



FACULTAD DE INGENIERÍA

Memoria del proyecto para optar al Título de
Ingeniero Civil Oceánico

ANÁLISIS COMPARATIVO DE FORMULACIONES PARA EL DISEÑO DE DIQUES EN TALUD DE ROCA Y LA VERIFICACIÓN DE SU APLICABILIDAD EN CHILE

Cindy Loreto Bernal Ponce

Octubre 2015

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE FORMULACIONES PARA EL DISEÑO DE DIQUES EN TALUD DE
ROCA Y LA VERIFICACIÓN DE SU APLICABILIDAD EN CHILE**

Cindy Loreto Bernal Ponce

COMISIÓN REVISORA

NOTA

FIRMA

MATÍAS QUEZADA L.
Profesor Guía

MAURICIO REYES G.
Docente

PATRICIO WINCKLER G.
Docente

Declaración

Este trabajo, o alguna de sus partes, no ha sido presentado anteriormente en la Universidad de Valparaíso, institución universitaria chilena o extranjera u organismo de carácter estatal, para evaluación, comercialización u otros propósitos. Salvo las referencias citadas en el texto, confirmo que el contenido intelectual de este Proyecto de Título es resultado exclusivamente de mis esfuerzos personales.

La Universidad de Valparaíso reconoce expresamente la propiedad intelectual del autor sobre esta Memoria de Titulación. Sin embargo, en caso de ser sometida a evaluación para los propósitos de obtención del Título Profesional de Ingeniero Civil Oceánico, el autor renuncia a los derechos legales sobre la misma y los cede a la Universidad de Valparaíso, la que estará facultada para utilizarla con fines exclusivamente académicos.

Matías Quezada Labra

Profesor Guía

Cindy Bernal Ponce

Alumna Memorista

Dedicatoria

A Juan y Gloria, mis padres

CONTENIDOS

1	Introducción	10
2	Objetivos	11
2.1	Objetivo general	11
2.2	Objetivos específicos	11
3	Marco teórico	12
3.1	Tipologías estructurales de rompeolas	12
3.1.1	Dique vertical	12
3.1.2	Dique mixto	13
3.1.3	Dique en talud	13
3.2	Evolución histórica del diseño	20
3.3	Ecuaciones disponibles a la fecha	21
3.3.1	Fórmula de Castro (1933)	22
3.3.2	Fórmula de Iribarren (1938)	22
3.3.3	Fórmula de Mathews (1948)	23
3.3.4	Fórmula de Epstein & Tyrrel (1949)	23
3.3.5	Fórmula de Hickson & Rodolf (1951)	24
3.3.6	Fórmula de Larras (1952)	24
3.3.7	Fórmula de Hedar (1953)	25
3.3.8	Fórmula de Beaudevin (1955)	25
3.3.9	Fórmula de Hudson (1959)	26
3.3.10	Fórmula de Goldstein & Kononenko (1959)	27
3.3.11	Fórmula de SN-92-60 (1960)	27
3.3.12	Fórmula de Rybtchevsky (1964)	28
3.3.13	Fórmula de Svee (1965)	28
3.3.14	Fórmula de Iribarren (1965)	29
3.3.15	Fórmula de Metelicyna (1967)	29
3.3.16	Fórmula de Font (1968)	30
3.3.17	Fórmula de Taylor (1973)	30
3.3.18	Fórmula de SPM (1977)	30
3.3.19	Fórmula de Losada & Giménez-Curto (1979)	31
3.3.20	Fórmula de SPM (1984)	32
3.3.21	Fórmula de Hedar (1986)	33
3.3.22	Fórmula de Ryu & Sawaragi (1986)	34
3.3.23	Fórmula de Medina & McDougal (1988)	35

3.3.24	Fórmula de Van der Meer (1988a)	35
3.3.25	Fórmula de Kaku, Kobayashi & Ryu (1991).....	37
3.3.26	Fórmula de Koev (1992).....	38
3.3.27	Fórmula de Ben Belfadhel et al. (1993)	39
3.3.28	Fórmula de Ryu & Kim (1994)	40
3.3.29	Fórmula de Vidal et al. (1999)	41
3.3.30	Fórmula de Hald & Burcharth (2000).....	43
3.3.31	Fórmula de Van Gent (2003).....	44
3.3.32	Fórmula de Melby & Hughes (2003).....	45
3.3.33	Fórmula de Yoo & Yoon (2013).....	46
4	Metodología	48
4.1	Análisis de sensibilidad	49
4.1.1	Alcances del análisis de sensibilidad.....	50
4.1.2	Definición de grupos de fórmulas	51
4.1.3	Definición de las características del oleaje	52
4.1.4	Diseño geométrico de alternativas de rompeolas	52
4.1.5	Escenarios	53
4.2	Aplicación a proyectos en Chile	54
4.2.1	Fuentes de información y tipos de proyectos considerados	54
4.2.2	Selección de las fórmulas	55
4.2.3	Verificación de las fórmulas	56
5	Resultados	57
5.1	Características de oleaje en Chile	57
5.1.1	Periodo y altura de ola	57
5.1.2	Altura umbral.....	57
5.1.3	Número de ola	58
5.2	Análisis de sensibilidad	61
5.2.1	Grupo 1.....	61
5.2.2	Grupo 2.....	67
5.2.3	Grupo 3.....	68
5.2.4	Grupo 4.....	69
5.2.5	Grupo 5.....	81
5.2.6	Grupo 6.....	89
5.2.7	Grupo 7.....	92
5.2.8	Grupo 8.....	97

5.2.9	Comentario general.....	100
5.3	Aplicación a proyectos en Chile	101
5.3.1	Estudio Bellavista, Valparaíso	101
5.3.2	Estudio El Trocadero, Antofagasta.....	104
5.3.3	Estudio Paraíso, Antofagasta.....	106
5.3.4	Estudio El Laucho, Arica	108
5.3.5	Estudio El Salitre, Antofagasta.....	110
5.3.6	Estudio de Tocopilla, Antofagasta	113
5.3.7	Comentario general.....	114
6	Discusión	115
7	Conclusiones y recomendaciones	116
8	Referencias bibliográficas	118
9	Anexos.....	123
9.1	Título 5.3.....	123

