1)E_i}{\sigma_f}\right]^3}$$

Donde:

E_i, Modulo de Young inicial.

σ_f, esfuerzo desviador en la falla.

F, factor de seguridad para condición dinámica.

Obtención del factor de seguridad por análisis seudoestático mediante la comparación de los factores de seguridad (*Gráfico 34*).

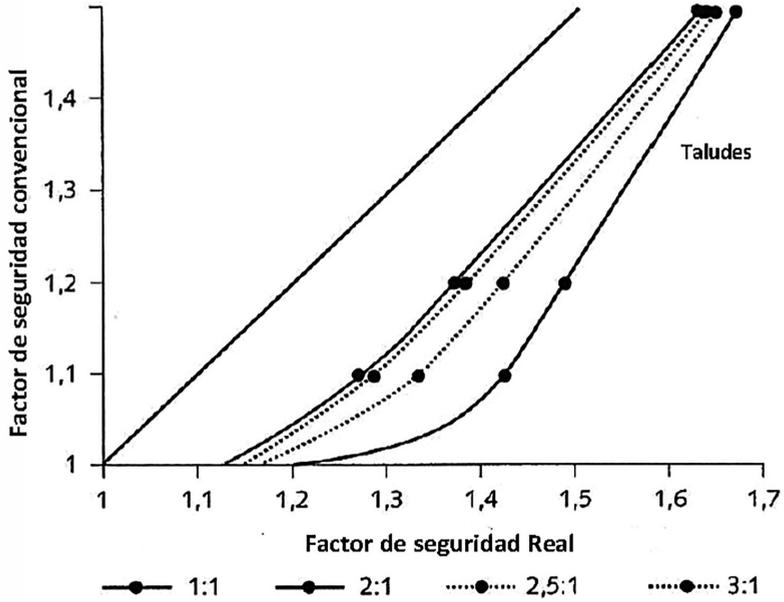


Gráfico 34. Comparación entre los factores de seguridad real y convencional (Materon, 2014).

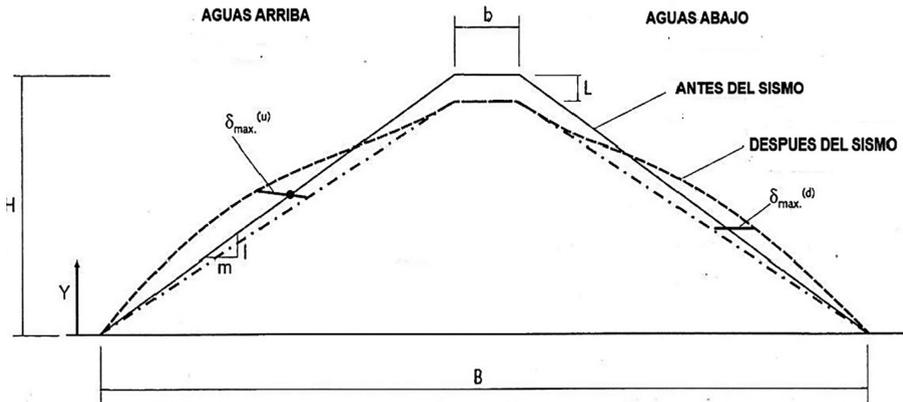


Figura 77. Deformaciones estimadas con análisis seudoestático..

Sobre las experiencias constructivas de las presas tipo ACCRD, se pone de manifiesto la presa Storvant en Noruega construida con una altura de 90 m y su estabilidad actual al soportar condiciones sísmicas severas con núcleo inclinado de concreto asfáltico (Figura 78).



Figura 78. Alineamiento inusual del eje de presa ACCRD Storvan-1987 en Noruega a 60 Km de Stavanger.

