



UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela de Ingeniería Civil

**ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MÉTODOS QUE DEFINEN LA COTA
DE CORONA EN PRESAS DE TIERRA. APLICACIÓN EN EL DISEÑO
DEFINITIVO DEL PROYECTO PACALORI.**

Tesis previa a la obtención del
Título de Ingeniero Civil

AUTORES:

José Luis Loja Pizha

Wilmer Jacinto Bermeo Bacuilima

DIRECTOR:

Ing. Rolando Armas Novoa, MSc

Cuenca – Ecuador

Agosto, 2014



RESUMEN

La presente investigación pretende establecer una metodología que mejor se ajuste para estimar la Cota de Corona en presas de tierra, con aplicación a las presas de tierra del proyecto PLAN DE APROVECHAMIENTO Y CONTROL DE AGUA DE LA PROVINCIA DE LOS RÍOS (PACALORI). Para lo cual preliminarmente se investigó los parámetros que definen la cota de corona, siendo el oleaje, sus causas y factores influyentes los más importantes en la determinación de la cota de corona, estableciéndose al viento como la causa generadora de olas de mayor altura, de esta manera se pudo entender y describir c/u de las metodologías obtenidas en la investigación. Finalmente se analizaron, mediante comparaciones entre criterios, parámetros influyentes, logrando afianzar la elección del criterio que mejor argumentos dispuso, siendo este el criterio de la Experiencia Cubana.

Palabras clave: Bordo Libre Normal, Bordo Libre Mínimo, Resguardo, Presas de Tierra, Cota de Corona, Desbordamiento, Velocidad de Viento, Deslizamientos, Trepada de la ola, Altura de ola significativa, Remanso, Asentamiento, Fetch.



ABSTRACT

This research aims to establish a methodology best suited to estimate the Crest Level in earth dams, with application to earth dams project PLAN DE APROVECHAMIENTO Y CONTROL DE AGUA DE LA PROVINCIA DE LOS RÍOS (PACALORI). For which preliminary parameters defining the crest level was investigated, with the waves, its causes and the most important influential factors in determining the crest level, establishing wind as the generating cause of wave heights, so could understand and describe c / u of methodologies obtained in the investigation. Finally analyzed through comparisons between criteria, influencing parameters, achieving secure the best choice of the criterion set out arguments, which is the criterion of the Experiencia Cubana.

Keywords: Normal Freeboard, Minimum Freeboard, Freeboard, Earth Dams, Overtopping, Wind Velocity, Landslides, Wave Run-Up, Significant Wave Height, Wind Set-Up, Settlement, Fetch.



CONTENIDO

RESUMEN	2
ABSTRACT	3
LISTA DE FIGURAS	6
LISTA DE TABLAS	6
LISTA DE SÍMBOLOS	7
DEDICATORIA	12
INTRODUCCIÓN-GENERALIDADES	13
Introducción	13
Objetivo general.....	14
Objetivos específicos	14
Justificación	14
Capítulo I: MARCO TEÓRICO	15
1.1 Nociones generales	15
1.1.1.- Fallos en presas de tierra	15
1.1.2.- Categoría de las presas de tierra	16
1.2 Seguridad de las presas	17
Seguridad Geológica.....	18
Seguridad Hidrológica.....	18
Definición de niveles	18
Seguridad hidráulica	19
1.3 Causas generadoras de olas en los embalses	20
1.3.1 Acción del Viento.....	21
1.3.2 Acción de Deslizamientos	23
1.3.3 Acción Sísmica.....	26
1.4 Componentes del resguardo (bordo libre)	27
1.4.1 Altura de las olas	27
1.4.2 Remanso.....	27
1.4.3 Altura de trepada de la ola.....	27
1.4.4 Asentamientos de la presa.....	28
Capítulo 2: CRITERIOS PARA ESTIMAR LA COTA DE CORONA	29



2.1 Experiencia Cubana	29
2.2 U.S.B.R (United States Bureau of Reclamation)	35
2.2.1 Estudios de alcance limitado	35
2.2.2 Estudios a detalle	35
2.3 Metodología según Norma Española	41
2.4 Metodología Según Rolando Springall (Universidad Autónoma de México)	46
Capítulo 3: APLICACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS ESTUDIADAS.	46
3.1 Caracterización de la zona de estudio	53
3.2 Condiciones generales del sitio	55
3.2.1. Topografía	55
3.2.2 Geología regional	56
3.2.3. Climatología.....	56
3.2.4 Sismicidad	57
3.3 Desarrollo de las metodologías de cálculo.	57
EXPERIENCIA CUBANA.	58
U.S.B.R (United States Bureau of Reclamation).	62
SEGÚN NORMA ESPAÑOLA	66
ROLANDO SPRINGALL	68
Capítulo 4: ANALISIS Y EVALUACION DE RESULTADOS	71
Aplicación de la Metodología de la Experiencia Cubana a las presas del proyecto PACALORI	74
Capítulo 5: CONCLUSIONES	76
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	77



LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1.2.1 Niveles de agua</i>	19
<i>Figura 1.3. 1 Características del oleaje generado por el viento.</i>	22
<i>Figura 1.3. 2 Fases de una ola generada por deslizamientos. [13]</i>	25
<i>Figura 2.1. 1 Curvas de relación profundidad media del embalse (D) y longitud de la ola (λ) vs parámetros α y β</i>	33
<i>Figura 2.3. 1 Acción del Oleaje. Altura de trepada.</i>	43
<i>Figura 2.4. 1 Velocidad del viento de 10 m/s</i>	49
<i>Figura 2.4. 2 Velocidad del viento de 20 m/s</i>	49
<i>Figura 2.4. 3 Velocidad del viento de 30 m/s</i>	49
<i>Figura 2.4. 4 Diagrama para calcular la longitud de la ola, en m.</i>	50
<i>Figura 2.4. 5 Calculo de altura de trepada de la ola.</i>	51
<i>Figura 3. 1 Ubicación del proyecto</i>	54
<i>Figura 3.2. 1 Trazo del fetch en el embalse de la presa Maculillo</i>	55
<i>Figura 4. 1 Velocidad del viento vs Trepada de ola</i>	72
<i>Figura 4. 2 Fetch vs Trepada de ola</i>	73

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1.3. 1 Relaciones de velocidad del viento entre agua y tierra. [7]</i>	23
<i>Tabla 2.1. 1 Coeficiente por uso de parapeto</i>	30
<i>Tabla 2.1. 2 Factor que depende del tipo de revestimiento.</i>	30
<i>Tabla 2.1. 3 Probabilidad de ocurrencia de viento máximo.</i>	31
<i>Tabla 2.1. 4 Probabilidad para el cálculo de la altura de ola, según la categoría de la presa.</i>	32
<i>Tabla 2.1. 5 Factores de altura y longitud de ola.</i>	33
<i>Tabla 2.1. 6 Borde libre adicional</i>	34
<i>Tabla 2.2. 1 Bordo Libre normal y mínimo recomendados en función del Fetch</i>	35
<i>Tabla 2.3. 1. Coeficiente del terreno</i>	45
<i>Tabla 4. 1 Resultados obtenidos de la aplicación de las diferentes metodologías.</i>	71
<i>Tabla 4. 2 Resultados obtenidos de la aplicación de la metodología de la Experiencia Cubana en el proyecto PACALORI</i>	75



LISTA DE SÍMBOLOS

a	Altura de seguridad
A	Amplitud de la onda del oleaje
a_s	Aceleración sísmica horizontal máxima
c	Coefficiente del terreno
D	Profundidad de agua en el embalse
F	Fetch
g	Aceleración de la gravedad [9.8 m/s ²]
H_d	Lamina vertedora
h_i	Bordo libre adicional por la incertidumbre hidrológica
h_s	Altura de la ola significativa
h_t	Altura de trepada de la ola
h_v	Altura por mal funcionamiento del vertedero
h_w	Altura de la ola para la probabilidad de diseño
K_{rug}	Factor que depende del tipo de revestimiento
m	Cotangente del talud aguas arriba
NAM	Nivel de agua máximo en el embalse
NAN	Nivel de agua normal en el embalse
R	Remanso
T	Período natural del terreno en segundos
t_w	Periodo de la ola
V_V	Velocidad del viento
α	Ángulo entre el eje horizontal y la dirección del viento
ρ	Coefficiente que depende del uso del parapetos en la corona
ϵ	Pendiente de la ola
λ	Longitud de la ola
ΔH	Asentamiento de la presa y /o <i>cimiento</i>
ΔH_E	Asentamiento de la presa y /o <i>cimiento para sismos</i>



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Yo, Wilmer Jacinto Bermeo Bacuilima, autor de la tesis "ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MÉTODOS QUE DEFINEN LA COTA DE CORONA EN PRESAS DE TIERRA. APLICACIÓN EN EL DISEÑO DEFINITIVO DEL PROYECTO PACALORI", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Agosto 2014.

Wilmer Jacinto Bermeo Bacuilima

C.I: 0106529258



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

Yo, Wilmer Jacinto Bermeo Bacuilima autor de la tesis "ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MÉTODOS QUE DEFINEN LA COTA DE CORONA EN PRESAS DE TIERRA. APLICACIÓN EN EL DISEÑO DEFINITIVO DEL PROYECTO PACALORI", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Agosto 2014.

Wilmer Jacinto Bermeo Bacuilima

C.I: 0106529258



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Yo, José Luis Loja Pizha, autor de la tesis “ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MÉTODOS QUE DEFINEN LA COTA DE CORONA EN PRESAS DE TIERRA. APLICACIÓN EN EL DISEÑO DEFINITIVO DEL PROYECTO PACALORI”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Agosto 2014.

José Luis Loja Pizha

C.I:0302121140



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

Yo, José Luis Loja Pizha autor de la tesis "ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MÉTODOS QUE DEFINEN LA COTA DE CORONA EN PRESAS DE TIERRA. APLICACIÓN EN EL DISEÑO DEFINITIVO DEL PROYECTO PACALORI", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Agosto 2014.

José Luis Loja Pizha

C.I: 0302121140



DEDICATORIA

Dedico este trabajo a Dios por haberme dado la vida y haberme permitido llegar a este momento importante de mi formación profesional. A mis abuelos, padres, hermanos que han brindado su apoyo incondicional para cumplir las metas que me he propuesto y a ti hermanito Stalin que eres el ángel que guía mis pasos desde el cielo.

José Luis

Dedico este trabajo a Dios por mostrarme día a día que con humildad, paciencia y sabiduría todo es posible.

A mis padres y hermanos quienes con su amor, apoyo y comprensión incondicional estuvieron siempre a lo largo de mi vida estudiantil; a ellos que siempre tuvieron una palabra de aliento en los momentos difíciles y que han sido el mayor incentivo en mi vida.

“Trabajo Arduo, Lealtad y Respeto”

Wilmer Jacinto



INTRODUCCIÓN-GENERALIDADES

Introducción

Actualmente, como en el pasado, las presas de tierra continúan siendo el tipo más común de estructuras contenedoras de agua, principalmente por su alta relación beneficio – costo.

En el Ecuador, al no contar con una Normativa de Diseño de Presas, se procede a recopilar información, metodologías y experiencias de otros países, con el fin de establecer un método de diseño acorde a las características del medio y factores involucrados.

Según estudios realizados, el evento que ha causado mayor número de fallas catastróficas en el mundo es el desbordamiento de agua sobre la corona de la presa, ya que las presas de tierra son incapaces de trabajar como una estructura vertedora, por la naturaleza erosionable de los materiales utilizados en su construcción. Es por esta razón que se debe garantizar un resguardo (*distancia vertical entre el nivel de la superficie de agua del embalse y la corona de la presa*) suficiente para que este tipo de falla no llegue a ocurrir.

El diseño y construcción de presas de tierra del Proyecto PACALORI requieren el conocimiento y caracterización del resguardo, así como como su adecuado funcionamiento durante la vida útil del proyecto. Una vez conocidas las características del resguardo se plantea obtener la metodología más económica en el diseño de la Cota de Corona de las presas

Según una caracterización de criterios previa, se recomendó al método de la “Experiencia Cubana” como el que más apropiado para el diseño del resguardo. Sin embargo, se plantea realizar una comparación entre diferentes métodos de diseño para corroborar dicha hipótesis, así como analizar el comportamiento de los diferentes componentes involucrados en cada método.



Establecida la metodología que más se ajuste al diseño, se procede a realizar el cálculo de la Cota de Corona de las presas de tierra del proyecto en cuestión, que eviten la posible falla catastrófica por insuficiencia del vertedero.

Objetivo general

Determinar una metodología de cálculo de la Cota de Corona que más se ajuste a las presas de tierra del Proyecto PACALORI

Objetivos específicos

- Identificar los factores de mayor influencia presentes en la zona del proyecto para determinación de la Cota de Corona.
- Elaborar un cuadro comparativo de resultados obtenidos con los diferentes criterios.
- Aplicación de criterio que más se ajuste al diseño de la Cota de Corona de las presas de tierra del Proyecto PACALORI

Justificación

El afinamiento en el cálculo de la cota de corona garantizará el funcionamiento adecuado dentro del periodo de vida útil de la estructura, resultando beneficioso para el proyecto considerando el aspecto económico. Por otro lado se brindará un criterio de diseño de la Cota de Corona para las presas de tierra.



Capítulo I: MARCO TEÓRICO

1.1 Nociones generales

Las presas de tierra para el almacenamiento de agua para riego u otras actividades, como lo atestigua la historia y hasta los tiempos modernos se proyectan por procedimientos empíricos. Actualmente, como en el pasado, las presas de tierra continúan siendo el tipo más común de estructuras contenedoras de agua, principalmente por su alta relación beneficio – costo. A pesar de la conveniencia de este tipo de presas, como toda estructura, corren el riesgo de colapsar por diversas causas, provocando importantes daños económicos directos e indirectos, sin tomar en cuenta la potencial pérdida de vidas humanas.

1.1.1.- Fallos en presas de tierra

El diseño y construcción de una presa de materiales locales se realiza con el objetivo de garantizar que no se produzcan fallas graves o catastróficas a lo largo de su vida útil. Las principales características de las fallas graves o catastróficas, entre las que se encuentran en orden de mayor a menor ocurrencia: [1]

- El rebase de la cortina
- Sifonamiento mecánico
- Agrietamiento transversal
- Deslizamiento del talud aguas abajo
- Sismos
- Licuación
- Pérdidas por filtración

La magnitud de las falla en presas de materiales locales varia, desde lo que pudiera llamarse catástrofe, que produce grandes pérdidas de vidas y bienes, hasta deterioros más o menos ligeros, que inclusive pudieran no requerir ningún trabajo de reconstrucción. Las fallas catastróficas han ocurrido por ruptura de la cortina bajo el empuje de agua o por rebase del agua sobre la corina en avenidas extraordinarias; el primer caso se produce naturalmente una ola cuyos efectos aguas abajo son fáciles de adivinar; en el segundo caso suele producirse la destrucción total o casi total de la estructura. Pues aunque a veces se han



reportado rebases de consecuencias no catastróficas, ha de considerarse, como una regla general, que una cortina de materiales locales no puede diseñarse en forma segura como sección vertedora. [1]

1.1.2.- Categoría de las presas de tierra

El propósito primario de un sistema de categorización de presas es contar con uno de los parámetros necesarios para la selección de apropiados criterios de diseño y controles de comportamiento estructural. Estos deben ser más conservadores cuando el riesgo potencial de pérdidas de vidas o daños a la propiedad es mayor ante un eventual fallo.

El “Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses” (España), en su artículo 3.2, distingue tres categorías al respecto: [2]

- **Categoría A:** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importante.
- **Categoría B:** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- **Categoría C:** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas.