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1: Funciones básicas de los elementos de una estructura típica de roca	14
Tabla 3-2: Evaluación general del uso de rocas en estructuras marítimas	18
Tabla 3-3: Criterios disponibles para utilización de filtros para estructuras costeras.....	19
Tabla 3-4: Lista de fórmulas según año y autor para su respectivo tipo de oleaje.	21
Tabla 3-5: Criterios para utilizar la constante de estabilidad (extracto de la tabla).....	26
Tabla 3-6: Valores recomendados de KD para diseñar el tronco de la estructura	27
Tabla 3-7: Criterio para utilizar la constante de estabilidad en la fórmula de SPM (1977)....	31
Tabla 3-8: Coeficientes para la ecuación de Losada & Giménez-Curto (1979).....	32
Tabla 3-9: Criterio para utilizar la constante de estabilidad.....	33
Tabla 3-10: Datos necesarios para resolver la fórmula de Hedar (1986).	34
Tabla 3-11: Daño para rompeolas de roca con diámetros de 2 capas de ancho.	37
Tabla 3-12: Criterios de Estabilidad y Reverso R ($E_p = 2 D_n^{50}$).	40
Tabla 3-13: Parámetros de ajuste para A, B y C diferenciado por sector.....	43
Tabla 3-14: Parámetros ajustados en los modelos de fuerza.	44
Tabla 3-15: Coeficientes en relación al tipo de coraza	47
Tabla 4-1: Formulaciones agrupadas	51
Tabla 4-2: Fórmulas elegidas	56
Tabla 5-1: Localidades y sus respectivas H_{umbral}	57
Tabla 5-2: Coeficientes equivalentes a diferentes niveles de daño.....	82
Tabla 5-3: Características principales proyecto Valparaíso (1988).....	101
Tabla 5-4: Rango de pesos de roca para múltiples autores en el estudio de Valparaíso ...	101
Tabla 5-5: Características principales proyecto Playa Trocadero (2004)	104
Tabla 5-6: Rango de pesos de roca para múltiples autores en el estudio de Trocadero	104
Tabla 5-7: Características principales proyecto Playa Paraíso (2007)	106
Tabla 5-8: Rango de pesos de roca para múltiples autores en el estudio de Paraíso	106
Tabla 5-9: Características principales proyecto Playa El Laucho (2008)	108
Tabla 5-10: Rango de pesos de roca para múltiples autores en el estudio de El Laucho ...	108
Tabla 5-11: Características principales proyecto Playa El Salitre (2010)	110
Tabla 5-12: Rango de pesos de roca para múltiples autores en el estudio de El Salitre	110
Tabla 5-13: Características principales proyecto Termoeléctrica Tocopilla (2012)	113
Tabla 5-14: Rango de pesos de roca para múltiples autores en el estudio de Tocopilla.	113
Tabla 9-1: Datos del estudio Bellavista, Valparaíso.....	123
Tabla 9-2: Datos del estudio El Trocadero, Antofagasta.....	124
Tabla 9-3: Datos del estudio Paraíso, Antofagasta.....	124
Tabla 9-4: Datos del estudio El Laucho, Arica.	124
Tabla 9-5: Datos del estudio El Salitre, Antofagasta.....	124
Tabla 9-6: Datos del estudio Tocopilla, Antofagasta.....	125

LISTA DE FIGURAS

Fig. 3-1: Sección tipo de un dique vertical	12
Fig. 3-2: Dique mixto	13
Fig. 3-3: Elementos que componen un dique en talud típico	13
Fig. 3-4: Ejemplos de elementos artificiales	16
Fig. 3-5: Secciones y dimensiones de un rompeolas con sobrepaso cero o moderado.	19
Fig. 3-6: Valores de permeabilidad según Van der Meer (1988a).	37
Fig. 3-7: Sección activa expuesta al daño.	39
Fig. 3-8: Vista en planta de un rompeolas tipo y sus divisiones.	41
Fig. 3-9: Definición del sector de estabilidad crítica.	42
Fig. 4-1: Mapa conceptual de la metodología de trabajo.	48
Fig. 4-2: Esquema de parámetros considerados.	49
Fig. 4-3: Dimensiones de un camión estándar.	53
Fig. 4-4: Diseño base para sensibilización de escenarios.	54
Fig. 5-1: Número de ola (N_z) para las localidades de estudio.	58
Fig. 5-2: Análisis del peralte del oleaje por localidad.	59
Fig. 5-3: Análisis del peralte del oleaje incluyendo todas las zonas de estudio.	60
Fig. 5-4: Comparación de formulaciones del "Grupo 1" analizadas en diferentes taludes.	61
Fig. 5-5: Ecuaciones del "Grupo 1" analizadas en diferentes taludes	63
Fig. 5-6: Evaluación de la variación $K \cdot f(\alpha)$ para el "Grupo 1"	65
Fig. 5-7: Gráfica particular de las fórmulas de Iribarren (1938) y Svee (1965)	65
Fig. 5-8: Variación de fórmulas del "Grupo 2" según talud (izq.) y función α (der.)	67
Fig. 5-9: Variación de fórmulas del "Grupo 3" según talud (izq.) y función α (der.)	68
Fig. 5-10: Comportamiento de la fórmula de Koev para una profundidad de 5[m]	69
Fig. 5-11: Comportamiento de la fórmula de Larras para una profundidad de 5[m]	70
Fig. 5-12: Evaluación de la variación $K \cdot f(\alpha)$ para el "Grupo 4"	72
Fig. 5-13: Fórmula de Losada & Giménez-Curto para una profundidad de 5[m]	72
Fig. 5-14: Comparación de formulaciones del "Grupo 4" para una profundidad de 5 [m]	73
Fig. 5-15: Comportamiento de la fórmula de Koev para una profundidad de 10[m]	74
Fig. 5-16: Comportamiento de la fórmula de Larras para una profundidad de 10[m]	74
Fig. 5-17: Fórmula de Losada & Giménez-Curto para una profundidad de 10 [m]	75
Fig. 5-18: Análisis del factor exponencial en la ecuación de Losada & Giménez-Curto	76
Fig. 5-19: Comparación de formulaciones del "Grupo 4" para una profundidad de 10[m]	76
Fig. 5-20: Comportamiento de la fórmula de Koev para una profundidad de 15[m]	77
Fig. 5-21: Comportamiento de la fórmula de Larras para una profundidad de 15[m]	78
Fig. 5-22: Fórmula de Losada & Giménez-Curto para una profundidad de 15 [m]	78
Fig. 5-23: Formulación de Losada & Giménez-Curto para diferentes taludes	79
Fig. 5-24: Comparación de formulaciones del "Grupo 4" para una profundidad de 15 [m]	80
Fig. 5-25: Comparación de taludes contemplando daño inicial en el rompeolas.	81
Fig. 5-26: Comparación de taludes contemplando daño intermedio en el rompeolas.	83
Fig. 5-27: Evaluación de distintos taludes con respecto a un número de ola igual a 6000.	84
Fig. 5-28: Evaluación de distintos taludes con respecto a un número de ola igual a 7000.	85
Fig. 5-29: Evaluación de distintos taludes con respecto a un número de ola igual a 7500.	85
Fig. 5-30: Evaluación de distintos taludes con respecto a un número de ola igual a 10000.	85
Fig. 5-31: Comparación VdM AS (1988a) para diferentes cotangentes con $N_z=6000$	86
Fig. 5-32: Evaluación de la variación $K \cdot f(\alpha)$ para fórmula Van der Meer (1988a)	87
Fig. 5-33: Evaluación de la variación $K \cdot f(\alpha)$ para fórmula de Van Gent (2003)	88

Fig. 5-34: Ecuaciones del "Grupo 6" analizadas en diferentes taludes.	89
Fig. 5-35: Evaluación de la variación $K^*(\alpha)$ para el "Grupo 6"	90
Fig. 5-36: Comparación de las fórmulas analizadas desde el "Grupo 1 al 6" ($\cot\alpha=1.5$)	92
Fig. 5-37: Comparación de las fórmulas analizadas desde el "Grupo 1 al 6" ($\cot\alpha=2.0$)	93
Fig. 5-38: Comparación de las fórmulas analizadas desde el "Grupo 1 al 6" ($\cot\alpha=2.5$)	94
Fig. 5-39: Comparación de las fórmulas analizadas desde el "Grupo 1 al 6" ($\cot\alpha=3.0$)	95
Fig. 5-40: Variación de periodo para la fórmula de Larras (1952)	97
Fig. 5-41: Variación de periodo para la fórmula de Losada & Giménez-Curto (1979)	97
Fig. 5-42: Variación de periodo para la fórmula de Koev (1992)	98
Fig. 5-43: Variación de periodo para la fórmula de VdM AP (1988a)	98
Fig. 5-44: Variación de periodo para la fórmula de VdM AS (1988a)	99
Fig. 5-45: Variación de periodo para la fórmula de Vidal (1999)	99
Fig. 5-46: Pesos de roca en el estudio de Valparaíso - Alternativa 1	102
Fig. 5-47: Pesos de roca en el estudio de Valparaíso - Alternativa 2	103
Fig. 5-48: Pesos de roca en el estudio de Trocadero	105
Fig. 5-49: Pesos de roca en el estudio de Paraíso	107
Fig. 5-50: Pesos de roca en el estudio de El Laucho	109
Fig. 5-51: Pesos de roca en el estudio de El Salitre – Alternativa 1	111
Fig. 5-52: Pesos de roca en el estudio de El Salitre – Alternativa 2	112
Fig. 5-53: Pesos de roca en el estudio Tocopilla	114