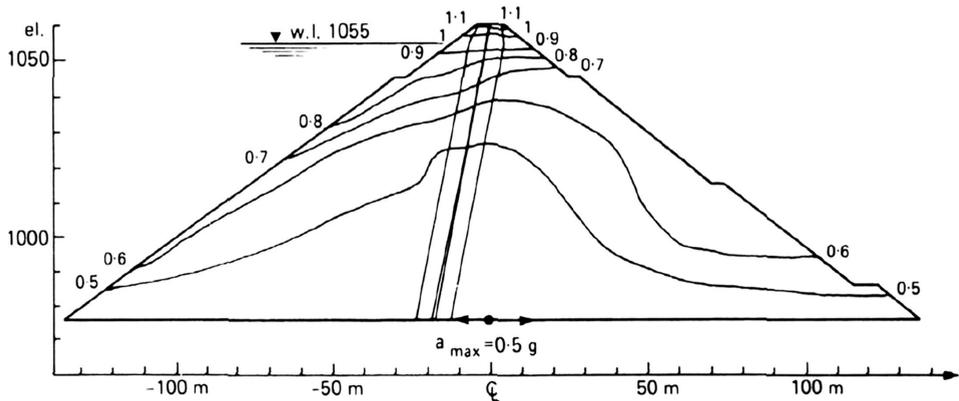


Figura 79. Modelamiento de las aceleraciones horizontales máximas causadas por el movimiento horizontal en la base.

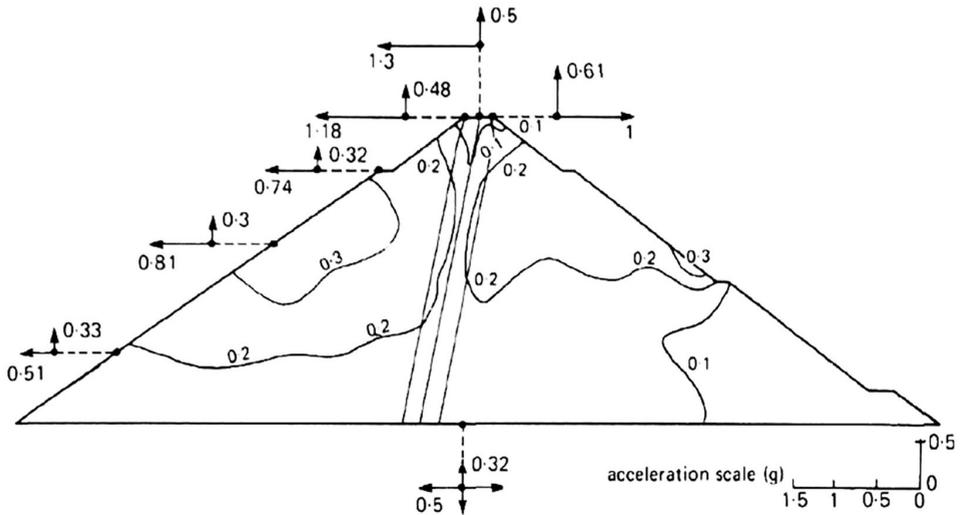


Figura 80. Modelamiento de las aceleraciones máximas y deformaciones cortantes cíclicas causadas por movimientos horizontales y verticales combinados en la base.

Las principales razones que llevan a un adecuado comportamiento sísmico en una presa tipo ACCRD, se mencionan lo siguiente:

- a) La presa esta construida con un nucleo y materiales de enrocado en su cuerpo de manera que no experimentan una reducción de su resistencia frente a la carga sísmica. La permeabilidad densa del concreto asfáltico empleado en el nucleo no genera grandes excesos de presión de poros durante la carga cíclica esto significa que no existe acumulación de presión de poros durante el evento sísmico.
- b) La presa puede tolerar largas deformaciones por corte sin experimentar un descontrolado cambio en el reservorio de agua. Ese tipo de comportamiento es denominado para prevenir falla a menudo en un evento extremo.
- c) En zonas de alta sismicidad es recomendable el empleo de pendientes aguas arriba entre 1:1.5 a 1:85 y 1:1.4 a 1:1.5 aguas abajo. Los materiales de nucleo filtro y transiciones deben ser un solo cuerpo.