Otros países, categoriza las presas de tierra bajo los mismos principios, basando los criterios de diseño y construcción de la categorización que es estado otorga a las mismas. En el caso de Cuba se clasifican las presas en cuatro categorías en función de su importancia económica y la posible pérdida de vidas humanas ante fallas catastróficas.

En orden de importancia descendente se clasifican de *I* a *IV* categoría. [3]



1.2 Seguridad de las presas

El tema de la seguridad de presas ha sido discutido y estudiado por los organismos responsables de la gestión de estas estructuras, así como en las Conferencias Internacionales de Grandes Presas.(International Conference on Large Dams, ICOLD).

En gran parte del mundo actual las condiciones socioeconómicas están en constante evolución y sus habitantes demandan un mayor conocimiento y control de los riesgos a que están sometidos, tanto por las catástrofes naturales como por las antrópicas.

Las catástrofes y diversos incidentes generados con la falla de presas, con pérdidas de vidas y bienes, así como con importantes daños al medio ambiente, han demostrado claramente la necesidad de disponer y aplicar adecuadas prácticas de seguridad.

Las presas constituyen estructuras especiales; cada una dispone de características particulares en cuanto a su geometría, geología, materiales constructivos, etc., que no permiten utilizar tipos de diseño unificados. Cada presa debe ser tratada individualmente, considerando todos los factores intervinientes.

La sola existencia de una estructura que pueda fallar, por poco probable que sea, generando daños considerables, implica que por alguna convención, la sociedad ha decidido asumir ese riesgo en virtud de los beneficios que obtiene de la obra en funcionamiento. La determinación del nivel de seguridad adecuado es un problema fundamentalmente económico. Toda acción que obre en beneficio de la seguridad y no genere ningún costo considerable, se ejecuta sin más. En la práctica, las limitaciones en los recursos exigen que se lleve a cabo un estudio minucioso de la seguridad de la presa, a fin de determinar cuáles son las medidas económicamente factibles que otorguen un razonable grado de confianza en la integridad de la Presa. [4]



Siendo las presas estructuras complejas que comprenden un conjunto de subsistemas susceptibles a fallar de forma aislada o no, pretender que se pueda definir un único coeficiente de seguridad de manera global, es casi imposible. Es por este motivo que las metodologías de análisis de la seguridad normalmente subdividen el problema del análisis en diferentes áreas. [4]

Seguridad Geológica

El estudio Geológico-Geotécnico debe permitir identificar las características que tengan las rocas y los suelos en la zona de implantación de las estructuras, a fin de detectar los problemas técnicos derivados de dicha implantación. En caso de que se determine o presuma técnicamente que van a existir altos grados de deformaciones o fallas en los suelos o rocas, se deben diseñar obras de mejoramiento de los suelos y rocas, para minimizar estos efectos.

Seguridad Hidrológica

El ciclo hidrológico impone en el sistema presa - embalse una dinámica de aparición de niveles de agua, subordinados principalmente a tres aspectos: el hidrograma de entrada al embalse producto de la relación lluvia-escorrentía, la capacidad de las estructuras de desagüe, y la manera en que sean operados los sistemas.

La elevación de la lámina en el embalse es la variable fundamental en el análisis de la seguridad hidrológica, y resulta de la combinación del evento de creciente y la capacidad de desagüe conjunta de los aliviaderos y descargas.

Definición de niveles

Los niveles considerados en este estudio se describen a continuación (ver Figura 1.2.1):

a) Nivel de Aguas Normales (NAN): Es el máximo nivel que puede alcanzar el agua del embalse en un régimen normal de explotación sin que se produzca el vertido en el aliviadero. [4]

b) Nivel de Aguas Máximas (NAM): Es el máximo nivel de diseño que se alcanza en el embalse si se produce la creciente extrema, es decir la acción laminadora, definida por los hidrólogos. [4]

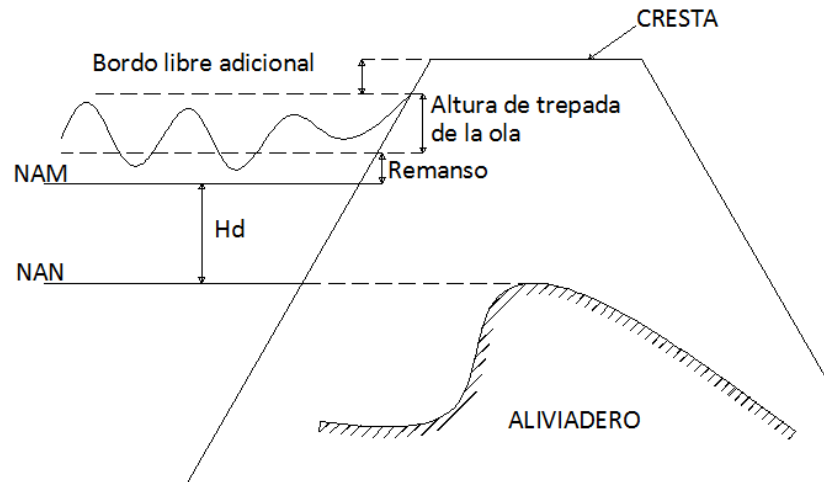


Figura 1.2.1 Niveles de agua

Seguridad hidráulica

Ante la ocurrencia de eventos hidrológicos extremos, sólo una buena ponderación de la fiabilidad en el funcionamiento de las estructuras hidráulicas, puede brindar un conocimiento amplio de las condiciones de seguridad hidráulica del embalse.

Las estructuras hidráulicas principales son los aliviaderos superficiales y los desagües de fondo que controlan el flujo de agua a través o aparte del cuerpo de presa. La seguridad de una presa dependerá por tanto, entre otros muchos factores, de la bondad del comportamiento de dichas estructuras para amplios rangos de caudales.

Dentro de la seguridad hidráulica está el garantizar con los aliviaderos superficiales que no se produzca el rebase de la cortina por insuficiencia de los mismos.

Para ello se requiere definir el **borde libre o Resguardo** como la distancia vertical entre el nivel de la superficie de agua del embalse y la corona de la presa, entendida ésta como la cota más elevada de la estructura. Sirve para evitar que se presente rebosamiento por oleaje, prever cualquier contingencia como asentamientos no previstos, aportes de las cuencas superiores a los estimados, obstrucciones en el aliviadero que reduzcan su capacidad.



El borde libre debe tener en cuenta los siguientes aspectos: [4]

- Altura de la ola generada por el viento.
- Trepada de la ola sobre el recubrimiento de la presa.
- Margen adicional de seguridad considerado necesario para tener en cuenta especialmente asentamientos de la presa, y sub-dimensionamiento del vertedero de excedencias.

En relación a los niveles del embalse anteriormente definidos, se define el bordo libre para las siguientes situaciones particulares del embalse:

- **Borde Libre Normal** se define como la diferencia de altura entre la coronación de la presa y el nivel normal del embalse, fijados por las necesidades del proyecto. [5]
- **Borde libre Mínimo.** Se define como la diferencia de alturas entre la coronación de la presa y el máximo nivel del embalse, que puede producirse durante la venida de un proyecto, suponiendo que el aliviadero y los desagües funcionan conforme a lo previsto. [5]

La diferencia entre los resguardos normal y mínimo representa la altura de sobrecarga. Si el aliviadero no está controlado, existirá siempre una altura de sobrecarga; si el aliviadero tiene compuertas es posible que el resguardo normal y el mínimo lleguen a ser iguales.

Se hace cierta distinción entre los resguardos mínimo y normal debido a la diferencia de condiciones necesarias para el resguardo si existe sobrecarga.

1.3 Causas generadoras de olas en los embalses

La acción del oleaje sobre un embalse y principalmente sobre una presa es de suma importancia debido a la gran posibilidad de producirse una falla catastrófica



por el rebase de la cortina, sobre todo en presas de materiales sueltos. El oleaje que se produce en un embalse se genera por la acción de tres factores, acción del viento, acción de deslizamientos y la actividad sísmica. A continuación se da una descripción de cada uno de estos factores, así como el efecto que causan sobre una presa.

1.3.1 Acción del Viento

El viento es el principal factor generador de olas sobre un embalse en mayor o menor intensidad en dependencia de la ubicación geográfica de la presa. El efecto causado por la acción de las olas sobre la cortina depende de la altura y longitud de la ola; estas características dependen de la velocidad y duración del viento, el fetch y la profundidad del embalse.

Las olas se originan por la acción de fuerzas tangenciales entre el viento y la superficie del agua, aumentando de tamaño, e incrementando su velocidad hasta que se mueven a la misma velocidad que el viento.

Existen tres factores que determinan la altura de las olas generadas por el viento, la velocidad del viento, la duración del mismo y el fetch. La duración del viento hace referencia al tiempo durante el cual el viento sopla (incluso un viento muy fuerte no generará olas grandes si sólo sopla por un período corto de tiempo), el fetch es la distancia en la cual el viento recorre el embalse sin obstáculos.

Los vientos intensos son de corta duración, mientras que los más duraderos y más frecuentes son de menor intensidad. La combinación de duración e intensidad del viento así como longitud de fetch determinaran la condición más crítica para la formación de olas extremas.

La acción eólica generadora de olas es limitada en el caso de masas de agua de reducida profundidad, porque parte de la energía del viento transmitida al agua se consume en vencer la fricción con el fondo.

El **fetch** es la distancia en la cual el viento actúa sobre la masa de agua. Generalmente es definido, para un embalse como la distancia más larga, a partir

del dique, que puede recorrerse en línea recta sobre el vaso, sin embargo, el fetch efectivo puede tener una trayectoria ligeramente curva cuando el viento sopla en un vaso encañonado [7]. El concepto de fetch efectivo, considera un valor promedio de las longitudes medidas en un haz desde el punto de estudio de ola. Sin embargo no se recomienda la aplicación obligatoria de este concepto por lo cual los cálculos se realizarán con las longitudes máximas.

Propagación de la ola y trepada al pié del talud

a) Influencia del fondo en la propagación de la Ola

La ola generada en aguas profundas puede representarse mediante una función sinusoidal, en esas condiciones, la altura de la cresta de la ola, medida desde el nivel de aguas normales (nivel medio del agua quieta), es igual a la profundidad de los valles (Figura 1.4.1).

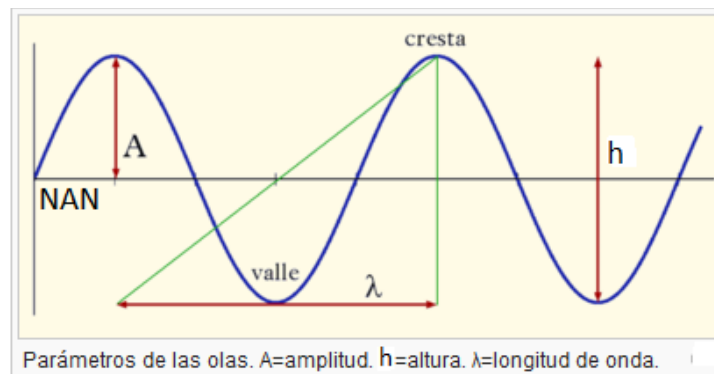


Figura 1.3. 1 Características del oleaje generado por el viento.

Cuando la ola es generada en aguas poco profundas, o se propaga hacia ellas, se hacen sentir los efectos del fondo ya que aumenta la esbeltez de la ola (relación entre la altura y la longitud de la ola) siendo las crestas más elevadas y menos extensas que los valles.

La altura máxima de una ola viajando en aguas profundas está limitada por la esbeltez para la cual puede mantenerse estable. Una vez alcanzado este límite de esbeltez, la ola comenzará a romper disipando parte de su energía. [9]



b) Trepada de la ola sobre la estructura del talud

La trepada de ola es la altura vertical sobre el nivel medio del agua hasta donde la ola llegará, dependiendo de la forma estructural, rugosidad, profundidad del agua al pié de la estructura, pendiente del fondo, y de las características de la ola incidente

Generalmente se tienen datos de velocidad de viento registrados sobre el terreno, los cuales deben ser ajustados a la velocidad del viento sobre el embalse (8 a 10 m sobre el nivel del agua), multiplicándolos por los factores dados en la Tabla 1.3.1.

Fetch [km]	1.00	3.00	6.00	15.00
V_{agua} / V_{tierra}	1.09	1.20	1.27	1.31

Tabla 1.3. 1 Relaciones de velocidad del viento entre agua y tierra. [7]

1.3.2 Acción de Deslizamientos

Los deslizamientos de ladera son fenómenos que a lo largo de la historia han provocado la rotura de varias presas y la pérdida de un gran número de vidas humanas. Aunque la probabilidad de ocurrencia es muy baja, su importancia en lo referente a pérdidas humanas y materiales es importante.

Las presas se construyen generalmente en los valles donde la erosión activa está presente, y otras se encuentran en zonas sísmicas. Por lo tanto, los depósitos pueden ser vulnerables a deslizamientos (generados por terremotos o por las fuertes lluvias), que pueden generar grandes olas produciendo inundaciones en las orillas o incluso el desbordamiento de la cortina.



Los efectos de los deslizamientos en los embalses van desde la posibilidad de caída dentro del vaso con formación de una ola de alta capacidad destructiva, a la propia rotura de la presa, o a la formación de olas aguas arriba de la presa (efecto 'tsunami'). Las consecuencias de la generación de deslizamientos son difíciles de predecir, y pueden ir desde el bloqueo de los desagües de fondo, lo que inutilizaría el embalse y lo dejaría fuera de control con el peligro que ello supone (especialmente en el caso de una presa de materiales sueltos), a inundaciones catastróficas por el vaciado rápido del embalse.

Los deslizamientos en embalses tienen un interés especial, debido a las variaciones de nivel de agua (especialmente en desembalses rápidos) que pueden favorecer su ocurrencia. La presencia del embalse durante un periodo de tiempo suficiente hace que el material de las márgenes se sature, con lo que aumenta la presión intersticial y por tanto se reduce la tensión efectiva. Este efecto desestabilizador se ve parcialmente compensado por el incremento de la tensión total producido por la presión hidrostática ejercida por el agua del embalse [10]. Un desembalse rápido elimina este efecto estabilizador en un lapso de tiempo muy corto, que en general no permite que se disipe la presión intersticial (esto depende de la permeabilidad del material y de la velocidad de descenso del nivel de embalse, pero es muy frecuente), con lo que aumenta la probabilidad de ocurrencia de un deslizamiento.

Las laderas relativamente empinadas de los cerros y montañas se deslizan con frecuencia durante los terremotos; si la masa de tierra o roca cae en un cuerpo de agua, olas muy dañinas se pueden generar. Los embalses detrás de las presas por lo general están limitados por laderas relativamente empinadas; por lo tanto, hay una posibilidad de que un deslizamiento caiga en el depósito con un efecto destructivo, como sucedió en la presa Vaiont en Italia en 1964. La ocurrencia de sismos incrementa la probabilidad que se generen deslizamientos, aunque esto dependerá de la estructura y propiedades del terreno. [11]

Los estudios de deslizamientos y sus consecuencias deben ser considerados, especialmente cuando la obra se sitúa en una zona sísmica de alto riesgo, o cuando un estudio geológico de las márgenes indica la existencia de un área potencial de deslizamientos. El estudio de los deslizamientos, incluyendo fallas en laderas, la generación de olas y su interacción con la presa debe integrarse. [12]

Concretamente, se ha estudiado el caso de los deslizamientos producidos en laderas de embalses, analizando la formación de la ola, su propagación, y la afección a la presa y a las márgenes, ver Figura 1.4.2.



Figura 1.3. 2 Fases de una ola generada por deslizamientos. [13]

El estudio del deslizamiento de ladera en un embalse se puede dividir en tres fases fundamentales (Figura 1.3.2).