RESUMEN

En este estudio se desarrolla una investigación cuyo objetivo es realizar un análisis comparativo de formulaciones para el diseño de diques en talud. Se recopiló literatura especializada para identificar la mayor cantidad de ecuaciones, y con éstas se efectuaron análisis de sensibilidad que permitieron obtener los pesos de las rocas. Se observó el comportamiento de los resultados y se eligieron las fórmulas más relevantes según el autor suscrito.

Una vez hecha la selección, se contrastaron los datos hallados, con los extraídos de seis estudios ejecutados por el Instituto Nacional de Hidráulica (en adelante INH), éstos comprueban la estabilidad de la estructura a través de ensayos, tanto bidimensionales como tridimensionales. Los resultados encontrados fueron disímiles en relación a los entregados por el INH, lo que dio pie para generar interrogantes e intentar dilucidar estas desigualdades.

Al alcanzar el fin del estudio, fue imposible dar por terminado el análisis, debido a los parámetros que no se vieron representados por un ajuste certero de las ecuaciones de diseño existentes. Es por lo anterior que se recomienda enérgicamente un ensayo de laboratorio para la concepción de una fórmula de origen nacional que contemple las características adecuadas para las condiciones que se presentan en Chile.

1 INTRODUCCIÓN

Un dique en talud es una estructura diseñada principalmente para la disipación de la energía del oleaje y defensa de sectores que no cuentan con abrigo natural. La construcción de éstos ha evolucionado a través del tiempo, experimentando variadas técnicas y procesos con el propósito de crear espacios protegidos.

En siglo XIX, la construcción de las obras se basaba en la observación del oleaje y a partir de la experiencia del diseñador, se estimaban los pesos de las rocas (American Society of Civil Engineers, 2003). Esta práctica resultaba ineficiente, porque necesitaba de modificaciones constantes y no cumplía a cabalidad la función de disipar la energía de las olas.

Luego de años de historia, pruebas, errores y aprendizajes, los primeros que se aventuraron a generar una solución matemática fueron los españoles (Castro, 1933; Iribarren, 1938), quienes concibieron las formulaciones primarias y comenzaron estudios para obtener de manera certera el tonelaje de la coraza de un dique. A partir de estos hechos, existen variadas ecuaciones que sostienen el diseño de los rompeolas, sin embargo en Chile, este proceso se limita generalmente, al uso de la fórmula concebida por Hudson (1959). Por lo antes mencionado, nace la inquietud de conocer la razón que motiva el uso de una única fórmula, y además, se hace necesario ahondar en las nociones básicas de los componentes de una obra de abrigo, para contar con las herramientas necesarias que permitan comprender los factores que inciden en el diseño.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

- Realizar un análisis comparativo de formulaciones para el diseño de diques en talud de roca y verificar su aplicabilidad en Chile.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para verificar la aplicabilidad de las formulaciones en Chile, se establecieron los siguientes objetivos:

- Analizar, describir y sensibilizar las fórmulas de diseño de estabilidad de los elementos de escollera disponibles en la literatura especializada.
- Verificar en los proyectos analizados si se han cumplido los rangos de validez de las ecuaciones empleadas.
- Establecer criterios para la ampliación de los rangos de validez en las costas chilenas, específicamente en los lugares analizados.
- Sensibilizar las ecuaciones de diseño y verificar las condiciones de oleaje para las cuales se cumple su aplicación en Chile.

3 MARCO TEÓRICO

3.1 TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES DE ROMPEOLAS

Existen variadas formas de construir un rompeolas y usualmente están asociadas a las capacidades de las empresas constructoras, las características propias de la zona en la cual se materializa la obra y los recursos disponibles.

Las tipologías estructurales que componen el abanico de construcción de los rompeolas incluyen los diques verticales, mixtos, berma, sumergidos, flotantes, pantalla y diques en talud (Dirección de Obras Portuarias, 2013 y Losada, 2006).

En relación a este estudio, las tipologías estructurales a analizar son los diques verticales, mixtos y en talud.

3.1.1 DIQUE VERTICAL

La constitución de la estructura se basa en una pared vertical convencional rígida, impermeable, gravitacional (su estabilidad está basada en el peso) y su principal característica hidráulica es reflejar la energía del oleaje.

En general, su composición contempla cajones, bloques o pantallas, apoyados sobre una cama de enrocado (banqueta) de escollera de un cierto espesor como lo indica la Fig. 3-1.

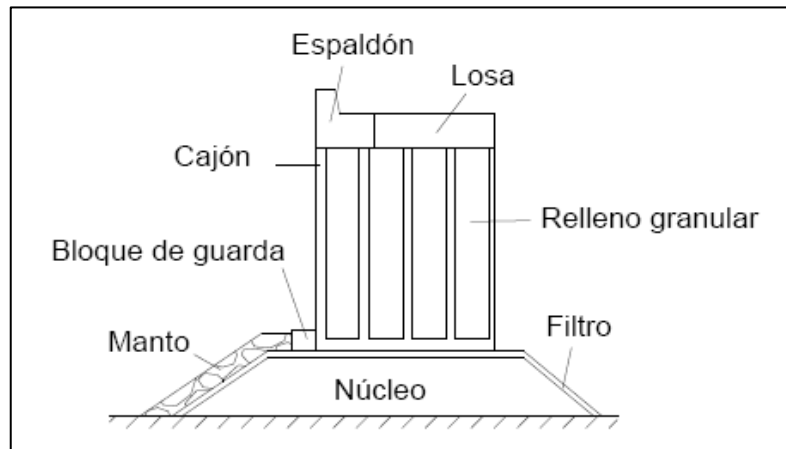


Fig. 3-1: Sección tipo de un dique vertical
Fuente: Elaboración propia adaptada de Winckler (2008).

3.1.2 DIQUE MIXTO

El dique mixto considera una composición vertical y en talud. Está formado por un cajón y por un conjunto de rocas que se utilizan en el núcleo, filtro y coraza como lo muestra la Fig. 3-2. La principal característica hidráulica de estas estructuras es que el oleaje puede romper contra la pared vertical.