Los análisis anteriores en condiciones dinámicas para presas de enrocado han demostrado un amplio margen de seguridad, generando proyectos que se encuentran estables hasta la fecha (Figuras 79 y 80).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASOCIACIÓN BRASILEÑA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12891 – Dosificación de Mezclas Bituminosas por el Método Marshall, Método de Ensayo, Asociación Brasileña de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. (1993), 10pág.
- ALICESCU, V.; TOURNIER, JP; VANNOBEL, P.; MOORE, V. Diseño y construcción de la presa Nemiscau-1, la primera presa con núcleo de roca asfáltica en América del Norte. 31º Conferencia Anual USSD San Diego, California, 2011, 14p.
- AGENCIA NACIONAL DE ENERGÍA ELÉCTRICA, ANEEL. Fuentes renovables. 2008, 61pág.
- AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA (ANA); Inventario de Presas en el Perú Primera Parte (2015)
- BERNUCCI, L. B. ; MOTTA, LMG ;CERATTI, JAP;SOARES, JB Pavimentación de asfalto. Petrobras. Río de Janeiro. 2008 vol. 1. 500p.
- BIENAIMÊ, C. Aproximación al comportamiento del núcleo de hormigón bituminoso mediante el cálculo del modelo de elementos finitos. Congreso de las Grandes Presas. San Francisco, Francia. 1988. 28pág.
- BRINKGREVE, RBJ;BROERE,W. Plaxis 2D Manual de referencia 2010. Países Bajos. 2010. 245p
- OFICINA DE QUEJAS. Diseño de Pequeñas Presas. Una publicación técnica sobre recursos hídricos. 1976. 280p

- CASTRO, CH Comportamiento de la presa de Serra da Mesa durante el período de llenado. Tesis de maestría. Departamento de Ingeniería Civil.Puc-Rio. 1996. 167pág.
- CRUZ, PT 100 Represas Brasileñas: Casos Históricos, Materiales de Construcción, Diseño. Taller de texto. Sao Paulo.SP.Brasil. 1996, 647 pág.
- CRUZ, PT; MATERON, B.; FREITAS JR.,SRA. Presas de escollera con cara de hormigón. Taller de texto. Sao Paulo.SP.Brasil. 2009, 448pág.
- COMITÉ BRASILEÑO DE PRESAS. Principales Represas Brasileñas III, La Central Hidroeléctrica de Foz do Chapecó, vol., 1 Río de Janeiro. 2009, 23pág.
- COOKE, J.B.; SHERAD, J. L. Presa de enrocado con cara de hormigón: I. Evaluación II. Diseño. Revista de Ingeniería Geotécnica, ASCE, 1987, vol 113 n.10.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE CARRETERAS ME 043/95 – Mezclas Bituminosas en Caliente – Ensayo Marshall. Método de ensayo, Departamento Nacional de Carreteras y Caminos, Río de Janeiro, RJ, Brasil, (1994) 11 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE CARRETERAS ME 138/94. Determinación de la resistencia a la tracción por compresión diametral. Método de ensayo, Departamento Nacional de Carreteras y Caminos, Río de Janeiro, RJ, Brasil, 1994, 11 p.
- ELECTROBRAS. Informe de Sostenibilidad del Sistema Eletrobrás. Brasil. 2010. 15pág.
- FALCAO, PR. Estudio de las Propiedades Mecánicas e Hidráulicas de Hormigones Asfálticos para Aplicación en Presas. Tesis Doctoral. UnB. Brasilia-DF2007. vol1. 167p.
- GONZALES DE VALLEJO; FERRER, M.; ORTUÑO, L.; OTEO, C.. Ingeniería Geológica. Madrid-España. 2002. 36p.
- GUIMARÃES, RC; REYES.CAS; ZERBINI, MF;REUSING, A.. Características de la Construcción del Núcleo Asfáltico de la Presa de Enrocamiento de la UHE Foz de Chapecó. XXVI Seminario Nacional sobre Grandes Represas, vol.1 Río de Janeiro, 2011. 19p.
- GUIMARÃES, RC; REYES.CAS; CORTEZ CM Análisis de la Construcción de Pistas Experimentales de Hormigón Asfáltico en la UHE Foz de Chapecó. XXVI Seminario Nacional sobre Grandes Represas, vol.1 Río de Janeiro, 2011. 19p.
- HÖEG, K. Núcleos de hormigón asfáltico para presas de terraplén. Instituto Geotécnico Noruego. Noruega. 1993. vol.1,84p.