En la primera de ellas se analiza proceso de generación de la ola mediante el impacto del deslizamiento sobre el agua del embalse y su ocupación de la margen y el lecho del mismo. En la segunda fase se analiza la propagación del tren de olas generado por el deslizamiento a lo largo del embalse. Finalmente, se estudia la interacción de la ola con la presa y el contorno del embalse, que da lugar a fenómenos de ascenso si se trata de una presa de materiales sueltos o de la orilla, o de reflexión si se trata de una presa de fábrica con paramento vertical. En el caso de rebase de la coronación de la presa, debe estudiarse también la propagación a lo largo del cauce de aguas abajo.

El cálculo de las características del oleaje generado por deslizamientos, fue definido en el documento. [14]



1.3.3 Acción Sísmica

Las presas en zonas sísmicas son diseñadas en general, con criterios más conservadores, lo que trae como resultado taludes más tendidos, coronas más anchas, filtros y drenes más extensos y mayores.

Cuando se construye una presa, se genera un embalse hacia aguas arriba, con lo cual las condiciones del sitio varían considerablemente, las laderas del embalse y la presa misma se saturan, de manera que cuando se produce un sismo, se generan vibraciones y fuerzas que actúan en forma diferente a la que presentaba en sus condiciones naturales.

Los efectos que un sismo ocasiona sobre una presa de materiales sueltos se citan a continuación:

- a) **Pérdida de borde libre.** Debido al asentamiento del terraplén o de la fundación, estos asentamientos, hacen que la cresta de la presa descienda, con lo cual el resguardo se reduce, facilitando el paso del agua sobre la cresta, con la consiguiente erosión y colapso posterior del terraplén. Esta pérdida de borde libre puede ser también ocasionada, por movimientos relativos entre el vaso y la presa, debido al desplazamiento de fallas geológicas. Estos movimientos diferenciales, pueden también ocasionar el paso de agua, entre el terraplén y su contacto con el estribo, con la consiguiente erosión interna.
- b) **Oleaje.** Al producirse un sismo, el movimiento del agua en todo el vaso de la presa puede originar olas de altura considerable, que lo recorren de un extremo al otro varias veces, con el consiguiente peligro de saltar por la coronación y producir la falla por rebase de la cortina de la presa.
- c) **Deslizamientos.** Por los efectos sísmicos puede producirse corrimiento de las laderas del vaso. Si los volúmenes desprendidos son importantes con relación a su capacidad, existe el peligro de que se forme una ola al caer en



el agua, que pueda desbordar la presa y producir la falla por rebase de la cortina. [1]

En relación al oleaje, la altura máxima de olas generadas por movimientos sísmicos, estimada a partir de los conocimientos actuales, generalmente resulta menor que la del oleaje producido por vientos fuertes, excepto en casos de resonancia, cuya probabilidad es siempre incierta. Por tal razón, es usual estimar el bordo libre suponiendo que la altura máxima del oleaje es la correspondiente al viento. [8]

1.4 Componentes del resguardo (bordo libre)

1.4.1 Altura de las olas

Altura de las olas es función de la profundidad del agua, velocidad y duración del viento, la longitud del fetch, velocidad del agua e influencias actuales.

Una ola significativa, que define la altura de la ola de diseño, se define como una onda ficticia con una altura y período igual a la altura media y el período de la más alta de un tercio de las olas reales que pasan por un punto fijo. La altura de esta onda es un importante componente utilizado en la determinación del valor del resguardo requerido. El período y la altura de esta onda se denomina período de ola (T_s) y la altura de ola significativa (H_s), respectivamente.

1.4.2 Remanso

Es el aumento de nivel del agua al soplar el viento constantemente en una dirección, produciendo una elevación de los niveles de agua próximos a la presa. Y es mayor en cuanto menor sea la pendiente del cauce y mayor la altura de agua en el embalse.

1.4.3 Altura de trepada de la ola

El ascenso del oleaje al llegar al dique, con respecto a la altura de la ola, es función del periodo de la ola, la pendiente del talud del dique, de la rugosidad de la superficie de la cortina, del tirante del agua al pie de la presa y del ángulo con el cual las olas se aproximan a ella.



1.4.4 Asentamientos de la presa

Los asentamientos ocurren en la presa y en la cimentación debido a causas tales como:

Cargas Estáticas.- Es el asentamiento causado por el peso propio del terraplén y se debe a la compactación inadecuada de la presa, preparación incorrecta de la fundación y empleo de materiales de mala calidad. Sin embargo, la consolidación del terraplén se produce mayormente durante la construcción y antes que se termine el terraplén, por lo cual se debe prestar mayor interés al asentamiento por consolidación del cimiento.

Cargas Dinámicas.- Es el asentamiento causado por un sismo y debería ser considerado en la determinación del bordo libre. Sin embargo, la probabilidad de que un sismo de gran magnitud coincida con la avenida máxima del proyecto es extremadamente remota [10].

Marsal y Reséndiz analizan la pérdida de bordo libre por asentamiento en presas de tierra sujetas a la acción sísmica, y concluyen que se debe a la densificación del terraplén, lo cual aclara que dicho mecanismo puede casi anularse con los métodos y equipos modernos de construcción. [2]



Capítulo 2: CRITERIOS PARA ESTIMAR LA COTA DE CORONA

2.1 Experiencia Cubana

La cota de corona viene dada por las siguientes expresiones: [3] (Ver Figura 1.2.1.)

$$\text{Cota de Corona} = NAN + h_t + R + a \quad (2.1.1)$$

$$\text{Cota de Corona} = NAM + h_t + R + a \quad (2.1.2)$$

Dónde:

NAM Nivel de agua máximo en el embalse

NAN Nivel de agua normal en el embalse

h_t Altura de trepada de la ola

R Remanso

a Bordo libre (no menor a 0.50 m según la categoría)

La cota de corona de la presa debe determinarse para el caso del cálculo menos favorable, es decir, la cota de corona será la mayor de las determinadas en expresiones anteriores (2.1.1 y 2.1.2).

El nivel de agua normal (NAN), así como el nivel de agua máximo (NAM) se obtienen a partir de estudios hidrológicos, hidráulicos y topográficos, los cuales definen la avenida de diseño y dimensionamiento del vertedero de excesos.

a. Cálculo de la altura de trepada

La altura de trepada se calculará por medio de la siguiente ecuación:

$$h_t = \frac{4.5 k_{rug} h_w}{\rho m} \quad (2.1.3)$$



Donde:

- h_t Altura de trepada de la ola [m]
 h_w Altura de la ola para la probabilidad de diseño [m]
 m Cotangente del talud aguas arriba
 p Coeficiente que depende del uso de parapetos en la corona, Tabla 2.1.1
 k_{rug} Coeficiente de rugosidad que depende del tipo de revestimiento, Tabla 2.1.2

p	Condición
0.95	Cuando existe parapeto
1	Cuando no existe parapeto

Tabla 2.1. 1 Coeficiente por uso de parapeto

Tipo de Revestimiento	k_{rug}
Hormigón asfáltico	1
Hormigón	0.9
Piedra colocada a mano	0.8
Piedra semiacomodada	0.65
Piedra a volteo	0.55

Tabla 2.1. 2 Factor que depende del tipo de revestimiento.

En base a la categoría de las presas se establece probabilísticamente la velocidad de viento a utilizar en la determinación de las características del oleaje (altura y longitud de la ola).

Para el diseño de presas de tierra la Experiencia Cubana establece las siguientes categorías de presas en función de los daños que ocasionaría una falla catastrófica en pérdidas de vidas humanas y recursos materiales.

- I. Embalse donde una ruptura pondría en peligro vidas en una comunidad.
- II. Embalse donde una ruptura, no pondrá en peligro vidas en una comunidad, no generará daño excesivo.



- III. Embalses donde una ruptura implicará riesgo mínimo a seres vivientes y causara daño limitado.
- IV. Casos especiales donde no se pronostica pérdida de vidas como resultado de una ruptura y se causará daño muy limitado debido a inundación adicional.

Para determinar la cota de corona en base al NAN, se establece la probabilidad de ocurrencia de la máxima velocidad de viento, según la categoría de la presa, como se indica en la Tabla 2.1.3

Categoría	Probabilidad
I y II	2%
III y IV	4%

Tabla 2.1. 3 Probabilidad de ocurrencia de viento máximo.

Para el cálculo de la cota de corona a partir del NAM, se utiliza la probabilidad de ocurrencia del 50% de la máxima velocidad de viento, debido a la poca probabilidad de ocurrencia simultánea del nivel máximo de agua y la máxima velocidad de viento.

b. Altura y longitud de la ola.

En los embalses, primero se determina altura y longitud de la ola máximos, es decir para una probabilidad de ocurrencia del 1%, mediante las siguientes expresiones:

$$h_{1\%} = 0.081 K * V_v * \sqrt{F * \epsilon} \quad (2.1.4)$$

$$K = 1 + e^{-\frac{0.4F}{V_v}} \quad (2.1.5)$$

$$\epsilon = \frac{1}{9 + 19 * e^{-\frac{14}{V_v}}} \quad (2.1.6)$$

$$\lambda_{1\%} = 10 h_{1\%} \quad (2.1.7)$$



Dónde:

$h_{1\%}$ Altura de ola para probabilidad de ocurrencia del 1% [m]

V_v Velocidad del viento a 10 m sobre el agua [m/s]

F Fetch [km]

ϵ Pendiente de la ola [m]

$\lambda_{1\%}$ Longitud de la ola para probabilidad de ocurrencia del 1% [m]

La probabilidad de cálculo de la altura de la ola para el diseño depende de la categoría de la obra, como se muestra en la Tabla 2.1.4.

Categoría	Probabilidad de ocurrencia de la altura de ola
IV	4%
III	3%
II	2%
I	1%

Tabla 2.1. 4 Probabilidad para el cálculo de la altura de ola, según la categoría de la presa.

Los parámetros de la ola h y λ dependen de la profundidad del agua y cuando la ola se produce en aguas poco profundas se obtiene una disminución de la energía y por lo tanto, de h y λ . De la Figura 2.1.2 se obtiene los coeficientes que se utilizan para afectar los valores de h y λ según las relaciones:

$$h_m = \beta * h \quad (2.1.8)$$

$$\lambda_m = \alpha * \lambda \quad (2.1.9)$$

Se considera que son aguas poco profundas cuando se cumple:

$$\frac{D}{\lambda} \leq 0.5 \text{ Aguas poco profundas}$$

Donde:

D Altura de agua en el embalse al NAN o NAM [m]

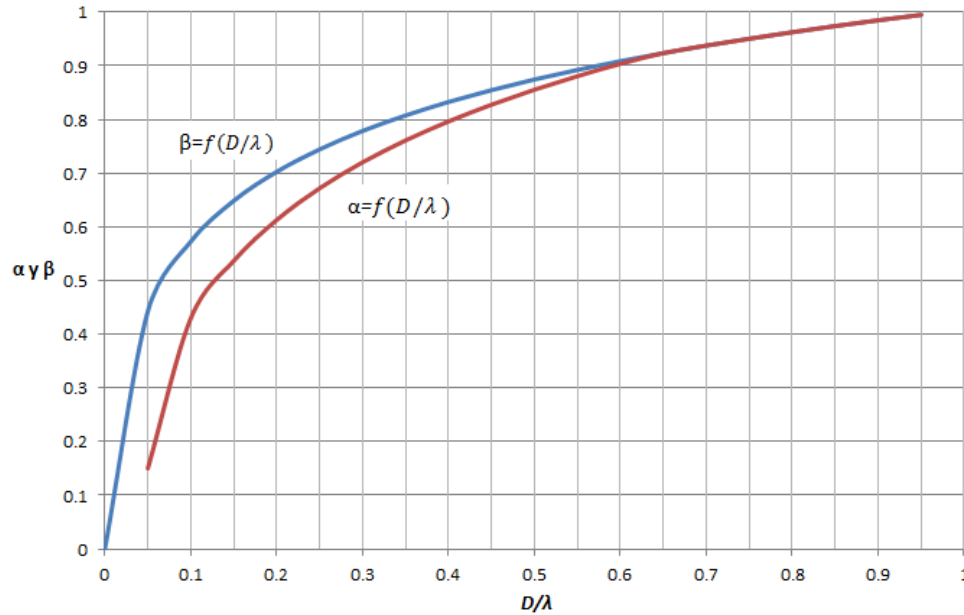


Figura 2.1. 1 Curvas de relación profundidad media del embalse (D) y longitud de la ola (λ) vs parámetros α y β

En caso que la relación $D/\lambda > 1$, se tomará valores de α y β igual a uno. Esto significa que las características de la ola no se verán interrumpidas por el embalse. Con las características de ola, altura de la ola (h_w) y longitud de la ola (λ_w) obtenidos; se lleva a la probabilidad de diseño, multiplicando por los factores de la Tabla 2.1.5, para el cálculo de la cota de corona:

Probabilidad	Factor de h_w y λ_w
1	1.00
2	0.90
3	0.85
4	0.80
5	0.76
10	0.67
20	0.65
30	0.48
40	0.40

Tabla 2.1. 5 Factores de altura y longitud de ola.



c. Remanso

El remanso (R) producido por el viento se calcula mediante la siguiente expresión:

$$R = \frac{0.01 * V_v^2 * F}{3 * g * D} * \cos \alpha \quad (2.1.10)$$

Dónde:

- R Remanso [m]
- V_v Velocidad del viento [m/s]
- F Fetch [km]
- α Ángulo entre el eje horizontal y la dirección del viento
- g Aceleración de la gravedad [9.8 m/s²]
- D Altura de agua en el embalse al NAN o NAM [m]

d. Altura adicional de seguridad (a)

Altura adicional de seguridad (a), es el borde libre a partir de la trepada de la ola. Se toma teniendo en cuenta lo que se establece en la Tabla 2.1.6

Categoría	Altura adicional (m)
IV	0.5 - 0.6
III	0.6 - 0.75
II	0.7 - 0.9
I	0.8 - 1.0

Tabla 2.1. 6 Borde libre adicional

Una vez definidos los elementos que intervienen en el cálculo de la cota de corona, la misma se determina según las expresiones 2.1.1 y 2.1.2.



2.2 U.S.B.R (United States Bureau of Reclamation).

Este criterio establece, que tanto el bordo libre normal como el bordo libre mínimo deben ser evaluados para la determinación de la cota de corona de la presa, escogiéndose el que dé una cota de corona mayor. Además, en esta metodología se indica que el bordo libre mínimo para presas de tierra no debe ser inferior a 3 pies (0.9 m).

2.2.1 Estudios de alcance limitado

En la Tabla 2.2.1 se dan recomendaciones de bordo libre normal y mínimo para presas de tierra con revestimiento de piedra a volteo, para el caso que no exista información acerca de velocidades de viento y para cuando el financiamiento del diseño preliminar sea limitado.

Fetch [millas]	B.L.N [pies]	B.L.M [pies]
< 1	4	3
1	5	4
2.5	6	5
5	8	6
10	10	7

Tabla 2.2. 1 Bordo Libre normal y mínimo recomendados en función del Fetch

Para presas de tierra con revestimiento de hormigón u otras superficies lisas, estos valores deben multiplicarse por un factor igual a 1.5.

Los valores del bordo libre normal fueron determinados para una velocidad de viento de 100 millas/hora (161 km/h) y para el bordo libre mínimo de 50 millas/hora (80 km/h). El efecto de remanso no es considerado en este caso.

2.2.2 Estudios a detalle

Los diseñadores deben considerar los factores específicos del sitio donde se



construirá la presa, tales como: la configuración topográfica del embalse, la velocidad, duración, orientación y distribución estacional del viento, la laminación de la avenida de diseño, el tipo de revestimiento del talud aguas arriba de la presa y características del cimientado (compresibilidad del cimientado). [5].