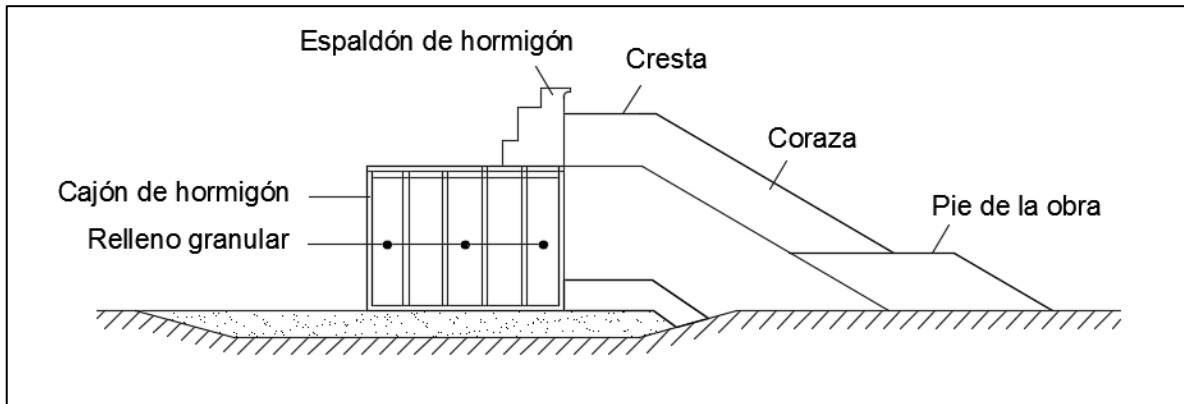


Fig. 3-2: Dique mixto
Fuente: Elaboración propia adaptada de Winckler (2008).

3.1.3 DIQUE EN TALUD

Un dique en talud, según CIRIA, CUR & CETMEF (2007), comprende varios elementos, cada uno de los cuales tiene una función específica dentro de la totalidad de la estructura (ver Fig. 3-3). Por lo general se consideran: la estabilidad de la coraza, una fundación segura para minimizar el asentamiento, el pie de la obra para prevenir la socavación y una cresta adecuada para la protección. La importancia de cada elemento es relativa al tipo de estructura que se desea construir.

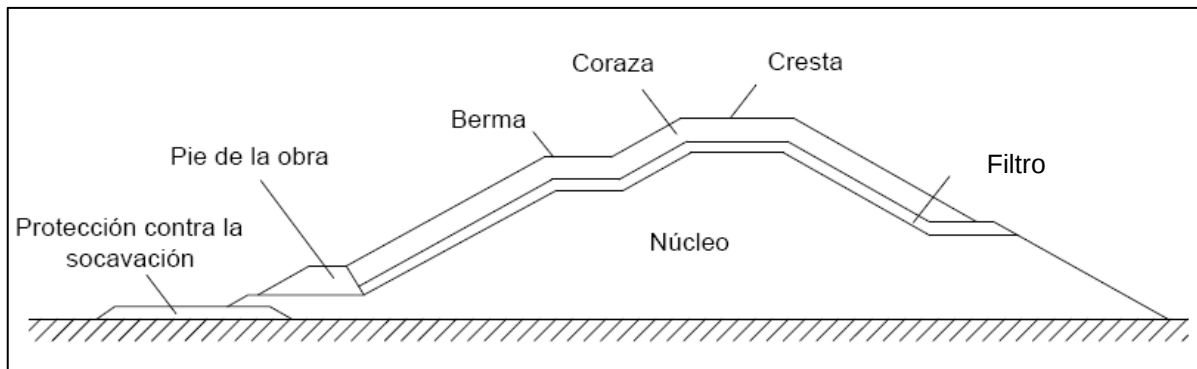


Fig. 3-3: Elementos que componen un dique en talud típico
Fuente: Elaboración propia adaptada de CIRIA, CUR, & CETMEF (2007)

En la Tabla 3-1 se presenta de manera resumida las funciones típicas de los elementos que componen un talud de rocas.

Elemento	Función
Protección contra la socavación	• Previene la erosión y socavación del pie de la obra
Núcleo	• Atenúa la transmisión del oleaje • Soporta la coraza y filtro • Provee estabilidad geotécnica
Berma	• Atenúa la acción del oleaje, run-up y sobrepaso • Brinda estabilidad geotécnica adicional
Pie de la obra	• Provee un soporte estable para la coraza
Filtro	• Protege el subsuelo/núcleo de la erosión • Actúa como drenaje • Capa reguladora que provee una superficie apropiada para la colocación de la coraza • Separa la coraza del material de menor tamaño y reduce el gradiente hidráulico en el subsuelo/núcleo
Coraza	• Previene la erosión del filtro y el núcleo producidas por la acción del oleaje • Disipa la energía del oleaje
Cresta	• Atenúa el sobrepaso • Permite el acceso para el mantenimiento

Tabla 3-1: Funciones básicas de los elementos de una estructura típica de roca
Fuente: CIRIA, CUR & CETMEF (2007)

Los diques en talud son construidos mayoritariamente con material de cantera, situando rocas en la coraza o elementos prefabricados, lo que protege a la estructura del ataque de las olas. Cada elemento se posiciona para garantizar su estabilidad.

La sección transversal de un rompeolas convencional usualmente tiene una geometría de sección trapezoidal, la que varían según el tipo de estructura.

Al momento de elegir qué tipo de estructura construir, se prefieren los rompeolas de roca, ante otro tipo de obra, por las siguientes razones:

- Para construir una estructura exitosamente sólo se necesita equipo, recursos y habilidades profesionales limitadas.
- Si las estructuras han sido bien diseñadas, solo experimentan daños menores cuando son excedidas las condiciones de diseño, resultando una degradación gradual.
- Los errores de construcción, pueden ser corregidos rápidamente, en la mayoría de los casos, antes de que ocurra una destrucción completa. La reparación es relativamente simple y raramente se requiere equipo especializado para realizarlo.

3.1.3.1 Diseño Hidráulico

El diseño hidráulico principalmente determina las cotas de la estructura o lo que algunos autores denominan “diseño alzado”. Este proceso se hace a través del cálculo del run-up/run-down, el sobrepaso, la transmisión y la reflexión; y requiere de la descripción detallada del oleaje al pie de la obra o en sus cercanías.

3.1.3.1.1 Run-up

La estimación del run-up o ascenso del agua sobre el talud, cobra importancia al momento de diseñar hidráulicamente, considerando que los trenes de olas alcanzan un dique, se deforman, rompen, suben y bajan (run-down) sobre el talud y finalmente se reflejan. Usualmente el flujo más crítico ocurre bajo el nivel de reposo y el máximo run-down.

El run-up es función de las variables de oleaje como la altura, esbeltez, dirección, el periodo del oleaje incidente, la rugosidad de la superficie, la permeabilidad, la porosidad, el ángulo del talud y si cuenta o no con una berma.

3.1.3.1.2 Sobrepaso

Se define como la cantidad de agua que rebasa la estructura sobre la coronación de la misma. Esto se produce por un diseño que implica cotas menores al ascenso del oleaje, por caída de masas de agua debidas a flujos verticales de impacto contra el dique o a salpicaduras de agua arrastradas por el viento.

El sobrepaso puede provocar diversos problemas como daño físico a personas o al talud trasero por sobrecarga, inundación, socavación, además de afectar a vehículos o embarcaciones, entre otros.

3.1.3.1.3 Reflexión

Es el proceso por el cual la energía de un tren de olas genera otro en sentido contrario, al chocar contra un elemento. La reflexión se modifica según el objeto con el que se encuentre y sus características.

Entre los problemas que puede presentar la existencia de una reflexión excesiva, se encuentra la socavación de las obras y además la erosión en las playas adyacentes, si es que las hubiere.

3.1.3.1.4 Transmisión

Se produce cuando el oleaje atraviesa una estructura permeable. La transmisión depende del número de capas de la sección, espesor de las mismas y tamaño de los materiales.