- HOEK, E.; MARRÓN Y Excavaciones Subterráneas en Rocas. México.1980,631p
- HÜFFNER, A; ENGEL, BC. Grandes y pequeñas centrales hidroeléctricas en la cuenca del río Uruguay. Porto Alegre – Brasil. 2011. 22p.
- HUMES, C.; VINCENZO, M.; TOLEDO, RAP. Proyecto de la Presa de Enrocamiento con Núcleo de Hormigón Asfáltico: Ejemplo de la Presa de Foz de Chapecó. COBRAMSEG 2010: Ingeniería Geotécnica para el Desarrollo, la Innovación y la Sostenibilidad, vol.1 Río de Janeiro, (2010) 7p.
- HUMES, C.; VINCENZO, M.; TOLEDO, RAP. Diseño y Ejecución de la Presa de Enrocamiento con Núcleo Asfáltico en Foz de Chapecó. XXVIII Seminario Nacional sobre Grandes Represas. Río de Janeiro. 2011. 10p.
- COMISIÓN INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS. ICOLD. Utilización de Membranas Delgadas en Presas de Relleno. Boletín 38, París. 1981. vol.1. 74 páginas.
- COMISIÓN INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS. ICOLD. Interfaz orientada aguas arriba con cimentación y estribos. Boletín 39, París. 1981. vol.1. 27p.
- COMISIÓN INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS. ICOLD. Revestimientos de hormigón bituminoso para presas de tierra y escollera. Boletín 32a, París. 1982. vol.1. 79 peniques
- COMISIÓN INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS. ICOLD. Núcleos bituminosos para presas de tierra y escollera. Boletín 42, París. .1982. volumen 1. 40 peniques.
- COMISIÓN INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS. ICOLD. Nuevos métodos de construcción. Estado del arte. Boletín 63, París. 1988. vol.1. 173 páginas.
- COMISIÓN INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS. ICOLD. Núcleos bituminosos para relleno de presas. Estado del arte. Boletín 84, París. 1992. vol.1. 87 páginas.
- COMISIÓN INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS. ICOLD. Presas de terraplén con revestimiento de hormigón bituminoso. Boletín 114, París. 1999. vol.1. 125p.
- MAIA, PCA Evaluación del comportamiento geomecánico y la alterabilidad de escolleras. Tesis doctoral. Departamento de Ingeniería Civil.Puc-Rio.2001. vol 1. 326p.
- MARACHI, D.; CHAN, C.; SEED, B.; DUNCAN, J. Características de resistencia y deformación del material de relleno de roca, Departamento de ingeniería