A continuación se enumeran las combinaciones de factores que pueden ocurrir simultáneamente para la estimación del bordo libre normal y mínimo:

Bordo libre mínimo

Los siguientes componentes, cuando razonablemente puedan ocurrir simultáneamente, deben ser combinados para determinar el bordo libre mínimo total:

1. Altura de trepada de la ola generada por el viento (h_t) y Remanso (R) para un viento de velocidad moderada (porcentaje de la máxima velocidad de viento).
2. Mal funcionamiento del vertedero durante la avenida máxima h_v .
3. Asentamiento de la presa y/o del cimientado (ΔH).
4. Incertidumbre hidrológica, resultado de una inadecuada base de datos (h_i)
5. Altura de trepada de la ola generada por deslizamientos y/o desplazamientos del volumen de agua en el embalse. (h_t).

Bordo libre normal

Se debe elegir el caso más desfavorable de las siguientes dos combinaciones:

1. Altura de trepada de la ola generada por el viento (h_t) y remanso (R), para velocidad máxima de viento y asentamiento de la presa y/o del cimientado (ΔH).
2. Altura de trepada de la ola generada por deslizamientos y/o desplazamiento del volumen de agua en el embalse (h_t), asentamiento de la presa y/o del cimientado (ΔH) y asentamiento de la presa y/o del cimientado para sismos de máxima probabilidad (ΔH_E).



A continuación se describen las formulaciones y valores asignados para cada uno de los componentes antes citados:

a. Altura de trepada de la ola (h_t) y remanso (R)

▪ Altura de trepada de la ola

La altura de trepada de la ola generada por el viento (h_t) para presas de tierra con revestimiento de piedra colocada a volteo se determina mediante la siguiente expresión:

$$h_t = \frac{h_s}{0.4 + m * \left(\frac{h_s}{\lambda}\right)^{0.5}} \quad (2.2.1)$$

Donde:

- h_s Altura de la ola significativa [pies]
- λ Longitud de la ola [pies]
- m Cotangente del taud aguas arriba de la presa

Para presas de tierra con revestimiento de concreto u otras superficies lisas, la ecuación (2.2.1) debe ser multiplicada por un factor de 1.5.

La altura de la ola significativa (h_s) puede determinarse mediante la Figura 2.2.1, en función de la velocidad del viento y el Fetch efectivo.

- La línea de color azul representa la altura de la ola significativa, en pies.
- La línea de color rojo representa la mínima duración del viento, en minutos, necesaria para el desarrollo completo de la ola.

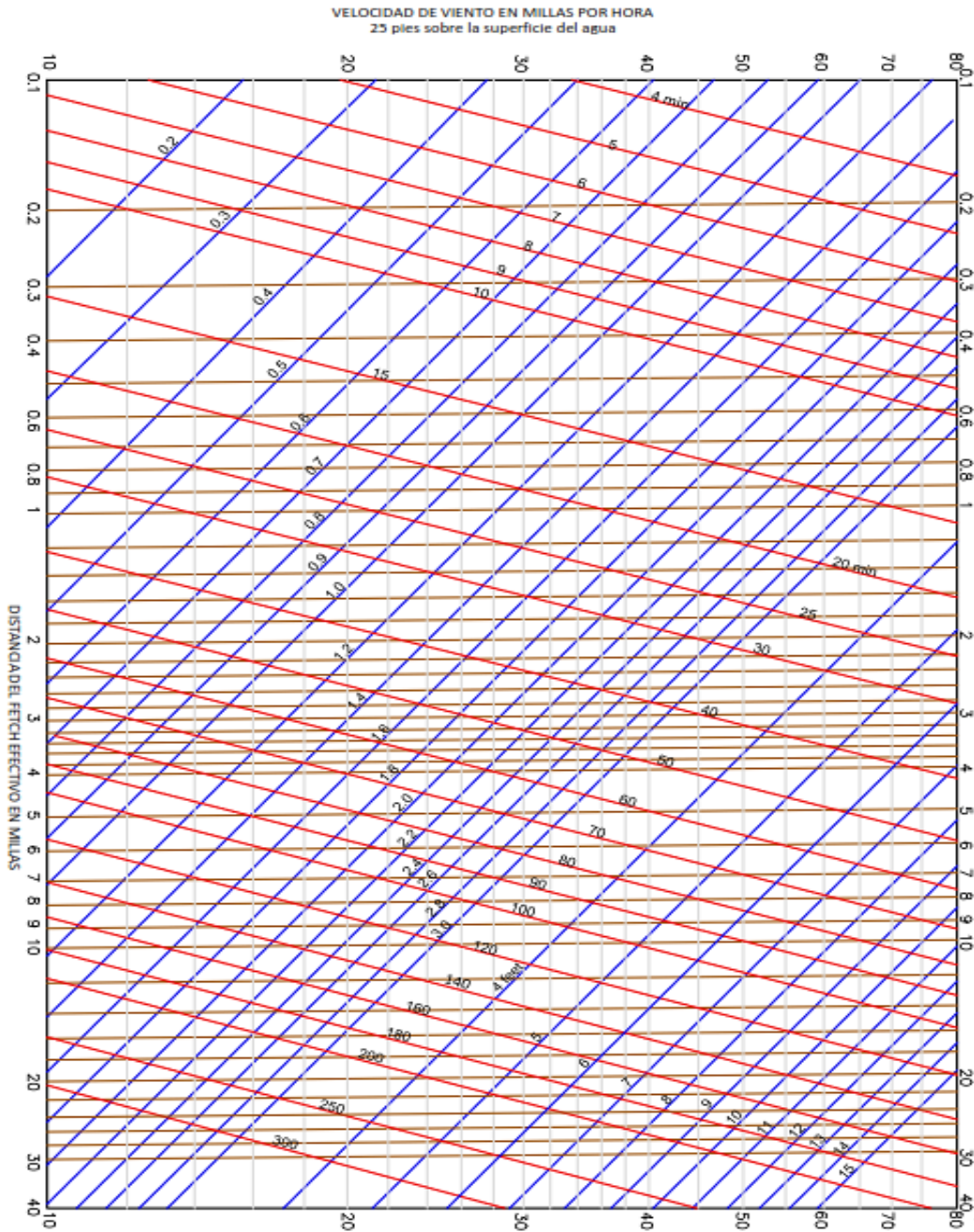


Figura 2.2. 1 Relación entre la velocidad y duración del viento sobre la superficie de agua, y la altura de la ola significativa. [5]

Para determinar la altura de trepada en el caso del bordo libre normal, se debe multiplicar la altura de la ola significativa (h_s) de la ecuación (2.2.1) por un factor igual a 1.27.



Para determinar la longitud de la ola se utiliza la siguiente expresión:

$$\lambda = 5.12t_w^2 \quad (2.2.2)$$

Donde (t_w) es el periodo de la ola, y se determina a partir de la Figura 2.2.2.

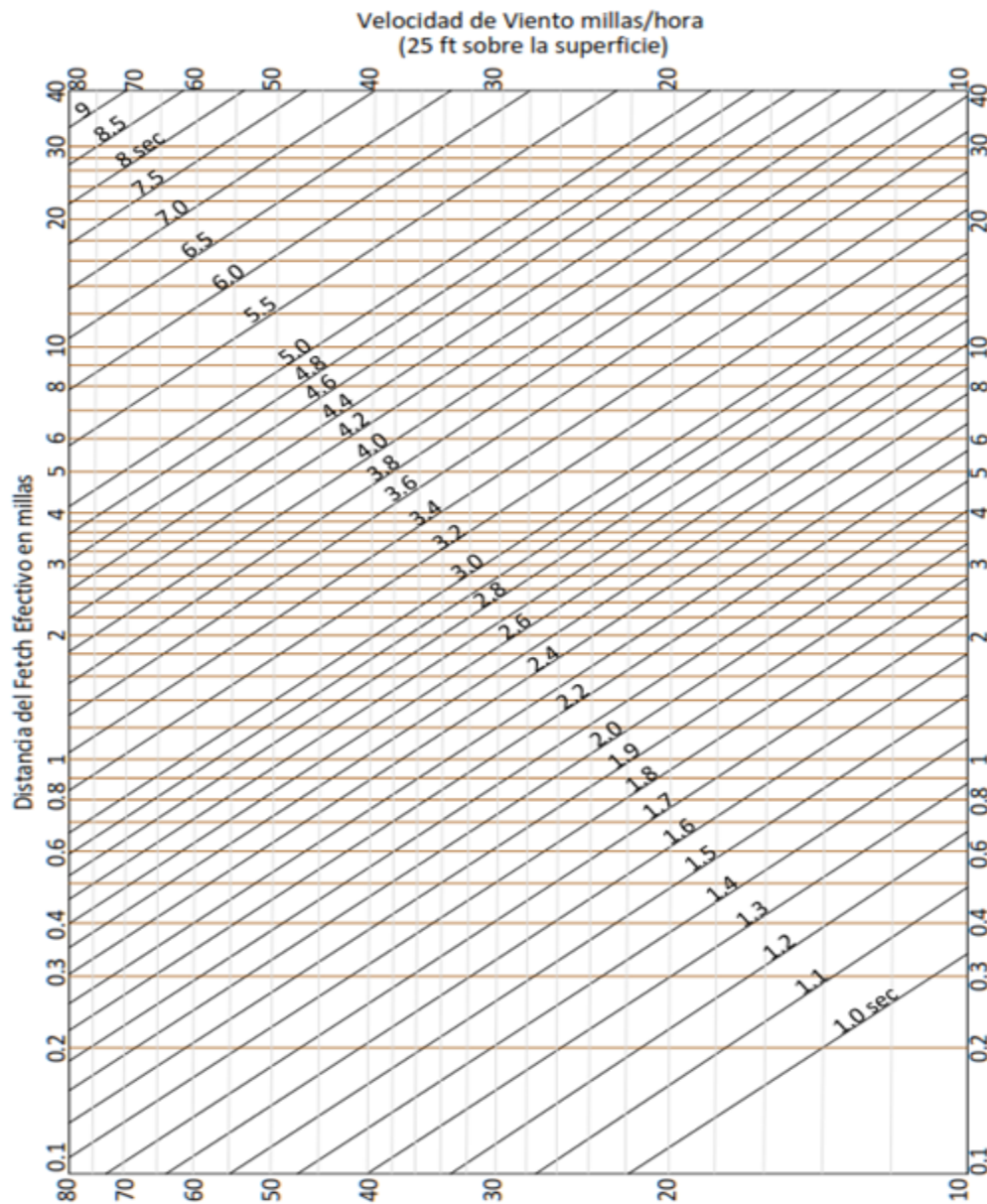


Figura 2.2. 2 La relación entre la velocidad de viento sobre la superficie de agua, Fetch efectivo y el periodo de la ola. [5]



▪ Remanso

El remanso se define por la siguiente expresión:

$$R = \frac{V_v^2 * F}{1400 * D} \quad (2.2.3)$$

Donde:

R Remanso [pies]

V_v Velocidad del viento sobre el embalse [millas/h]

F Fetch [millas]

D Profundidad media del embalse [pies]

b. Incertidumbre Hidrológica

El valor de algunos parámetros hidrológicos se considera poco confiable por las siguientes causas:

- Información disponible en un periodo corto de tiempo.
- Discontinuidad y variabilidad de los registros.

Si se dan las condiciones que justifican que se incluya un bordo libre adicional por la incertidumbre hidrológica (h_i), dicho valor debe basarse en el criterio de los responsables del diseño de la avenida máxima [5].

c. Altura de trepada de la ola generada por deslizamiento

Las olas producidas por deslizamientos de ladera deben ser considerados solo si el embalse se encuentra en una zona de altas pendientes y cuando el material deslizante no pueda ser económicamente removido o estabilizado [5].



d. Asentamiento de la Presa y del Cimiento

- La cantidad de bordo libre por asentamientos de la presa y del cimiento debidos a cargas estáticas (ΔH), debe estar basada en el juicio, pero rara vez sería más de 0.5 a 1 pies. Sin embargo, tal ajuste no debería ser considerado si se puede realizar una determinación exacta del asentamiento de la presa [5].
- El asentamiento causado por un sismo (ΔH_E), debería ser incluida solo en la determinación del bordo libre normal y cuando la presa se encuentre situada en una zona de gran actividad sísmica [5].

e. Mal funcionamiento del Vertedero (h_v)

Los vertederos sin compuerta de regulación son los menos afectados por un mantenimiento inadecuado y problemas de operación por lo que un bordo libre adicional para este caso no es necesario. En el caso de vertederos con compuerta de regulación se debe asignar un bordo libre adicional de 1 pie [5].

2.3 Metodología según Norma Española

Nota: la Norma Española: Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas [6] establece que.

- El resguardo (bordo libre normal) será, como mínimo, de vez y media la altura de la máxima ola posible originada por el viento.
- En las zonas de media y alta sismicidad este resguardo no será inferior a 1 m más la altura de la ola sísmica.
- En las presas de materiales sueltos, salvo que estén proyectadas específicamente para ello, no se admitirán vertidos por coronación teniendo en cuenta el oleaje producido por los vientos.

Efecto sísmico.- Según los estudios sísmicos en la zona del proyecto, se determinara la aceleración horizontal sísmica máxima de la zona a_s .



a. Amplitud de la ola debida al viento

La cuantificación de la acción del oleaje se puede realizar utilizando la fórmula simplificada de Stevenson, que nos da la amplitud de la onda de oleaje:

$$A = 0.76 + 0.34F^{0.5} - 0.26F^{0.25} \quad (2.3.1)$$

Donde:

A Amplitud de la onda del oleaje [m]

F Fetch [km]

Esta ecuación fue establecida para vientos con una velocidad de 100 km/h.

Para velocidades de viento menores se puede utilizar la ecuación modificada de Stevenson – Molitor (ecuación 2.3.2).

$$A = 0.76 + 0.032(V_v * F)^{0.5} - 0.26F^{0.25} \quad (2.3.2)$$

▪ Altura de trepada

La altura de trepada, (h_t) respecto al nivel del embalse es $h_t = 4/3 A$. Esto es debido a que: la onda es asimétrica, estando la línea de nodos (correspondiente a la situación en reposo) a $2/3$ de la cresta (nivel más alto) y $1/3$ del vientre (nivel más bajo).

Debido a que al producirse el choque contra el paramento, la onda sufre una reflexión que duplica el ascenso Figura 2.3.1.

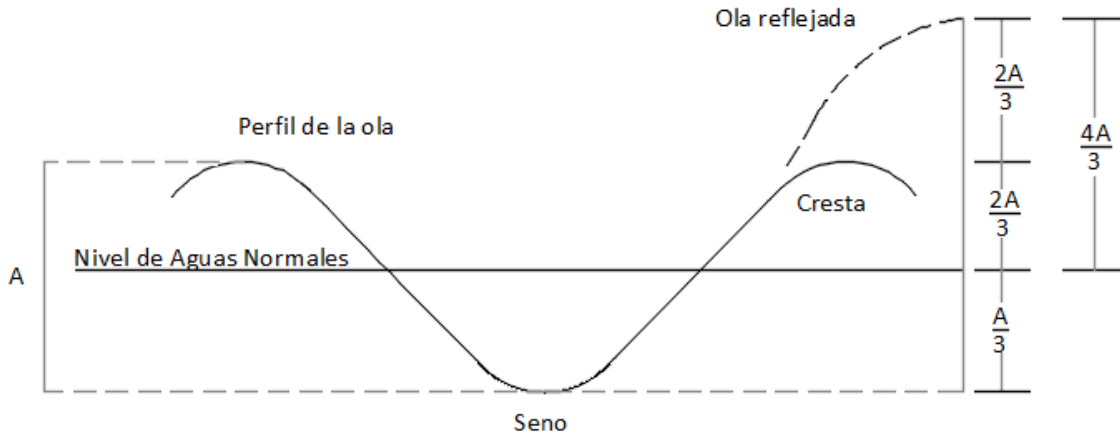


Figura 2.3. 1 Acción del Oleaje. Altura de trepada.