3.1.3.2 Diseño Estructural

Las estructuras costeras se diseñan para satisfacer una cantidad de criterios establecidos, incluyendo estabilidad estructural, funcionalidad, impacto ambiental y vida útil entre otros. Los criterios de estabilidad usualmente se presentan en términos de condiciones extremas, lo que se traduce en estimar la sobrevivencia de la obra ante daños significativos. En el análisis se incluye eventos recurrentes con periodos de retorno de 50 a 100 años.

3.1.3.2.1 Diseño de los elementos de Coraza

Los elementos de defensa son de principal importancia en el diseño y comportamiento del rompeolas, y pueden ser tanto artificiales como rocas. El parámetro considerado con mayor frecuencia para establecer las dimensiones del elemento de coraza, es la altura de ola, y dependiendo de la fórmula de diseño, otros cobran importancia.

3.1.3.2.1.1 Elementos artificiales

Los elementos artificiales se presentan en variadas formas tal como lo indica la Fig. 3-4. Estos son utilizados en la coraza, debido a que aumentan la trabazón. Existen también otras razones para su uso, como por ejemplo, que no se disponga de roca en las cercanías de la construcción o que los elementos de hormigón en la obra sean más económicos que considerar el traslado de rocas, en ocasiones las canteras cercanas no cuentan con los pesos requeridos o generan cantidades limitadas en relación a lo necesario.

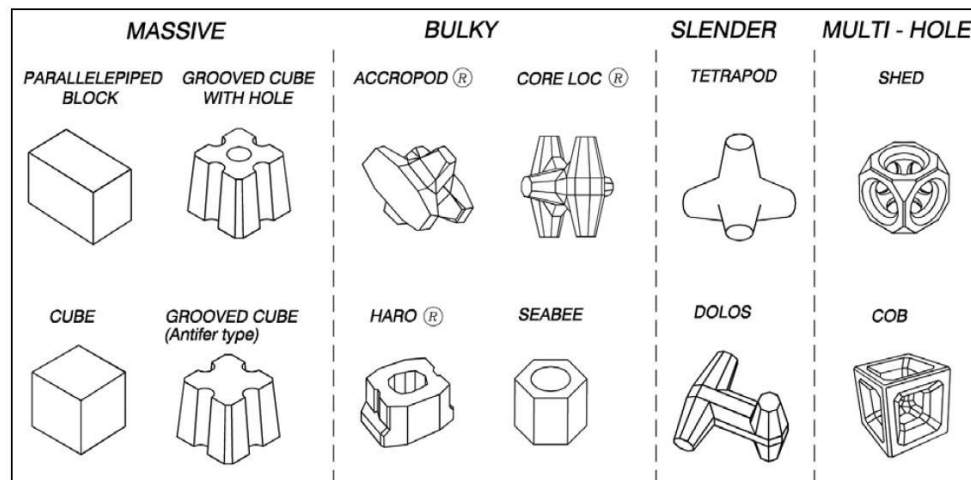


Fig. 3-4: Ejemplos de elementos artificiales
Fuente: U.S. Army Corps of Engineers (2006)

3.1.3.2.1.2 Rocas

Comúnmente se utilizan como material de construcción en ambientes marinos y fluviales para proveer protección contra la socavación y la erosión de la obra. Las rocas utilizadas deben ser sólidas, durables y duras, deben estar libres de laminaciones, fisuras y erosión. Deben tener la suficiente solidez para evitar la desintegración por acción del aire, agua salada o la manipulación y colocación. Todas deben ser angulares y de cantera; además la dimensión mayor no debiese ser más grande que tres veces la dimensión menor para evitar inestabilidad geométrica. El Coastal Engineering Research Center (1984) recomienda utilizar rocas con alto peso específico para disminuir el volumen de material requerido en la estructura.

La roca puede ser producida en el rango de 1 hasta 30.000 [Kg], dependiendo de la cantera, y puede utilizarse como coraza, capas inferiores (underlayers) o filtro. Cabe mencionar que existen rocas de mayor tonelaje utilizadas por ejemplo en el mar del norte, específicamente en el Puerto de Bilbao donde llegan hasta las 150 [ton] (Negro, 1995).

Según CIRIA, CUR, & CETMEF (2007), la calidad de las rocas tiene la siguiente clasificación:

- Excelente: ideal. Este material puede ser utilizado sin ningún riesgo de degradación a lo largo de la vida útil de la estructura.
- Buena: mejor que el promedio. Usualmente no se presta mucha atención a este tipo de roca, debido a que generalmente no representa una degradación significativa. En ciertas circunstancias puede presentar degradación progresiva a lo largo de la vida útil del proyecto.
- Marginal: calidad más baja que el promedio. Sin una atención específica, estas rocas pueden presentar degradación significativa. De ser necesario, la construcción, producción o diseño se deben adaptar usando técnicas apropiadas de producción de la cantera con una correcta planificación de los explosivos, incrementar el control de calidad o sobreestimar el tamaño de las rocas considerando adecuadamente la degradación que van a tener.
- Pobre: calidad mucho más baja que el promedio. De ser posible no debiese utilizarse este tipo de roca, pero si existe la necesidad de uso, debe considerarse una mantención periódica y detallada.

Al momento de elegir el tipo de roca a utilizar, la primera opción debiese ser la roca ígnea, debido a que presenta gran durabilidad. Luego, se prefieren las rocas sedimentarias y metamórficas, ya que éstas, requieren mayor dedicación en su cuidado y mantención que la primera alternativa mencionada (Ministerio de Obras Públicas - Dirección de Obras Portuarias, 2013).

Para enmarcar lo antes mencionado, la Tabla 3-2 muestra algunos parámetros relacionados con la roca, indicando usos y clasificaciones.

Roca		Uso			Propiedad	
Grupo	Tipo	Coraza	Filtro	Núcleo	Densidad (t/m ³)	Máximo tamaño
Ígneas	Granito	*	*	*	2,5 - 2,8	CP
	Diorita	*	*	*	2,6 - 3,1	CP
	Gabro	*	*	*	2,8 - 3,2	CP
	Riolita	*	*	*	2,3 - 2,8	CL
	Andesita	*	*	*	2,4 - 3,1	CL
	Basalto	*	*	*	2,5 - 3,1	CP
	Sienita	*	*	*	2,6 - 2,9	CP
Sedimentaria	Cuarcita	*	*	*	2,6 - 2,8	CP
	Arenisca	!	*	*	2,3 - 2,8	CL
	Silestone	!	!	*	2,3 - 2,8	CL
	Pizarra	!	!	*	2,3 - 2,7	CL
	Piedra Caliza	*	*	*	2,3 - 2,7	CP
	Tiza	!	!	*	1,5 - 2,3	CL
Metamórficas	Laja	x	x	*	2,7 - 2,8	CL
	Filita	x	x	*	2,3 - 2,7	CL
	Esquisto	!	!	*	2,7 - 3,2	CL
	Gneis	*	*	*	2,6 - 2,8	CP
	Mármol	*	*	*	2,7 - 2,8	CP
	Serpentinita	*	*	*	2,5 - 2,6	CL
	Eclogita	*	*	x	3,3 - 3,6	CP
* Adecuado para uso				CL: Clasificación ligera (5 - 300 [Kg])		
! Atención específica para asegurar adecuación				CP: Clasificación pesada (300 - 15000[Kg])		
x No adecuado						

Tabla 3-2: Evaluación general del uso de rocas en estructuras marítimas
Fuente: Traducida de CIRIA, CUR, & CETMEF (2007)

3.1.3.2.2 Diseño de Filtro

Los rompeolas cuentan con uno o más capas intermedias denominadas filtros. Una de sus funciones es evitar que se escape el material del núcleo, además ayudan a la distribución del peso de la estructura y a un asentamiento más uniforme.