- civil. Universidad de California.1969. 139 páginas.
- MARULANDA, C.; MARULANDA, A.;AMAYA, F.;SANCHEZ, F. El diseño de presas CFRD: Una necesidad de evolucionar más allá del empirismo. III Simposio sobre presas CFRD En homenaje a J.Barry Cooke. 2007, 10p.
- MATERON, B. Compresibilidad y comportamiento del enrocamiento. Simposio sobre Geotecnia de la Cuenca Alta del Paraná. 1983.
- NELAS, S.. Hydraulic Engineering Failure Of Large Dams (2015).
- NORMA PERUANA E030. Diseño sismorresistente (2015).
- ÓRGANO SUPERVISOR DE ENERGÍA Y MINERÍA (OSINERG). Compendio de presas de centrales hidráulicas. 2005 .29p
- RAMOS, PPM Análisis de deformaciones transitorias en mezclas asfálticas aplicadas como elemento impermeabilizante en presas de escollera. Tesis de maestría. Brasilia, 2009. 181 páginas.
- REVISTA RUMBO MINERO; Central hidroeléctrica de Chaglla: Una de las más grandes del Perú (2016).
- SABOYA, JR. Análisis de FA sobre el comportamiento de presas de enrocamiento con cara de hormigón durante la construcción y el relleno. Tesis doctoral. Departamento de Ingeniería Civil.Puc-Rio. 1993.vol 1. 163p
- SAXEGAARD, H. Uso de máquina pavimentadora en la construcción de presas de enrocado con núcleo de asfalto. XXVI Seminario Nacional de Grandes Presas-2011. Comunicación personal. Río de Janeiro. 2011.
- SCHOBER, W. Un estudio sobre el comportamiento de presas de terraplén con diafragmas. Congreso de las Grandes Presas. San Francisco, Francia. 1988.. 22pág.
- SCHWEINFURTH; C; Presa sadd all kaffara 2650 a.c. (1885).
- SULCARAYME, C.; Retroanálisis físico de la deformación durante la construcción y primer embalse en el cuerpo de la presa Cuchoquesera (2019)
- THOMAS HH, Ingeniería de Grandes Presas. Londres. Gran Bretaña, vol. II, Londres, 1976. 392 págs.
- VEIGA PINTO, A. Predicción del comportamiento estructural de presas de enrocamiento, Tesis de Especialista, Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, 1983.

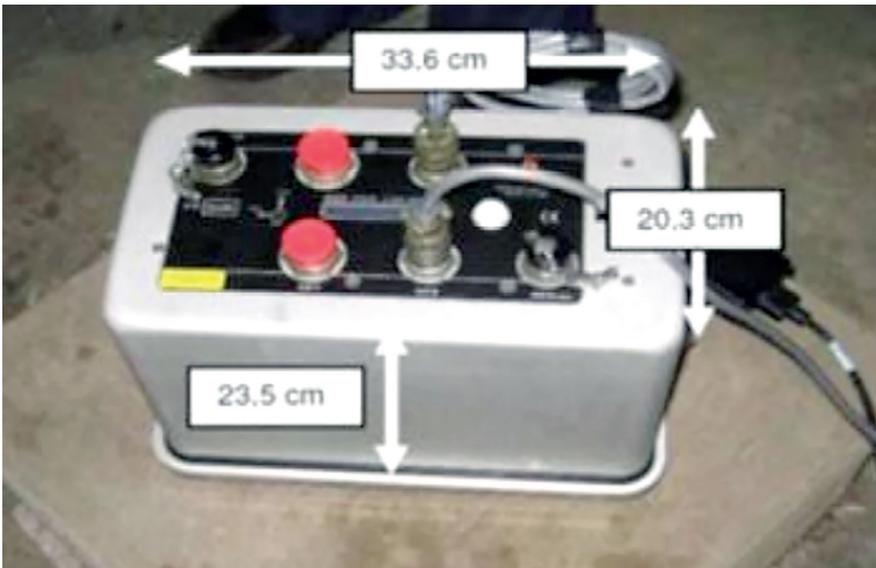
- VISSER, W. La aplicación de betún para presas de tierra y escollera. X Comisión Internacional de Grandes Represas, vol. 1. Montreal, 1970. 28p.
- INDUSTRIA VEIDEKKE. Núcleo de asfalto para presa de enrocado. Noruega. 2011. 5pág.
- WALO CONSTRUCTOR UK : Projects Hydraulic asphalt, limited 29 ,Weeping,Cross Stafford, ST17DG,Gran Bretaña (2001)
- WALTERS RCS , Geología de la Presa Vol.1, Londres, Inglaterra, 1962. 50P
- WANG, W.; HÖEG, K.; ZHANG,Y. Diseño y desempeño de la presa de relleno de roca con núcleo de asfalto de Yele. NRC Research Press. Canadá. 2010. 16p.
- WEIBIAO, W.;HÖEG, K. (2010). Avances en el diseño y construcción de presas con núcleo asfáltico. Hydropower & Dams International Journal, Wallingford, Reino Unido, págs. 83-91.
- YOGMING, W.; SHENG, Z.; WUYI, C.; ZHONGHUI, H.; SHUNBIN. H.; LIQIANG, W. Análisis de seguridad de la presa de la planta hidroeléctrica Yele considerando el ablandamiento del hormigón asfáltico. Porcelana. 2010. 4 pág.