Durante la avenida, tanto de proyecto como extrema, podrá considerarse una altura de trepada de la ola $0.7h_t$, debido a la muy reducida probabilidad de concurrencia de avenida la máxima y el viento máximo.

$$h_t = \frac{4}{3}A \quad (2.3.2)$$

$$h' = 0.7h_t \quad (2.3.3)$$

Donde:

A Amplitud de la onda del oleaje [m]

h_t Altura de trepada de la ola [m]

h' Altura de la ola, considerada para la avenida del proyecto o extrema [m]

b. Amplitud de la ola debida al sismo

La altura de la ola sísmica en metros puede obtenerse mediante la siguiente fórmula:

$$A_s = K * T * \frac{\sqrt{gD}}{2\pi} \quad (2.3.4)$$



$$K = a_s * c \quad (2.3.5)$$

Dónde:

a_s Aceleración sísmica horizontal máxima

c Coeficiente del terreno

T Período natural del terreno en segundos

g Aceleración de la gravedad [m/s^2]

D Altura máxima del embalse [m]

Para determinar “c” se utilizarán los criterios de la “Norma de Construcción Sismorresistente (NCSR-02)” (Comunidad de Madrid, 2004) en combinación con los resultados de la refracción sísmica del terreno de la presa.

- **Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno (c)**

Según la norma Sismorresistente (España) los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

- **Terreno tipo I:** Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $V_s > 750$ m/s.
- **Terreno tipo II:** Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla $750 \text{ m/s} > V_s > 400$ m/s.
- **Terreno tipo III:** Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} > V_s > 200$ m/s.
- **Terreno tipo IV:** Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla $V_s \leq 200$ m/s.



A cada uno de estos tipos de terreno se le asigna el valor del coeficiente “c” indicado en la Tabla 2.3.1.

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE (c)
I	1.0
II	1.3
III	1.6
IV	2.0

Tabla 2.3. 1. Coeficiente del terreno

Para obtener el valor del coeficiente “c” de cálculo se determinarán los espesores e_1 , e_2 , e_3 y e_4 de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie.

Se adoptara como valor c, el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes c_i de cada estrato por su espesor e_i , en metros mediante la expresión:

$$c = \frac{1}{30} \sum_{i=1}^4 c_i * e_i \quad (2.3.6)$$

c. Combinación de oleaje producido por el viento y la avenida del proyecto

Teniendo en cuenta que para evacuar la avenida de proyecto, correspondiente a un período de retorno T y un caudal de avenida de proyecto ($Q_{avenida}$), se proyecta un aliviadero de labio fijo (L') como longitud de vertido. El nivel del agua en el embalse debe situarse a una altura H_d sobre el umbral del aliviadero de manera que cumpla la siguiente expresión:

$$Q_{avenida} = C * L * Hd^{1.5} \quad (2.3.7)$$

$$Hd = \left(\frac{Q_{avenida}}{C * L} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.3.8)$$



Dónde:

- C Coeficiente de descarga
- L Longitud de vertido $\approx L'$ [m]
- Hd Lamina vertedora [m]

d. Cota de corona definitiva y Resguardo adoptado

El valor para el resguardo será el mayor obtenido de las siguientes expresiones:

- Mínimo por oleaje generado por el viento: $1.50 * h_t$ (2.3.9)

- Mínimo por sismo: $1.00 + A_s$ (2.3.10)

- Combinación evacuación ($Q_{avenida}$) y viento: $h' + Hd$ (2.3.11)

La **cota de corona definitiva** será entonces, el resguardo adoptado más el NAN.

2.4 Metodología Según Rolando Springall (Universidad Autónoma de México)

El cálculo de la cota corona según el criterio de Springall se establece mediante condiciones de NAM y bordo libre mínimo, como se indica en la ecuación 2.4.1

$$\mathbf{Cota\ de\ Corona} = NAM + B.L.M \quad (2.4.1)$$

Para obtener la altura del bordo libre mínimo requiere conocer la sobreelevación (remanso) que sufre el embalse con la marea producida por el viento y el ascenso de las olas (altura de trepada) sobre el dique cuando chocan contra este. Para calcular la sobreelevación del nivel del embalse causada por el viento, es



necesario conocer el fetch, la velocidad del viento y la profundidad del agua en la zona considerada.

Para determinar las características de oleaje se necesita conocer la altura de la ola significativa (h_s), en el caso de las presas de materiales sueltos se considera una altura de ola del 1% de ocurrencia ($h_{1\%}$) la que se obtiene de multiplicar a la altura significativa por un valor igual a 1.67.

Para el cálculo de las características del oleaje producido por el viento se presentan dos métodos:

1. Criterio del Beach Erosion Board
2. Criterio de Braslavskov

Para el cálculo inicial de las características del oleaje se parte del criterio del Beach Erosion Board, luego se verifica las condiciones de aguas profundas y poco profundas en la zona de generación. Si $D > \lambda/2$, la zona de formación está en aguas profundas, por lo tanto se usan las características del oleaje determinadas por el Criterio del Beach Erosion Board, caso contrario se usaran las características determinadas por el método de Braslavskov.

A continuación se presentan los criterios establecidos así como el cálculo de las características del oleaje generado por el viento.

a) Criterio del Beach Erosion Board

Las características de la ola significativa se pueden calcular de acuerdo con tres expresiones. La primera permite obtener la altura de la ola significativa, y es de la forma

$$h_s = 0.0026 * \frac{V_v^2}{g} * \left(\frac{gF}{V_v^2} \right)^{0.47} \quad (2.4.2)$$



Dónde:

- F Longitud del fetch efectivo
- g Aceleración de la gravedad
- h_s Altura de la ola significativa
- V_v Velocidad del viento

La segunda ecuación proporciona el periodo de la ola significativa, t_w que representa el intervalo de tiempo promedio entre alturas de ola, y tiene la forma:

$$t_w = 0.46 * \frac{V_v}{g} * \left(\frac{gF}{V_v^2} \right)^{0.28} \quad (2.4.3)$$

La longitud de la ola significativa, λ , para aguas profundas puede calcularse con la tercera ecuación, la cual es función del periodo de la ola, así

$$\lambda = 1.56t_w^{0.28} \quad (2.4.4)$$

Donde, t_w está en segundos y λ en m.

La máxima altura que se puede esperar es $1.67h_s$ y la altura media es $0.62h_s$

b) Criterio de Braslavskov

Este criterio permite calcular las características de la ola que sobrepasa solo un 0.1% la altura de las olas presentadas. Las Figuras 2.4.1 a 2.4.3 permiten calcular la altura de la ola en función de la longitud del fetch y la profundidad del embalse en la zona de formación para velocidades de viento de 10, 20 y 30 m/s, respectivamente. En caso de existir diferentes velocidades de viento, los valores se pueden extrapolar linealmente.

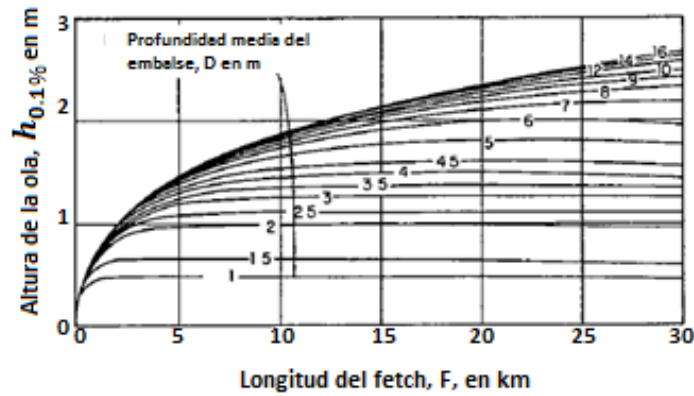


Figura 2.4. 1 Velocidad del viento de 10 m/s

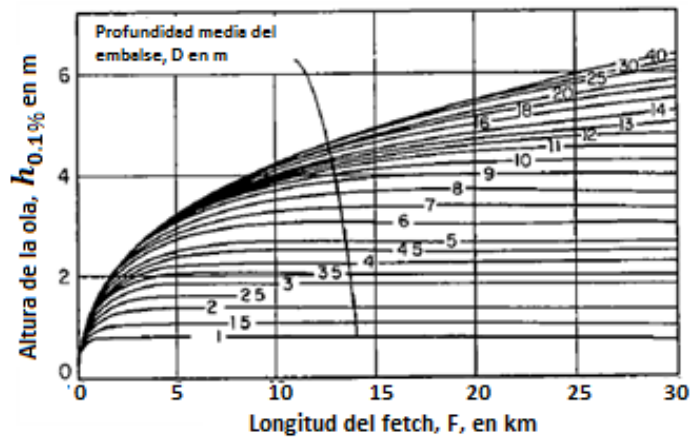


Figura 2.4. 2 Velocidad del viento de 20 m/s

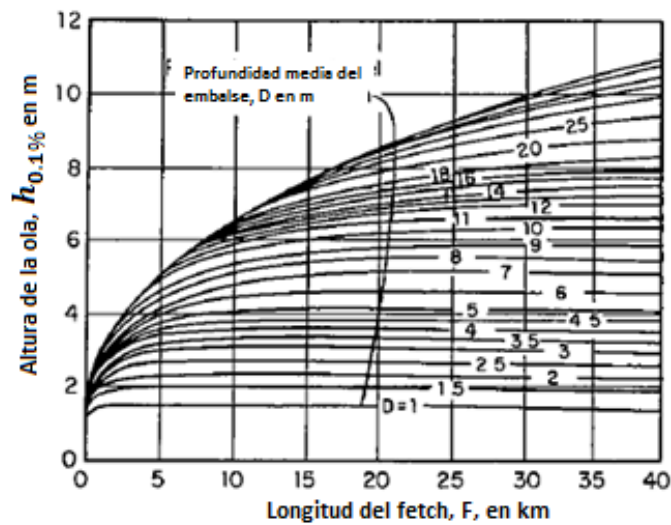


Figura 2.4. 3 Velocidad del viento de 30 m/s

Conocida la altura de la ola, se obtiene su longitud mediante el diagrama de la Figura 2.4.4 siendo esta función de la velocidad de viento y de la relación de la profundidad del embalse D a la altura de ola.

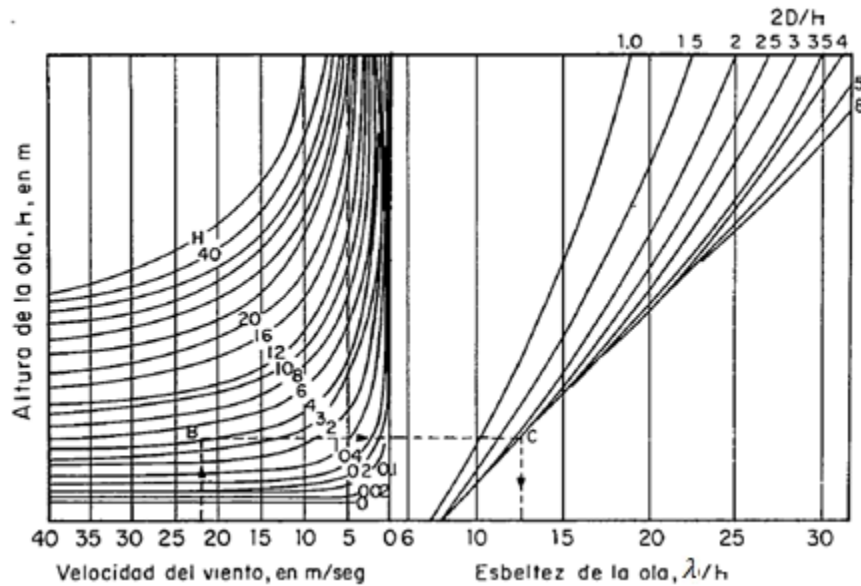


Figura 2.4. 4 Diagrama para calcular la longitud de la ola, en m.

c) Remanso

Para calcular el valor del remanso se ha propuesto la siguiente expresión:

$$R = \frac{V_v^2 F}{62768D} \quad (2.4.5)$$

Donde:

- F Longitud del fetch efectivo [km]
- V_v Velocidad del viento [km/h]
- D Profundidad media del embalse en el área del fetch [m]
- R Remanso [m]

Si se presenta un estrechamiento muy marcado en la zona de la boquilla de la presa con respecto al embalse en general conviene incrementar el valor del remanso calculado en 1.3 veces su valor.

d) Altura de trepada de la ola

La altura de trepada es la diferencia medida verticalmente entre la elevación alcanzada por la ola en su ascenso por el dique y la del nivel del agua al pie de la pendiente, sin tener en cuenta la acción de la ola.

En la Figura 2.4.5 aparecen las relaciones entre la altura de trepada, altura de la ola (h_t/h), la esbeltez o pendiente de la ola (h/λ), y la pendiente del dique. Estas relaciones fueron obtenidas de una serie de estudios realizados en modelos hidráulicos, empleando diferentes rugosidades para los taludes del dique. Las curvas llenas de la Figura 2.4.5 corresponden a pendientes lisas y las punteadas, a pendientes rugosas y relativamente permeables [7].

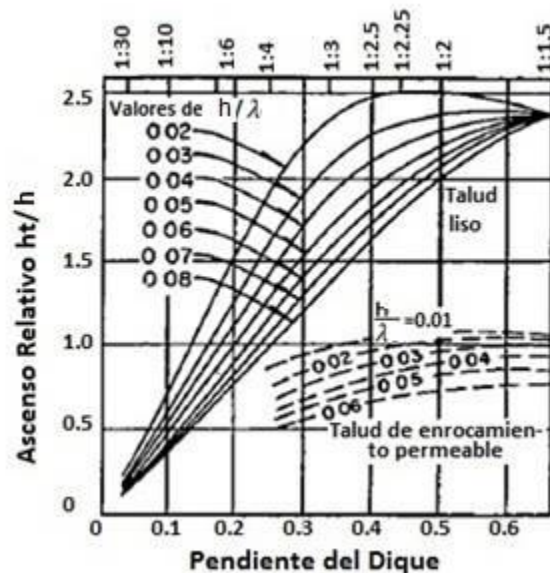


Figura 2.4. 5 Cálculo de altura de trepada de la ola.

- **Influencia de la profundidad del agua al pie del dique**

Si las olas generadas en aguas profundas alcanzan el pie del dique sin que haya profundidades menores a un tercio de la longitud de la ola, se considera que sus características no cambian y el ascenso se calcula empleando las gráficas de la Figura 2.4.5.



Las olas generadas en aguas profundas cambian sus características cuando alcanzan áreas donde el tirante del agua es menor de un tercio a un medio de la longitud de la ola. La altura de la ola tiende primero a decrecer ligeramente para aumentar a continuación, mientras que la longitud decrece constantemente. Si el tirante del agua continua decreciendo, la relación de esbeltez de la ola (h/λ), se incrementa hasta que la ola llega a ser inestable y rompe. Teóricamente la altura de ola no puede exceder de $0.78D$, donde D es la profundidad del agua en el área de acción de la ola.

Si el dique se encuentra en aguas poco profundas, deberán ajustarse las características de la ola ahí generada, para poder calcular el ascenso de ésta con la Figura 2.4.5. [7]. En este trabajo no considera el ajuste de características del oleaje en aguas poco profundas, debido a que el proyecto de estudio no se presentan estas condiciones.

Una vez determinados las características del oleaje, se establecen el B.L.M y la cota de corona:

$$B.L.M = h_t + R \quad (2.4.6)$$

La **cota de corona** fue definida según la ecuación 2.4.1



Capítulo 3: APLICACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS ESTUDIADAS.