La Tabla 3-3 presenta observaciones y recomendaciones de uso para el diseño de los filtros.

Investigadores	Criterio del filtro	Observaciones
Belyashesv-Skii et al. (1972)	$D_{60}/D_{10} < 0.2 D_{50}/d_{50}$	para filtros de roca graduada
Ahrens (1975)	$D_{15}/d_{15} < 4$	para filtros en defensa tipo riprap
Thompson and Shuttler (1976)	$D_{15}/d_{85} < 4$ $D_{50}/d_{50} < 7$ $D_{15}/d_{15} < 7$	para filtros en defensa tipo riprap
De Graauw et al. (1983)	$D_{50}/d_{50} < 2$ a 3	para filtros sometidos a cargas cíclicas
Van Orschot (1983)	$D_{50}/d_{50} < 3$	para filtros de rompeolas de escollera W_{50} = Peso promedio de la roca
	$W_{50} \text{ (coraza)} / W_{50} \text{ (filtro)} < 25$ a 30	
	$D_{\text{(coraza)}}/d_{\text{(filtro)}} < 2.2$	para rocas de coraza uniforme (rompeolas)
SPM (1984)	$D_{15}/d_{85} < 5.0$	para corazas de piedra, filtros y bases.
Engineer Manual (1986)	$D_{15}/d_{85} < 4$ a $5 < D_{15}/d_{15}$	para filtros en suelo de roca graduada (roca utilizada para estabilizar suelos)
	$D_{15}/d_{15} < 4$	para filtros de roca de coraza

Tabla 3-3: Criterios disponibles para utilización de filtros para estructuras costeras.
Fuente: Permanent International Association of Navigation Congresses, PIANC (2003)

3.1.3.2.3 Diseño de Núcleo

El núcleo es el interior de un rompeolas mucho menos permeable que todas las capas exteriores. Está formado por material de cantera de explotación masiva y su peso está directamente relacionado con el de la coraza como lo indica la Fig. 3-5.

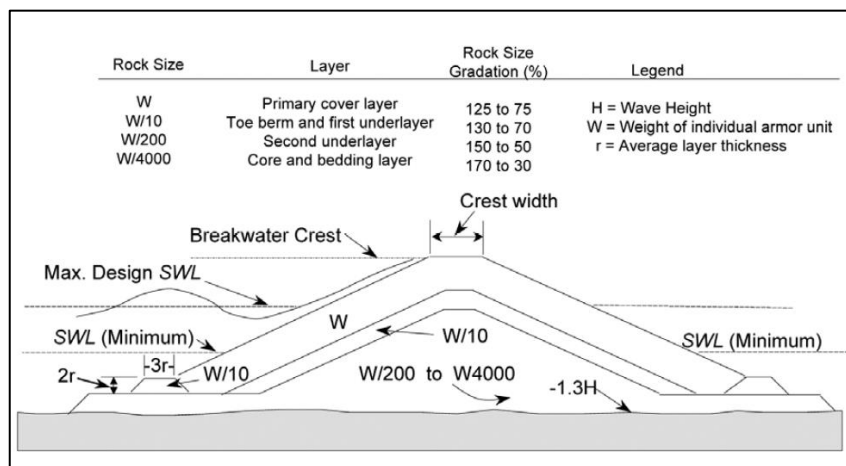


Fig. 3-5: Secciones y dimensiones de un rompeolas con sobrepaso cero o moderado.
Fuente: U.S. Army Corps of Engineers (2006)

3.2 EVOLUCIÓN HISTÓRICA DEL DISEÑO

Para establecer las formulaciones a analizar, se realizó una recopilación bibliográfica de las ecuaciones de estabilidad de los rompeolas de roca. Se recurrió a múltiples documentos, publicaciones científicas y manuales para ahondar en las fórmulas disponibles y a través de esta revisión se procura indicar cuáles, en opinión del autor suscrito, son las más adecuadas. Cabe mencionar que esta investigación pretende hacer un recuento de las formulaciones existentes y no profundiza en el desarrollo de cada ecuación, para lo cual se recomienda revisar los artículos completos en la bibliografía citada.

La relación entre la altura de ola y el peso de la roca de coraza de un rompeolas ha estado expresada a través de un gran número de fórmulas empíricas o semiempíricas (British Standards Institution, 1991). Se han propuesto múltiples fórmulas para establecer el tamaño de los elementos de la coraza en los últimos 80 años, sin embargo, el primer autor en pronunciarse respecto fue De Castro (1933). Posteriormente Iribarren (1938) presenta una formulación para calcular el peso de las rocas de coraza, incluyendo la relación entre la pendiente del talud, la densidad relativa, y la inclusión de dos coeficientes dependientes uno del tipo de roca y el otro del rozamiento. A través de una modificación en la altura de ola, Iribarren y Nogales (1950) generalizan la fórmula de Iribarren (1938) e insertan el efecto de la profundidad y el periodo. Siguiendo la línea de los autores recién nombrados, Larras (1952) presenta otra ecuación que incluye la profundidad y la longitud de onda.

La formulación más utilizada, según Yoo (2008), es la presentada por Hudson (1959), la que exhibe componentes similares a los indicados por Iribarren (1938). Posteriormente, según Permanent International Association of Navigation Congresses (1976), las investigaciones fueron llevadas a cabo por Goldstein y Kononenko (1959), SN-92-60 (1960), Rybtchevsky (1964) y Svee (1965). Iribarren (1965) limita la utilización de su fórmula a roturas sobre el talud en voluta, lo que de forma indirecta considera el efecto del periodo en la estabilidad. Al año siguiente, Carstens et al. (1966) entrega uno de los primeros resultados considerando oleaje irregular. Un año después, siguiendo la línea de los autores antes mencionados, Metelicyna (1967) continua el proceso investigativo aportando una fórmula de su autoría. Otro de los factores que no había sido considerado antes fue el introducido por Font (1968) quien prueba empíricamente la influencia de la duración de los temporales en la estabilidad de los rompeolas.

En los años siguientes, según Huerta (2006), se conciben las siguientes formulaciones: Van Oorschot y d'Angremond (1968), Battjes (1974, 1976), Ahrens & McCartney (1975), Bruun & Johannesson (1976, 1977), Bruun & Günbak (1976, 1977, 1978), Magoon & Baird (1977), SPM (1977), Losada & Giménez-Curto (1979a), SPM (1984), Hedar (1986), Ryu & Sawaragi (1986), Medina & McDougal (1988), Kaku, Kobayashi & Ryu (1991), Koev (1992), Ben Belfadhel et al. (1993), Ryu & Kim (1994), entre otras. Sin embargo quien realizó un aporte sustancial al campo de investigación fue Van der Meer (1988a), incorporando parámetros como el número de ola, la permeabilidad, el área erosionada y el nivel de daño en la estructura. Años más tarde Vidal et al. (1992, 1993, 1994a) se sumerge por primera vez en los estudios, por secciones, de los rompeolas rebasables y sumergidos. Melby & Hughes (2003) suman un nuevo parámetro al análisis: el máximo flujo de momento. Van Gent (2003) por su parte, modifica la ecuación de Van der Meer (1988a) cambiando los coeficientes e incorporando un valor que se calcula a partir de la relación entre el diámetro nominal de la roca del núcleo y de la coraza. Con respecto a estudios más actuales, se tiene que en el año 2013 los coreanos Yoo & Yoon introducen un nuevo parámetro llamado "pendiente de acción

de onda” para representar las condiciones locales del oleaje en aguas someras a través del uso de valores de celeridad de onda, longitud y altura de ola.