ANEXOS





Imágen 1. Verificación del estado de funcionamiento del equipo (06-04-25).



Imágen 2. Dimensiones del equipo acelerográfico, estación UNSCH.

**Ingeniería de presas de enrocado, presas con núcleo
de concreto asfáltico (ACCRD)**

se terminó de editar en mayo de 2025
en los talleres gráficos de **Producciones estratégicas**
Urb. María Parado de Bellido Mz. K-13
Ayacucho - Perú

responsable del laboratorio de geotecnia y mecánica de suelos, pertenece al instituto de investigación UNSCH.

Responsable técnico de V.G. Geotecnia & Ingeniería SAC, consultor de proyectos geotécnicos, asfalto y geoambientales. Líneas de investigación en Ciencias de la tierra, Inteligencia artificial y Geo-materiales.

Las presas de enrocado son proyectos de ingeniería multidisciplinaria en la cual se ostenta una inversión económica y futurista de una población, con el uso de nuevas tecnologías, estas obras de ingeniería han ido mejorando en base a los criterios de diseño, empleo de nuevas herramientas y nuevos materiales, las presas de enrocado han tenido criterios como las pendientes empleadas en cuerpos de presas encontradas antiguamente 2650 a.c. en Egipto, sin embargo, actualmente con la incorporación de tecnologías modernas y uso como nuevas alternativas de diseño; fueron motivos propicios para producir un enfoque moderno sobre la inclusión de las presas enrocado con núcleo de concreto asfáltico empleado como núcleo impermeable de eje central vertical e inclinado (ACCRD).

En este volumen se presenta una revisión histórica y técnica de Presas tipo (ACCRD) desde 1900 con el uso del ligante asfáltico, betún, concreto asfáltico y sus derivados, empleados a modo de material de cobertura, sin embargo, al alcanzar densidades densas a muy densas necesarias en el uso de núcleos impermeables de presas ha ido presentando una vida útil con desempeño, respaldados con evaluaciones experimentales satisfactorias realizadas en el instituto Geotécnico Noruega (Noruega 1970) para un material de comportamiento viscoelástico.

Los estudios y evaluaciones realizadas en presas tipo ACCRD, ejecutadas en el Brasil tales como Chapecó (2010) y Jiráu (2008), han permitido indicar algunos aportes técnicos relacionados en presentar las características y propiedades óptimas de la mezcla de concreto asfáltico, criterios del empleo del enrocado y ensayos experimentales con el fin de conceptualizar las condiciones necesarias para su desempeño de presa de enrocado tipo ACCRD en etapa pos-constructiva.

Todo lo mencionado, refiere a un pequeño aporte, que debe encaminar investigaciones sobre el empleo del concreto asfáltico con fibras de refuerzo o aditivos; modelos numéricos a fin de determinar las posibles zonas de fracturamiento hidráulico o sus máximos esfuerzos para materiales viscoelásticos, así como de establecer sistemas de monitoreo en tiempo real para presas del tipo ACCRD.

ISBN: 978-612-49949-2-0



9 786124 994920