Los datos que se utilizarán como fuente para el presente trabajo fueron proporcionados por el PROMAS (Programa de Manejo del Agua y del Suelo), los mismos que fueron obtenidos en los estudios de Prefactibilidad y Factibilidad del proyecto Plan de Aprovechamiento y Control de Agua de la Provincia de Los Ríos (PACALORI).

3.1 Caracterización de la zona de estudio

El Proyecto PACALORI ocupa una extensión de 1900 km² de los 8000 km² ubicados en la parte central de la Cuenca del Río Guayas, al sur de la ciudad de Quevedo, entre los ríos Daule y Catarama. El área del proyecto está constituida por 2 zonas perfectamente definidas. Ver Figura 3.1

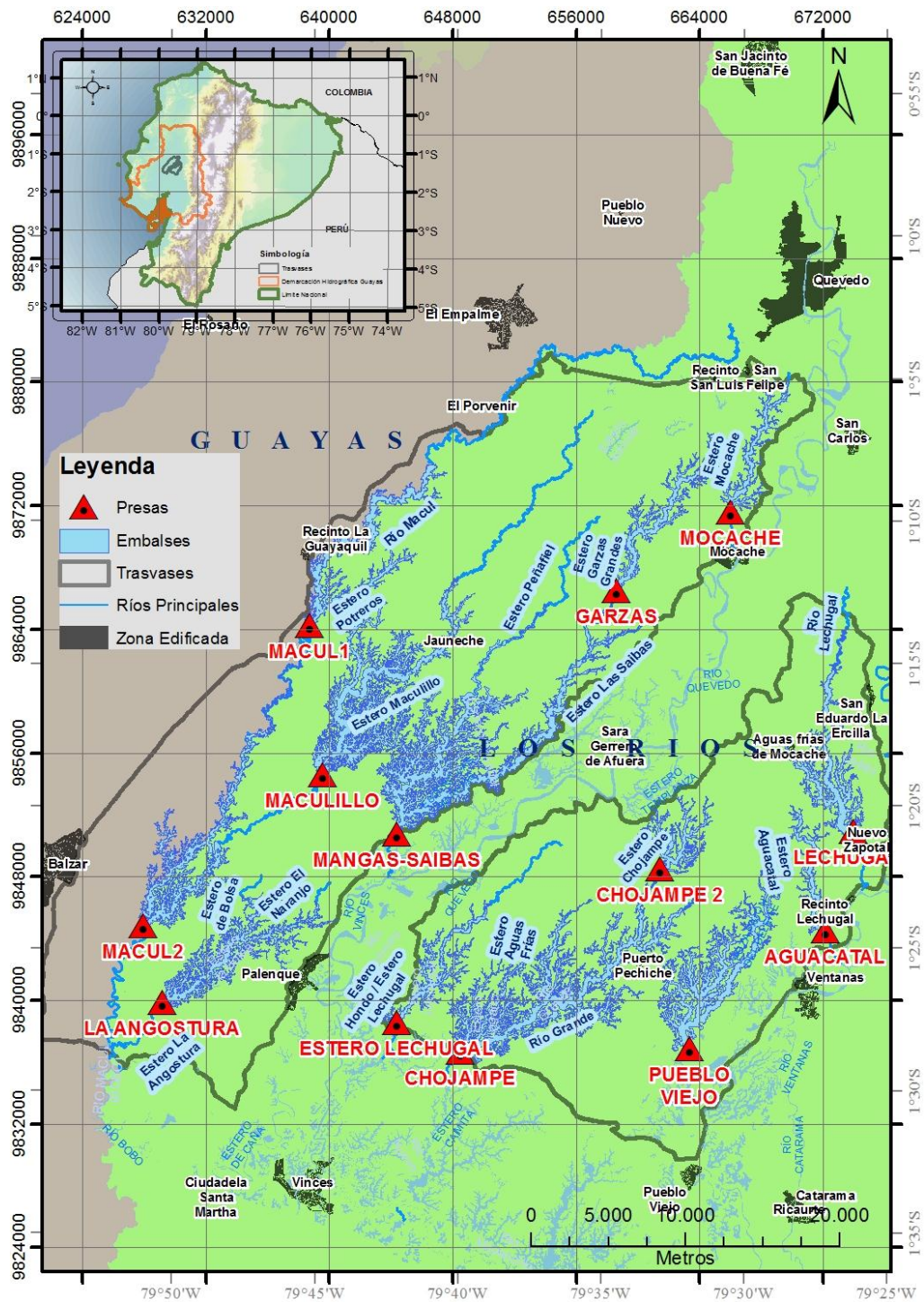


Figura 3. 1 Ubicación del proyecto

3.2 Condiciones generales del sitio

3.2.1. Topografía

Se cuenta con Mapas y Cartografía en general, elaborados mediante SIG por la Unidad de Geomática del PROMAS. En el área del proyecto se observan superficies planas o ligeramente onduladas, con pendientes dominantes de 5 - 40% y con gargantas de ríos moderadamente encañonados. En la Figura 3.2 se presenta un plano del área de inundación de la presa Maculillo.

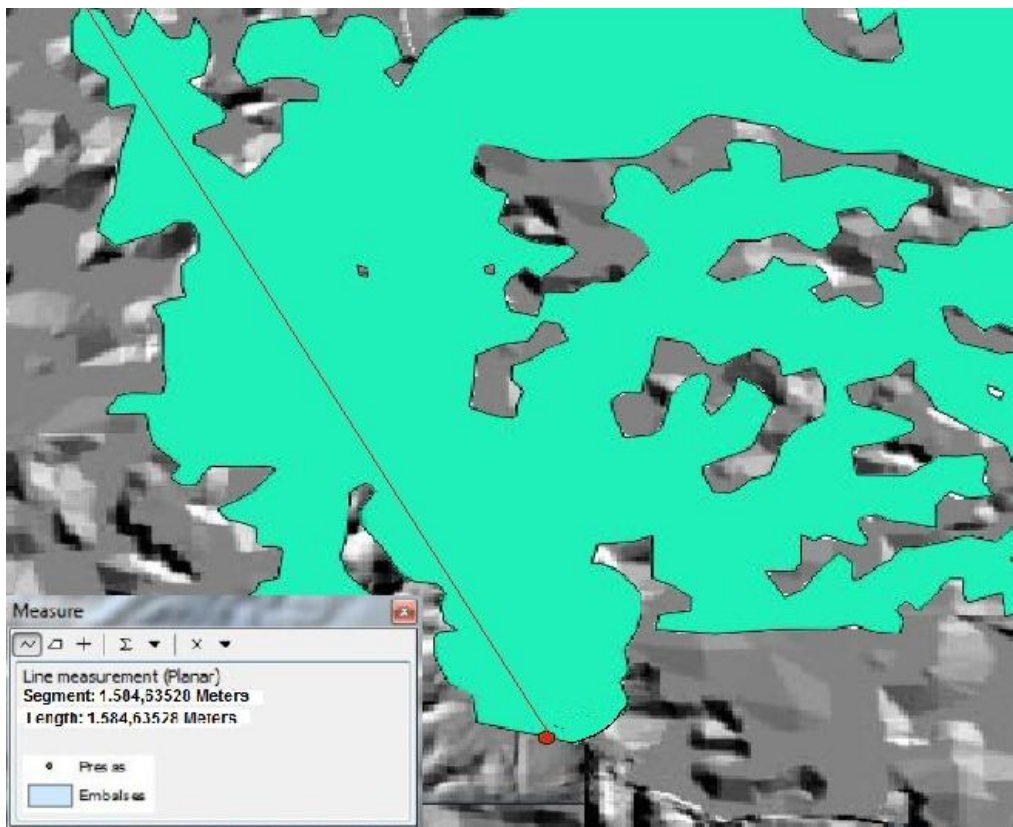


Figura 3.2. 1 Trazo del fetch en el embalse de la presa Maculillo



3.2.2 Geología regional

El proyecto PACALORI se ubica en la llanura o planicie costanera, en la cuenca del río Guayas. En términos geológicos y morfológicos, dicha llanura es una cuenca de sedimentación, que se asume como una cuenca sub-andina por su posición en el pie de la cordillera Occidental de los Andes.

Los sedimentos acumulados en la zona de estudio son primordialmente de piedemonte, o conos de deyección, terrazas indiferenciadas, bancos de arcillas y limos, intercalados con bancos de arena y gravas poco consolidadas que rellenan la gran planicie de la cuenca alta y media del río Guayas.

Los relieves de los bordes montañosos de la cuenca promedian una altura de 3.000 m en la cordillera occidental, y un máximo de 800 m en la cordillera de la costa. Los ríos que drenan la cordillera Occidental de los Andes son los transportadores de enormes depósitos de piedemonte que, en forma de abanicos, se esparcen al pie del flanco occidental de la cordillera. [15]

3.2.3. Climatología

3.2.3.1. Viento

Del informe de Factibilidad sobre Climatología-Hidrología-Sedimentología y Balance Hídrico [16] se obtuvo, de los registros de máxima velocidad de viento de la Estación Pichilingue, la velocidad de viento de 55,2 km/h correspondiente a un período de retorno de 50 años, con la cual se trabajará en todas las presas de tierra del proyecto PACALORI.

De los datos de la Estación Pichilingue se establece también, que las máximas velocidades de viento tienen dirección preferencial Suroeste, es decir, contrarias a la dirección preferente de los flujos de los ríos en donde se ubicarán las presas, por lo que la acción de la ola sobre la cortina se reduce.



En base al estudio de Factibilidad [16] y partiendo de que el fetch en los embalses se define en la misma dirección del viento, entonces los resultados del cálculo de bordo libre serán mayores que los reales, con lo cual se estará del lado seguro.

3.2.4 Sismicidad

La costa Ecuatoriana se encuentra ubicada en la región denominada Cinturón de Fuego que es una zona propensa a experimentar los efectos de terremotos y erupciones volcánicas. Esta zona del Ecuador ha soportado pocos sismos destructivos, siendo la más afectada la parte norte de la región en la provincia de Esmeraldas. El más grave sismo registrado fue el 31 de Enero de 1906, con una magnitud de 8.9 en la escala de Richter. Según la NEC, Capítulo. 2: “Peligro Sísmico y Requisito de diseño sismo resistente (2013)”, el mapa de riesgo sísmico, en la región donde se ubica el proyecto PACALORI, muestra poca influencia a sufrir terremotos de gran magnitud o que afecte severamente al proyecto.

3.3 Desarrollo de las metodologías de cálculo.

En este epígrafe se presenta el procedimiento de cálculo de la Cota de Corona mediante cada uno de los criterios establecidos. Los resultados que se presentan responden a los datos obtenidos de la presa Maculillo.

Datos a utilizarse en el cálculo de la cota de corona.

La velocidad de viento a utilizarse en el cálculo se definió de la siguiente manera, todos los criterios establecían que la velocidad de viento debía medirse a una altura de 10 m sobre la superficie del embalse, por lo tanto la velocidad de viento definida en [15] se la llevo a dicha condición, para lo cual se realizó la corrección recomendada según la Tabla 1.4.1.

$$V_{v-DADA} = 55.2 \frac{\text{km}}{\text{h}} \quad \text{Dada según [15]}$$

Ingresando en la Tabla 1.4.1 con la longitud del fetch (1.6 km) se determinó el factor de corrección, siendo este igual a 1.12



Por lo tanto la velocidad de viento corregida para el cálculo es:

$$V_v = 1.12 * V_{v-DADA} = 1.12 * 55.2 = 61.99 \frac{\text{km}}{\text{h}} \approx 62 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

A continuación se presentan todos los datos a utilizarse en el cálculo de la cota de corona:

DATOS		
Cota del nivel de aguas normales	NAN	35.0 m
Lamina vertedora	Hd	2.7 m
Cota del nivel de aguas máximas	NAM	37.7 m
Fetch para el NAN	F (NAN)	1.6 km
Fetch para el NAM	F (NAM)	1.6 km
Profundidad del agua en el embalse, bajo el NAM	D (NAM)	22.7 m
Profundidad del agua en el embalse, bajo el NAN	D (NAN)	20.0 m
Cotangente del talud aguas arriba	m	3
Velocidad de viento	Vv	62 km/h

El revestimiento considerado para el cálculo es piedra colocada al volteo.

Bajo estas consideraciones procedemos al cálculo de la cota de corona según las diferentes metodologías establecidas anteriormente.

EXPERIENCIA CUBANA.

DATOS	
Cota NAN	35.0 m
Hd	2.7 m
Cota NAM	37.7 m
FETCH (NAN)	1.6 km
FETCH (NAM)	1.6 km
D (NAM)	22.7 m
D (NAN)	20.0 m
m	3
Vv	62 km/h



a) Determinación de las velocidades de viento.

Para el NAN se utiliza una probabilidad de ocurrencia del 4%, para el NAM el 50% de ocurrencia de la velocidad de viento dada.

❖ Para NAN:

$$V_{v-NA} = \frac{100 - p}{100} * V_v$$

$$V_{v-NA} = \frac{100 - 4}{100} * 62 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

$$V_{v-NAN} = 59.51 \frac{\text{km}}{\text{h}} = 16.53 \text{ m/s}$$

❖ Para NAM:

$$V_{v-NA} = \frac{100 - p}{100} * V_v$$

$$V_{v-NA} = \frac{100 - 50}{100} * 62 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

$$V_{v-NAM} = 31 \frac{\text{km}}{\text{h}} = 8.61 \text{ m/s}$$

b) Determinación de h y λ para el 1% de probabilidad

❖ Para el NAN

$$K = 1 + e^{-\frac{0.4F}{V_v}} = 1 + e^{-\frac{0.4*1.6}{16.53}} = 1.96$$

$$\epsilon = \frac{1}{9 + 19 * e^{-\frac{14}{V_v}}} = \frac{1}{9 + 19 * e^{-\frac{14}{16.53}}} = 0.06$$

$$h_{1\%} = 0.081 K * V_v * \sqrt{F * \epsilon} = 0.081 * 1.96 * 16.53 * \sqrt{1.6 * 0.06} = 0.8 \text{ m}$$

$$\lambda_{1\%} = 10 h_{1\%} = 10 * 0.8 = 8 \text{ m}$$

❖ Para el NAM

$$K = 1 + e^{-\frac{0.4F}{V_v}} = 1 + e^{-\frac{0.4*1.6}{8.61}} = 1.93$$



$$\epsilon = \frac{1}{9 + 19 * e^{-\frac{14}{V_v}}} = \frac{1}{9 + 19 * e^{-\frac{14}{8.61}}} = 0.08$$

$$h_{1\%} = 0.081 K * V_p * \sqrt{F * \epsilon} = 0.081 * 1.93 * 8.61 * \sqrt{1.6 * 0.08} = 0.48 \text{ m}$$

$$\lambda_{1\%} = 10 h_{1\%} = 10 * 0.48 = 4.8 \text{ m}$$

c) Cálculo de h y λ afectados por la profundidad del agua.

❖ Para el NAN

$$\frac{D}{\lambda} = \frac{20}{8} = 2.50 > 0.5 \quad \text{Se trata de aguas profundas}$$

Por lo tanto los valores de α y β es igual a 1, con lo que se obtiene:

$$h_w = \beta * h_{1\%} = 0.8 \text{ m}$$

$$\lambda = \alpha * \lambda_{1\%} = 8 \text{ m}$$

❖ Para el NAM

$$\frac{D}{\lambda} = \frac{20}{4.8} = 4.17 > 0.5 \quad \text{Se trata de aguas profundas}$$

Por lo tanto los valores de α y β es igual a 1, con lo que se obtiene:

$$h_w = \beta * h_{1\%} = 0.48 \text{ m}$$

$$\lambda = \alpha * \lambda_{1\%} = 4.8 \text{ m}$$

d) Cálculo de h y λ para la probabilidad de diseño.