3.3 ECUACIONES DISPONIBLES A LA FECHA

Múltiples son las ecuaciones existentes para el cálculo de la estabilidad de los rompeolas en talud, es por ello que en este capítulo se hace una recopilación con el fin de tener la mayor cantidad de información posible para establecer el tamaño de roca de la coraza de cualquier rompeolas a construir.

La base de esta recopilación es un informe de PIANC (Permanent International Association of Navigation Congresses) del año 1976 —donde se presenta un listado de 16 fórmulas a partir del año 1933— el cual sirve para discriminar qué utilizar a la hora de diseñar. Se debe mencionar que se realizó una compilación de cada paper individualmente y de todos los informes asociados adicionales.

En el listado sobresalen algunas fórmulas debido a la influencia que han tenido en materia ingenieril. Estas son la formulación de Iribarren (1938, 1965), Hudson (1959) y Van der Meer (1988a), las que están profundamente relacionadas ya que cada una de ellas fue creada basándose en la modificación de la ecuación cronológicamente anterior. Los últimos tres autores mencionados consideran trabajos investigativos que cuentan con un amplio espectro de datos y trabajo de laboratorio, extendidos por una cantidad de tiempo suficiente para generar resultados confiables, lo que ayuda a precisar los coeficientes y a establecer su validez.

En la Tabla 3-4 se clasifican las fórmulas por el año de creación y posteriormente para qué tipo de oleaje fueron desarrolladas.

#	Autor	Año	Tipo de Oleaje	#	Autor	Año	Tipo de Oleaje
1	Castro	1933	Regular	18	SMP	1977	Regular
2	Iribarren	1938	Regular	19	Losada & Giménez-Curto	1979	Regular
3	Mathews *	1948	Regular	20	SPM	1984	Regular
4	Epstein & Tyrrel *	1949	Regular	21	Ryu & Sawaragi	1986	Irregular
5	Hickson & Rodolf	1951	Regular	22	Hedar	1986	Regular
6	Larras *	1952	Regular	23	Medina & McDougal *	1988	Se desconoce
7	Hedar	1953	Regular	24	Van der Meer	1988	Irregular
8	Beaudevin *	1955	Regular	25	Kaku, Kobayashi & Ryu *	1991	Irregular
9	Hudson	1959	Regular	26	Koev	1992	Regular
10	Goldschtein & Kononenko *	1959	Regular	27	Belfadhel et al.	1993	Regular
11	SN - 92-60 *	1960	Regular	28	Ryu & Kim	1994	Irregular
12	Rybtchevsky *	1964	Regular	29	Vidal et al.	1999	Irregular
13	Svee *	1965	Regular	30	Hald & Burcharth	2000	Irregular
14	Iribarren	1965	Regular	31	Melby & Hughes	2003	Irregular
15	Metelicyna *	1967	Regular	32	Van Gent	2003	Irregular
16	Font	1968	Regular	33	Yoo & Yoon	2013	Irregular
17	Taylor *	1973	Se desconoce				

* Documentos originales no disponibles o incompatibilidad de idiomas

Tabla 3-4: Lista de fórmulas según año y autor para su respectivo tipo de oleaje.
Fuente: Elaboración Propia

A continuación se hará un recuento de algunas formulaciones encontradas, de acuerdo a su utilización en este documento.

3.3.1 FÓRMULA DE CASTRO (1933)

“Eduardo de Castro fue director del puerto de Musel, en Guijón y profesor en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid. En la publicación no se hace alusión en cómo se dedujo dicha formulación pero si a los principios que se utilizaron para obtenerla” (Adaptado de Diques de Escollera, Del Villar y García 2008). La expresión propuesta es:

$$W = \frac{0.704 H^3 \rho_s}{(cot\alpha + 1)^2 \sqrt{cot\alpha - \frac{2}{\rho_s} \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3}} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.2 FÓRMULA DE IRIBARREN (1938)

Ramón Iribarren fue director del Grupo de Puertos de Guipúzcoa y fue el sucesor de Eduardo de Castro en la cátedra de Ingeniería Marítima de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid.

Fue difícil ratificar los coeficientes de esta fórmula debido a la baja cantidad disponible de datos de laboratorio. La ecuación es:

$$W = \frac{K H^3 \rho_s}{(\cos\alpha - \sin\alpha)^3 \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3} \quad \text{Ecuación 2}$$

$\text{para } d \leq 0.06L$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola que rompe en el dique [m]

ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]

d : Profundidad [m]

L : Longitud de ola [m]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]
 K : 0.023 [-]

3.3.3 FÓRMULA DE MATHEWS (1948)

A partir de la fórmula de Iribarren (1938), Mathews desarrolló una ecuación que incluye la pendiente del rompeolas y coeficientes de fricción. Además generó una constante de proporción relacionada directamente con la altura de ola. La fórmula propuesta es:

$$W = \frac{0.0149 H^2 T \rho_s}{(\cos\alpha - 0.75\sin\alpha)^2 \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3} \quad \text{Ecuación 3}$$

$$T = 2.5H$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]
 H : Altura de ola significativa espectral [m]
 ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]
 ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]
 α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.4 FÓRMULA DE EPSTEIN & TYRREL (1949)

Primera formulación expuesta fuera de las aportadas por los ingenieros españoles en el Congreso de Navegación de Lisboa (1949) por dos autores americanos. La fórmula es:

$$W = \frac{KH^3\rho_s}{(\tan\varphi - \tan\alpha)^3 \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3} \quad \text{Ecuación 4}$$

$$K = f\left(\alpha, \varphi, \frac{d}{L}\right)$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]
 H : Altura de ola significativa espectral [m]
 ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]
 ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]
 φ : Ángulo de rozamiento [-]
 α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]
 d : Profundidad [m]
 L : Longitud de onda [m]

K : Constante dependiente de una función de la profundidad, la longitud de onda, el talud y el ángulo de rozamiento [-]

3.3.5 FÓRMULA DE HICKSON & RODOLF (1951)

Fórmula definida por autores americanos en la primera conferencia de Ingeniería Costera desarrollada en Long Beach, Estados Unidos. Esta ecuación es utilizada principalmente para la construcción de jetties. La fórmula propuesta es:

$$W = \frac{0.0162 H^2 T \rho_s}{\left(\tan \left(45^\circ - \frac{\alpha}{2} \right) \right)^3 \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3}$$

Ecuación 5

$$T = 2.5H$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

T : Constante de proporción equivalente a 2.5 veces la altura de ola [m]

ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.6 FÓRMULA DE LARRAS (1952)

Un trabajo del profesor francés M. Jean Larras que considera una función hiperbólica cuyo argumento incluye la longitud de onda. La expresión propuesta es:

$$W = \frac{KH^3 \rho_s \left[\frac{\left(\frac{2\pi H}{L} \right)}{\sinh \left(\frac{4\pi Z}{L} \right)} \right]^3}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3 \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3}$$

Ecuación 6

$$Z = \frac{H}{2} \quad \frac{H}{L} < 0.1$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]

L : Longitud de onda [m]

K : 0.0152 [-]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.7 FÓRMULA DE HEDAR (1953)

“En el congreso de Navegación de Roma en 1953, Hedar distingue dos situaciones a considerar: primero, cuando la ola sube por el talud después de romper y segundo, cuando la ola desciende por el talud del dique.”