Para una presa de categoría III, la probabilidad de cálculo de la altura de la ola es del 3%, para llevar los valores de h y λ obtenidos a los de probabilidad del 3% se multiplican dichos valores por un factor igual a 0.85. Ver Tabla 2.1.5

❖ Para el NAN

$$h_{w-3\%} = 0.85 * 0.8 \text{ m} = 0.68 \text{ m}$$

$$\lambda_{3\%} = 0.85 * 8 \text{ m} = 6.8 \text{ m}$$



❖ **Para el NAM**

$$h_{w-3\%} = 0.85 * 0.48m = 0.41 m$$

$$\lambda_{3\%} = 0.85 * 4.8m = 4.1 m$$

e) Cálculo de la cota de corona.

Considerando como recubrimiento del talud aguas arriba enrocamiento al volteo (ver Tabla 2.1.2) ($k_{rug} = 0.55$), sin uso de parapeto ($\rho = 1$) y un bordo libre adicional ($a = 0.7 m$). Tabla 2.1.6

❖ **Para el NAN**

Cálculo de la altura de trepada, h_t :

$$h_t = \frac{4.5 k_{rug} h_w}{\rho m} = \frac{4.5 * 0.55 * 0.68}{3} = 0.56 m$$

Para el cálculo del remanso (R) se considera que la dirección del viento coincide con la dirección del fetch ($\alpha = 0$).

$$R = \frac{0.01 * V_V^2 * F}{3 * g * D} * \cos \alpha = \frac{0.01 * 16.53^2 * 1.6}{3 * 9.81 * 20} = 0.007 m$$

$$\text{Cota de Corona} = NAN + h_t + R + a = 35 + 0.56 + 0.007 + 0.7 = 36.27 \text{ msnm}$$

❖ **Para el NAM**

Cálculo de la altura de trepada, h_t :

$$h_t = \frac{4.5 k_{rug} h_w}{\rho m} = \frac{4.5 * 0.55 * 0.41}{3} = 0.33 m$$

Para el cálculo del remanso (R) se considera que la dirección del viento coincide con la dirección del fetch ($\alpha = 0$).

$$R = \frac{0.01 * V_V^2 * F}{3 * g * D} * \cos \alpha = \frac{0.01 * 8.61^2 * 1.6}{3 * 9.81 * 22.7} = 0.002 m$$



$$\text{Cota de Corona} = NAM + h_t + R + a = 37.7 + 0.33 + 0.002 + 0.7 = 38.74 \text{ msnm}$$

f) Cota de corona definitiva, B.L.M y B.L.N

Como se observa, la mayor cota de corona calculada es la obtenida a partir del NAM, tomándose pues como cota de corona de la presa.

$$\text{Cota de Corona} = 38.74 \text{ msnm}$$

$$\text{B. L. M} = 1.04 \text{ m}$$

$$\text{B. L. N} = 3.74 \text{ m}$$

U.S.B.R (United States Bureau of Reclamation).

Estudios de alcance limitado

Se tomó en consideración esta condición, debido a que los datos proporcionados presentan una cierta incertidumbre, sobre todo la velocidad de viento definida en [15]. Por tal razón se determinó la cota de corona así como el BLM y el BLN para este caso.

Con el valor del fetch (1.6 km), se determinó el B.L.M y el B.L.N de la Tabla 2.2.1. Definidos estos valores se estableció la cota de corona para las condiciones de NAM y NAN.

- Para NAN

$$BLN = 1.2 \text{ m}$$

$$\text{Cota de Corona} = NAN + BLN = 35 + 1.2 = 36.2 \text{ msnm}$$

- Para NAM

$$BLM = 0.90 \text{ m}$$

$$\text{Cota de Corona} = NAM + BLM = 37.7 + 0.9 = 38.6 \text{ msnm}$$



Por lo tanto la cota de corona definitiva será en este caso la definida para el NAM por ser la mayor obtenida.

$$Cota\ de\ Corona\ definitiva = 38.6\ msnm$$

Estudios a detalle

	DATOS	
	S. Internacional	S. Inglés
Hd	2.7 m	8.9 pies
Cota NAN	35.0 m	114.8 pies
Cota NAM	37.7 m	123.7 pies
FETCH (NAN)	1.6 km	1.0 millas
FETCH (NAM)	1.6 km	1.0 millas
D(NAM)	22.7 m	74.5 pies
D(NAM)	20.0 m	65.6 pies
m	3	3
Vv	62 km/h	38.5 mph

❖ Para NAM

Bordo Libre Mínimo

Se considera una combinación de componentes de una manera razonable tomando en cuenta la posibilidad de que puedan ocurrir simultáneamente:

1. Altura de trepada de la ola generada por el viento (h_t) y Remanso (R) para un viento de velocidad moderada (porcentaje de la máxima velocidad de viento).

Se toma una velocidad del 50% de la velocidad máxima de viento (19.26 mph), se determina la altura de ola significativa (h_s) de la Figura 2.2.1. El valor obtenido es:

$$h_s = 0.90\ \text{pies}$$

A continuación se determina el periodo de la ola (t_w) mediante la Figura 2.2.2. El valor obtenido es $t_w = 1.8$ seg; definido este parámetro calculamos



la longitud de la ola (λ)

$$\lambda = 5.12 t_w^2 = 5.12 * 1.8^2 = 16.59 \text{ pies}$$

Altura de trepada

$$h_t = \frac{h_s}{0.4 + m * \left(\frac{h_s}{\lambda}\right)^{0.5}} = \frac{0.9}{0.4 + 3 * \left(\frac{0.9}{16.59}\right)^{0.5}} = 0.82 \text{ pies}$$

Remanso

$$R = \frac{V_v^2}{1400 * D_{NAM}} = \frac{19.26^2}{1400 * 74.5} = 0.004 \text{ pies}$$

2. Asentamiento de la presa y/o del cimientto (ΔH).

La cantidad de bordo libre por asentamientos de la presa y del cimientto debidos a cargas estáticas (ΔH), debe estar basada en el juicio, pero rara vez seria más de 0.5 a 1 pies

Se considera el máximo valor recomendado, $\Delta H = 1$ pie

Por lo tanto el **bordo libre mínimo** es:

$$B.L.M = h_t + R + \Delta H = 0.82 + 0.004 + 1 = 1.82 \text{ pies}$$

Sin embargo el **U.S.B.R** recomienda que el B.L.M no debe ser menor a 3 pies, por ende se asume que:

$$B.L.M = 3 \text{ pies} = 0.91 \text{ m}$$

La cota de corona queda establecida de la siguiente manera

$$\text{Cota de Corona} = \text{NAM} + \text{B.L.M}$$

$$\text{Cota de Corona} = 37.7 + 0.91 = 38.61 \text{ msnm}$$



❖ Para NAN

Bordo Libre Normal

Se tomó la combinación más desfavorable a:

Altura de trepada de la ola generada por el viento (h_t) y Remanso (R) para la máxima velocidad de viento y un asentamiento de la presa y el cimiento.

Con la velocidad máxima de viento (38.52 mph) se estima:

- la altura de ola significativa ($h_s = 1.82$ pies) mediante Figura 2.2.1
- el periodo de la ola ($t_w = 2.45$ seg) Figura 2.2.2
- la longitud de la ola

$$\lambda = 5.12 * t_w^2 \quad \text{De la ecuación (2.2.2)}$$

$$\lambda = 5.12 * (2.45)^2 = 30.73 \text{ pies}$$

Altura de trepada

En la determinación del borde libre normal, la altura significativa h_s de la ecuación (2.2.1) se debe multiplicar por 1.27. [5]

$$h_t = \frac{1.27h_s}{0.4 + m * \left(\frac{1.27h_s}{\lambda}\right)^{0.5}} = \frac{1.27 * 1.82}{0.4 + 3 * \left(\frac{1.27 * 1.82}{30.73}\right)^{0.5}} = 1.89 \text{ pies}$$

Remanso

$$R = \frac{V_v^2}{1400 * D_{NAN}} = \frac{38.52^2}{1400 * 65.6} = 0.016 \text{ pies}$$

Asentamiento de la presa y/o del cimiento (ΔH).

La cantidad de bordo libre por asentamientos de la presa y del cimiento debidos a cargas estáticas (ΔH), debe estar basada en el juicio, pero rara vez sería más de 0.5 a 1 pies.

Se considera el máximo valor recomendado. $\Delta H = 1$ pie. [5]



Por lo tanto el bordo libre normal es:

$$B.L.N = h_t + R + \Delta H = 1.89 + 0.016 + 1 = 2.91 \text{ pies}$$

$$B.L.N = 0.9 \text{ m}$$

La cota de corona queda establecida de la siguiente manera

$$\text{Cota de Corona} = \text{NAN} + \text{B.L.N}$$

$$\text{Cota de Corona} = 35 + 0.9 = 35.9 \text{ msnm}$$

Cota de corona definitiva.

El valor de la cota de corona es la mayor obtenida, por lo tanto esta es:

$$\text{Cota de Corona} = 38.61 \text{ msnm}$$

SEGÚN NORMA ESPAÑOLA

DATOS

Cota NAN	35.0 m
Hd	2.7 m
FETCH (NAN)	1.6 km
D(NAN)	20.0 m
Vv	62 km/h

Amplitud de ola debida al viento.

La cuantificación de la acción del oleaje se puede realizar utilizando la fórmula de Stevenson – Molitor que nos da la amplitud de la onda de oleaje:

$$A = 0.76 + 0.032(V_v * F)^{0.5} - 0.26F^{0.25}$$

$$A = 0.76 + 0.032(62 * 1.6)^{0.5} - 0.26 * 1.6^{0.25} = 0.79 \text{ m}$$

Altura de trepada

La altura de trepada que se considera debido al oleaje es:

$$h_t = \frac{4}{3}A = \frac{4}{3} * 0.79 = 1.05 \text{ m}$$



El bordo libre y la Cota de Corona quedan establecidos de la siguiente manera

$$B.L.N = 1.5 * h_t = 1.5 * 1.05 = 1.57 \text{ m}$$

$$\text{Cota de Corona} = N.A.N + B.L.N$$

$$\text{Cota de Corona} = 35 + 1.57 = 36.57 \text{ msnm}$$

Amplitud debida a la acción del sismo.

Para el cálculo de la ola generada por sismo, se considera la aceleración horizontal sísmica $a_s = 0.35g$ (según NEC 2013). Además se tomó como suelo de Tipo III (Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} > V_s > 200 \text{ m/s}$), por lo tanto el coeficiente de terreno (c) asumido para el cálculo es, $c = 1.6$

Por falta de datos se considera un periodo $T = 1 \text{ seg}$

La altura máxima del embalse $D = 22.7 \text{ m}$

$$K = a_s * c = 0.35 * 1.6 = 0.56$$

$$A_s = K * T * \frac{\sqrt{gD}}{2\pi} = 0.56 * 1 * \frac{\sqrt{9.8 * 22.7}}{2\pi} = 1.34 \text{ m}$$

La cota de corona y el bordo libre quedan establecidos de la siguiente manera

$$B.L.N = 1 + A_s = 1 + 1.34 = 2.34 \text{ m}$$

$$\text{Cota de Corona} = N.A.N + B.L.N = 35 + 2.34 = 37.34 \text{ msnm}$$

Combinación de oleaje producido por el viento y la avenida del proyecto.

La lámina vertedora es $H_d = 2.7 \text{ m}$



Durante la avenida del proyecto se considera un porcentaje de la altura de trepada, determinada por la baja probabilidad de ocurrencia del viento máximo durante la avenida. La altura de ola a considerar es:

$$h' = 0.7h_t = 0.7 * 1.05 = 0.73 \text{ m}$$

La cota de corona y el bordo libre quedan establecidos de la siguiente manera

$$B.L.N = Hd + h' = 2.7 + 0.73 = 3.43 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota de Corona} = 35 + 3.43 = 38.43 \text{ msnm}$$

Cota de corona.

La cota de corona es la mayor obtenida del cálculo, para este caso es la determinada de la Combinación de oleaje producido por el viento y la avenida del proyecto.

$$\text{Cota de Corona} = 38.43 \text{ msnm}$$

ROLANDO SPRINGALL

DATOS	
Cota NAM	37.7 m
FETCH (NAM)	1.6 km
D(NAM)	22.7 m
m	3
Vv	62 km/h 17.22 m/s

Cálculo de las características del oleaje.

Las características del oleaje se calculan según el criterio del Beach Erosion Board.

$$h_s = \frac{0.0026 \left(\frac{gF}{V_v^2} \right)^{0.47} V_v^2}{g} = 0.0026 * \left(\frac{9.81 * 1600}{17.22^2} \right)^{0.47} * \frac{17.22^2}{9.81} = 0.51 \text{ m}$$



La altura de ola es:

$$h_w = 1.67h_s = 1.67 * 0.51 = 0.85 \text{ m}$$

El periodo de la ola se determina mediante la ecuación (2.4.3):

$$t_w = \frac{0.46 \left(\frac{gF}{V_v^2} \right)^{0.28} V_v}{g} = 0.46 * \left(\frac{9.81 * 1600}{17.22^2} \right)^{0.28} * \frac{17.22}{9.81} = 2.46 \text{ seg.}$$

La longitud de ola mediante la ecuación (2.4.4):

$$\lambda = 1.56t_w^2 = 1.56 * 2.46^2 = 9.44 \text{ m}$$

Determinadas las características del oleaje se establece si se está en aguas profundas o poco profundas, mediante la ecuación comparación entre D y $\lambda/2$.

$$D > \frac{\lambda}{2} = \frac{9.44}{2} = 5.22$$

$22.7 > 5.22$ se encuentra en aguas profundas

En este caso $D > \lambda/2$ por ende el criterio del Beach Erosion Board es aplicable. Ahora determinamos el remanso y la trepada de la ola.

Cálculo del Remanso.

El remanso se establece a través de:

$$R = \frac{V_v^2 F}{62768 D_{NAM}} = \frac{62^2 * 1.6}{62768 * 22.7} = 0.005 \text{ m}$$

**Altura de trepada.**

Con la altura de ola (h_w) y la longitud de la ola (λ) se obtiene la relación $h_w/\lambda = 0.09$, con la pendiente del talud aguas arriba 1:3, y asumiendo un revestimiento de enrocado permeable, se determina la relación $\frac{h_t}{h_w}$ de la Figura 2.4.5.

$$\frac{h_t}{h_w} = 0.44$$

$$h_t = 0.44 * h_w = 0.44 * 0.85 = 0.37 \text{ m}$$

Cota de corona y bordo libre.

La cota de coronación y el bordo libre quedan establecidos de la siguiente forma:

$$B.L.M = h_t + R = 0.37 + 0.005 = 0.38 \text{ m}$$

$$\text{Cota de Corona} = NAM + B.L.M = 38.08 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota de Corona} = 37.7 + 0.38 = 38.08 \text{ msnm}$$



Capítulo 4: ANALISIS Y EVALUACION DE RESULTADOS

A continuación se presenta un resumen de los valores obtenidos de altura de trepada de la ola, bordos libre y cota de corona para la presa Maculillo.

Revestimiento	Piedra al volteo
Cota NAN	35 msnm
Lamina vertedora (Hd)	2.7 m
Cota NAM	37.7 msnm

Parámetros	METODOLOGÍAS DE CÁLCULO			
	Experiencia Cubana	U.S.B.R	Norma Española	Springall
Nivel de Aguas Normales				
ht (m)	0.56	0.58	1.05	-----
B.L.N (m)	1.27	0.89	3.43	-----
Cota NAN (msnm)	35.00	35.00	35.00	-----
Cota de Corona (msnm)	36.27	35.89	38.43	-----
Nivel de Aguas Máximas				
ht (m)	0.33	0.25	-----	0.37
B.L.M (m)	1.04	0.91	-----	0.38
Cota NAM (msnm)	37.7	37.7	-----	37.7
Cota de Corona (msnm)	38.74	38.61	-----	38.08
Cota de Corona Definitiva msnm	38.74	38.61	38.43	38.08

Tabla 4. 1 Resultados obtenidos de la aplicación de las diferentes metodologías.

- En la Tabla 4.1 se observa que la Cota de Corona menor resulta la definida según el método de Springall.
- En la Tabla 4.1 se observa también, que los valores de Cota de Corona Definitiva son los obtenidos a partir del Nivel de Aguas Máximas, excepto para la metodología dada por la Norma Española.
- Al analizar la metodología dada por la Norma Española se observa que:

No considera la rugosidad, ni la pendiente del talud aguas arriba de la presa, parámetros fundamentales en el cálculo de la altura de trepada de la ola.

No considera el asentamiento de la cimentación de la presa, el remanso producido por la acción del viento y las características de la profundidad del embalse al pie del dique (aguas profundas o poco profundas).

No realiza la corrección de las características del oleaje (altura y longitud de ola) como lo realizan las otras metodologías.

Análisis sobre la variación de la altura de trepada con el Fetch y la Velocidad del viento.

a) Manteniendo el Fetch constante (1.6 km) y variando la velocidad del viento. Figura 4.1

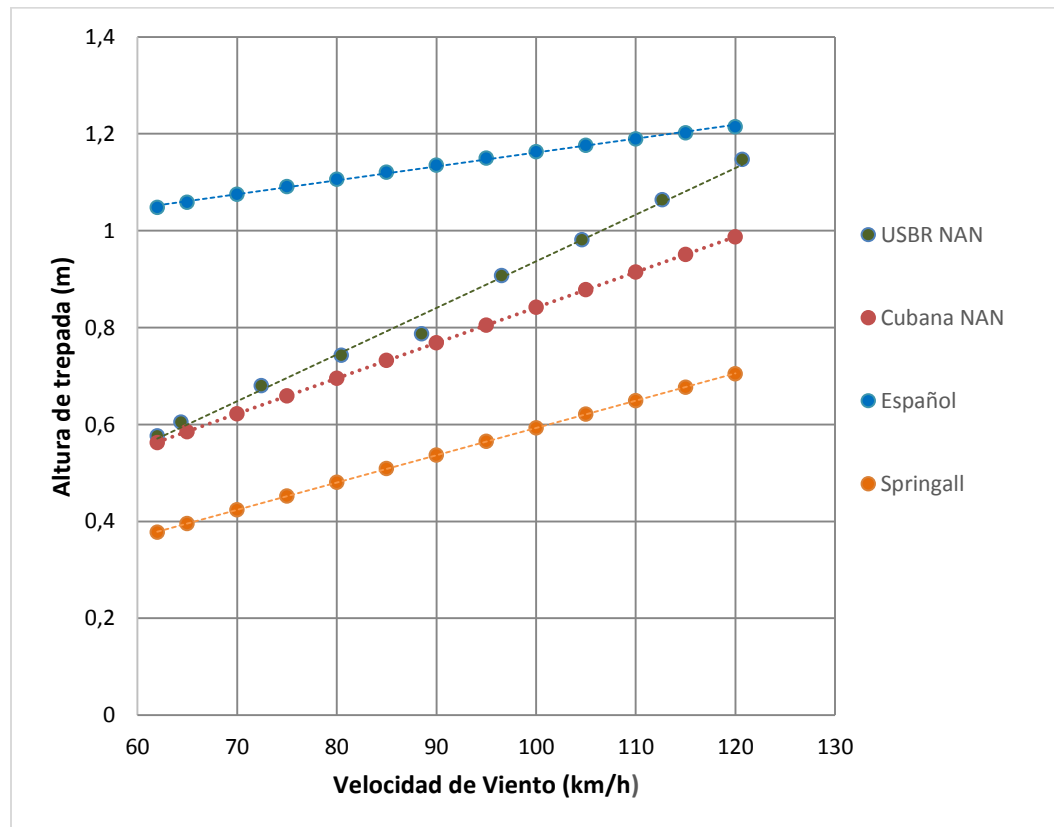


Figura 4. 1 Velocidad del viento vs Trepada de ola

b) Manteniendo la velocidad del constante (62 km/h) y variando el Fetch. Figura 4.2

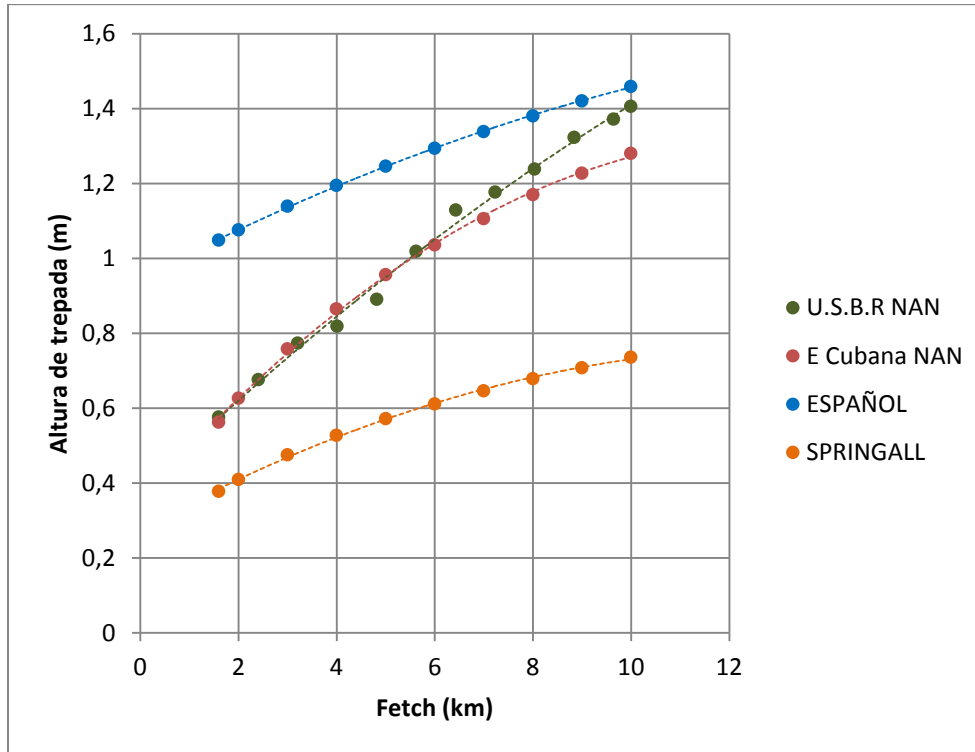


Figura 4. 2 Fetch vs Trepada de ola

La Altura de Trepada de la Ola obtenida por las metodologías del U.S.B.R y la Experiencia Cubana tienen una razón de crecimiento casi similar a medida que aumenta la Velocidad del Viento, manteniendo constante el Fetch, observándose que inician con una Altura de Trepada relativamente similar (Figura 4.1) y a medida que aumenta la Velocidad del Viento, la Altura de Trepada es mayor en la metodología del U.S.B.R, debido a su pendiente más pronunciada en la línea de tendencia.

Los resultados obtenidos de Altura de Trepada de la Ola por la metodología de la Norma Española son los más altos para cualquier Velocidad de Viento y eso se debe a que intenta compensar las limitadas variantes que utiliza en el cálculo de la Altura de Trepada de la Ola.



Para las metodologías de Springall y la Experiencia Cubana la pendiente de las líneas de tendencia son relativamente similares, con un crecimiento racional de la Altura de Trepada de la Ola a medida que aumenta la Velocidad de Viento, toda vez que ambas metodologías toman en cuenta las mismas variables. La variación de Altura de Trepada de la Ola entre ambas metodologías, se debe a que ciertas variables calculadas en la metodología de Springall son obtenidas en base a figuras y ábacos, cuya determinación depende del criterio del diseñador, mientras que en la metodología de la Experiencia Cubana se definen expresiones para el cálculo y añade un factor de corrección según la categoría de la obra.

En la Figura 4.2 se observa una coincidencia casi total de la Altura de Trepada de la Ola en función del Fetch, según las metodologías dadas por la Experiencia Cubana y el USBR, para valores de Fetch menores de 8 km. La metodología dada por la Norma Española resulta la más conservadora.

Finalmente en base a este análisis y comparaciones, establecemos que la metodología que mejor se ajusta al diseño de la Cota de Corona de las presas de tierra del proyecto PACALORI es la definida por la Experiencia Cubana.

Aplicación de la Metodología de la Experiencia Cubana a las presas del proyecto PACALORI

A continuación se presenta un resumen de los valores obtenidos de bordos libre y cota de corona (Tabla 4.2), considerando recubrimiento del talud aguas arriba “enrocamiento al volteo”, en las 13 presas del proyecto PACALORI.



Presa	Vv a 10m sobre el agua	Fetch (km)	Hd	D	NAN (msnm)	Talud Aguas arriba (1:X)	M. Experiencia Cubana			
							cota de corona NAN (msnm)	cota de corona NAM (msnm)	BLN (m)	BLM (m)
Macul 1	63.08	1.96	2.83	18	35	3	36.34	38.97	3.97	1.07
Maculillo	62.00	1.60	2.72	20	35	3	36.27	38.74	3.74	1.04
Macul 2	62.90	1.90	2.09	14	20	3	21.33	23.15	3.15	1.07
La Angostura	64.11	2.30	1.39	11	20	2.5	21.54	22.58	2.58	1.19
Mangas Saibas	61.38	1.42	1.33	12	30	3	31.23	32.35	2.35	1.01
Mocache	60.78	1.20	1.71	16	48	3	49.19	50.70	2.70	0.99
Garzas	64.11	2.30	1.55	19	48	3	49.40	50.66	2.66	1.11
Chojampe 2	60.47	1.10	1.34	10	32	2.5	33.26	34.38	2.38	1.03
Chojampe	66.50	3.20	2.15	10	20	3	21.56	23.34	3.34	1.19
Estero Lechugal	65.03	2.60	2.25	5	20	2.5	41.62	43.42	3.42	1.16
Lechugal 2	62.29	1.70	2.03	17	40	3	41.29	43.08	3.08	1.05
Pueblo Viejo	63.20	2.00	1.21	11	24	3	25.35	26.29	2.29	1.08
Aguacatal	61.08	1.30	1.54	12	30	3	31.21	32.54	2.54	1.00

Tabla 4. 2 Resultados obtenidos de la aplicación de la metodología de la Experiencia Cubana en el proyecto PACALORI



Capítulo 5: CONCLUSIONES

En base a todos los resultados expuestos en la Tabla 4.1 y en los análisis sobre variación de la altura de trepada de la ola en función del fetch y la velocidad del viento, mostrados en las Figuras 4.1 y 4.2, concluimos sobre el diseño definitivo de la cota de corona de las presas de tierra del Proyecto PACALORI.

1.- La velocidad del viento es el factor más influyente en la generación de olas de mayor altura, seguida por el fetch, la profundidad del agua y el tiempo de duración del viento.

2.- La generación de olas debido a sismos, al igual que las debidas a deslizamientos de laderas, no son comparables con las generadas por la velocidad del viento. Las debidas a sismos por el hecho de que el tiempo de duración del mismo no es suficiente para generar las oscilaciones sísmicas que puedan entrar en resonancia con las oscilaciones naturales del embalse, entre otras cosas por la magnitud del fetch que presentan los embalses. Las debidas a deslizamiento de laderas es por el hecho de la morfología de la región del Proyecto, cuyos volúmenes de agua desplazada por los deslizamientos, no provocarían el rebase de la cortina. Téngase en cuenta además, que los deslizamientos de laderas serían lentos debido a los materiales limo-arcillosos que constituyen los suelos, con su correspondiente comportamiento esfuerzo-deformación de tipo “plástico”.

3.- Como se mostró en la Tabla 4.1, la Cota de Corona Definitiva obtenidas por la metodología de la Experiencia Cubana y el USBR, partiendo de considerar la lámina vertedora (NAM), son las que dan mayor Cota de Corona.

4.- El cálculo de la Cota de Corona, teniendo en cuenta la altura de trepada de la ola por la acción del viento, según las metodologías dadas por la Experiencia Cubana y el USBR, son las que consideran mayor número de variables y, sobre todo, la metodología dada por la Experiencia Cubana que valora la importancia de la obra, en cuanto a pérdidas de vidas humanas y daños materiales a la economía del país, mediante la Categorización de las presas. Es por ello que para el cálculo de la Cota de Corona de las presas de tierra del Proyecto PACALORI se aplicará la metodología dada por la Experiencia Cubana y se comprobará con la metodología del USBR, tomándose como Cota de Corona Definitiva la mayor de ambas metodologías, considerando la altura de la lámina vertedora, (ecuación de la Cota de Corona que parte del Nivel de Aguas Máximas).



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1]. MSc. Ing. Rolando Armas Novoa, Dpto. Ingeniería Civil. CRITERIOS PARA DISEÑAR PRESAS DE TIERRA: PRIORIDAD Y SECUENCIA. ISPJAE. La Habana 19390. Cuba
- [2]. “Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses” (España), aprobado por el Ministerio de Obras Publicas Transporte y Medio Ambiente, mediante orden de 12 de Marzo de 1996. Publicado en el Boletín Oficial del Estado N 78 del 30 de marzo de 1996.
- [3]. Armas Novoa, R y E. Horta Mestas. Presas de Tierra (1978). Editorial ISPJAE. La Habana. Cuba
- [4]. Rosales, J. D., 2009. Desarrollo de un protocolo para la evaluación de la seguridad de presas en Venezuela: aplicación al embalse tres ríos “El Diluvio”.
- [5]. U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1981. Freeboard Criteria and Guidelines for Computing Freeboard Allowances for Storage Dams. Acer Technical Memorandum N° 2. Denver, Colorado
- [6]. Instrucción Para El Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas. España. 1967
- [7]. Rolando Springall Galindo. Libre Bordo En Presas. Universidad Nacional Autónoma de México. Enero 1970 264,
- [8]. Marsal, R. y Reséndiz Núñez, D., 1975. Presas de Tierra y Enrocamiento (Reimpresión 1979), UNAM. México, D. F.
- [9]. Estudio de los efectos de olas sobre estructuras en Carmen del Paraná Método del Shore Protection Manual (SPM). Informe Octubre de 2001.
- [10]. E.E. Alonso, N.M. Pinyol, Landslides in reservoirs and dam operation, R. Romeo García et al. (Eds.), Dam Maintenance and Rehabilitation II, CRC Press, Londres, 2010
- [11]. Robert B. Jansen Springer, 1988. Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation.



- [12]. International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures, 2006, J. Matos and H. Chanson. Waves caused by landslides into reservoirs and their Impacts on dams.
- [13]. L Garrote, F. Laguna, Generación de olas por deslizamiento. Jornadas técnicas sobre estabilidad de laderas en embalses. Zaragoza (2007).
- [14]. Elmer Leandro Barzallo Sarmiento y Carlos Rafael Guerrero Merchán. Estudio y Caracterización de criterios para la estimación del bordo libre en presas de tierra con aplicación al proyecto PACALORI, [pág. 23-29]. Octubre, 2013
- [15]. PROMAS. «Estudio de Prefactibilidad del Proyecto PACALORI.» Cuenca, Ecuador, 2013.
- [16]. PROMAS-Universidad de Cuenca, 2013. Tomo 3: Estudio de Factibilidad: Climatología, Hidrología, Sedimentología y Balance Hídrico.