(Tomado de Historia del cálculo de los diques de escollera (1933 – 1965) López y Megía, 1974)

La formulación propuesta es:

$$W = \frac{KH^3\rho_s}{(\cos\alpha - \operatorname{sen}\alpha)^3 \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

Ecuación 7

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]

K : 0.015 [-]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.8 FÓRMULA DE BEAUDEVIN (1955)

Esta formulación se presentó en la revista “La Houille Blanche”, en la edición de mayo-junio de 1955. En el paper llamado “Stabilité des digues à talus à carapce en vrac”. La fórmula es:

$$W = K K_s \left(\frac{1}{\cot\alpha - 0.8} - 0.15 \right) \frac{H^3 \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3}$$

Ecuación 8

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]

$K = 0.10$ [-] y $K_s = 2.5$ [-]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.9 FÓRMULA DE HUDSON (1959)

Hudson realizó una serie de experimentos con cubos y tetrápodos, con lo que concluyó que la formulación presentada por Iribarren (1938) tenía limitantes para el diseño de rompeolas de material suelto y a partir de sus resultados publica una versión alterada de la misma. La ecuación propuesta es:

$$W = \frac{H^3 \rho_s}{(K_D \cot \alpha) \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3}$$

Ecuación 9

Dónde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]

K_D : Constante de estabilidad [-]. Para obtener valores ver Tabla 3-5 o Tabla 3-6.

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

Criterio sin daños y sobrepaso menor					
Unidades de Coraza	n ^{*3}	Ubicación	Tronco de la estructura		Pendiente
			K _D ^{*2}		
			Olas que rompen	Olas que no rompen	Cot α
Roca de Cantera					
Lisa y redondeada	2	Aleatorio	1.2	2.4	1.5 a 3
Lisa y redondeada	>3	Aleatorio	1.6	3.2	*5
Rugoso angular	1	Aleatorio ^{*4}	*4	2.9	*5
Rugoso angular	2	Aleatorio	2.0	4.0	1.5 2.0 3.0
Rugoso angular	>3	Aleatorio	2.2	4.5	*5
Rugoso angular	2	Especial ^{*6}	5.8	7.0	*5
Paralelepípedica ^{*7}	2	Especial ^{*1}	7.0 - 20.0	8.5 - 24.0	
*1 Precaución: Los valores de K_D en cursiva y negrita no corresponden a ensayos, son dados solamente para diseños preliminares. *2 Aplicables a taludes de 1:1.15 a 1:5 *3 n es el número de capas de la coraza. *4 El uso de una sola capa *5 Hasta que exista mas información disponible en la variación del valor de K_D en relación a la pendiente, el uso de K_D debe ser limitado a pendientes desde 1:1.5 hasta 1:3. Algunas unidades de coraza testeadas en el cabezo de la estructura indicaron *6 Escollera colocada con su eje mayor perpendicular a frente de la estructura. *7 Rocas paralelepípedicas: su dimensión mayor es unas 3 veces a la dimensión menor.					

Tabla 3-5: Criterios para utilizar la constante de estabilidad (extracto de la tabla)
Fuente: Coastal Engineering Research Center (1984)

Olas que rompen y no rompen, sin daño ni sobrepaso permitido				
Unidad	n	Técnica de colocación	K _D	
			Olas que rompen	Olas que no rompen
Roca de cantera redondeada	2	Aleatorio	2,1	2,4
Roca de cantera angular y rugosa	2	Aleatorio	3,5	4,0
* Los datos de olas que rompen son tentativos y subjetivos a cambio luego de que las pruebas sean completadas y comprendidas en su totalidad				

Tabla 3-6: Valores recomendados de KD para diseñar el tronco de la estructura
Fuente: U.S Army Engineer Waterways Experiment Station (1974)

3.3.10 FÓRMULA DE GOLDSTEIN & KONONENKO (1959)

Esta fórmula proviene del documento “Investigations concerning filter and stone revetments on slopes of earth dams” presentado en Odessa, Ucrania. La formulación es:

$$W = \frac{0.3 K \tan^{1.83} \alpha H^3 \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3} \quad \text{Ecuación 10}$$

$$H < 5[m]$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]

$K = 1.4$ [-]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.11 FÓRMULA DE SN-92-60 (1960)

La fórmula de SN – 92 – 60, perteneciente a las normas de construcción rusas, aparece en el documento llamado “Technical prescriptions for the determination of wave action on maritime and river structures and banks”. La expresión propuesta es:

$$W = \frac{K H^2 L \rho_s}{\sqrt{1 + \cot^2 \alpha} \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3} \quad \text{Ecuación 11}$$

$$L = 20H$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]
 ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]
 ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]
 $K = 0.025$ [-]
 α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.12 FÓRMULA DE RYBTCHEVSKY (1964)

Esta ecuación se encuentra en la revista rusa “Ingeniería del Agua” N°11, en el paper que lleva por nombre “Calculation of the stability of protective elements for rubble-mound structures under wave action”. La fórmula propuesta es:

$$W = \frac{KH^2L\rho_s}{(\cos\alpha)^3\sqrt{\cot\alpha^3}\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

Ecuación 12

$$L = 20H$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]
 H : Altura de ola significativa espectral [m]
 ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]
 ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]
 $K = 0.015$ [-]
 α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.13 FÓRMULA DE SVEE (1965)

De origen noruego, presentada en el documento expuesto en el “XXI International Navigation Congress” que lleva por nombre “The stability properties of the Svee-blocks”. La expresión propuesta es:

$$W = \frac{KH^3\rho_s}{(\cos\alpha)^3\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

Ecuación 13

Donde:

W : Peso de la roca [ton]
 H : Altura de ola significativa espectral [m]
 ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]
 ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]
 $K = 0.12$ [-]
 α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.14 FÓRMULA DE IRIBARREN (1965)

Propuesta en la escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid y basada en ensayos sistemáticos de modelos reducidos. A medida que Iribarren iba obteniendo resultados, se producían mejoras considerables en relación a su formulación propuesta en el año 1938. La fórmula propuesta es:

$$W = \frac{KH^3\rho_s}{(\mu\cos\alpha - \sin\alpha)^3 \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

Ecuación 14

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

$\mu = 2.38$ [-]

$K = 0.43$ [-]

3.3.15 FÓRMULA DE METELICYNA (1967)

Documento contenido en la revista rusa “Ingeniería del Agua” N° 5 bajo el nombre de “Determination of the weight of quarry-run and concrete blocks as a protective layer for constructions under wave action”. La expresión es:

$$W = \frac{K K_s H^3 \rho_s}{(\cos(23^\circ + \alpha))^3 \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

Ecuación 15

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

ρ_s : Densidad volumétrica del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua [ton/m³]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

$K = 0.025$ [-]

$K_s = 1.5$ [-]

3.3.16 FÓRMULA DE FONT (1968)

A diferencia de otros autores, Font plantea que si se permite una cierta cantidad de daño en la estructura, entonces la duración y tipo de tormenta cobran importancia. Esta fórmula es igual a la de Hudson (1959), pero su diferencia radica en cómo calcular la altura de ola contemplando la tormenta. La ecuación propuesta es:

$$W = \frac{H_D^3 \rho_s}{K_D \cot \alpha \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3}$$

Ecuación 16

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H_D : Altura de ola [m]

ρ_s : Densidad del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad del agua [ton/m³]

K_D : Coeficiente de estabilidad [-] (ver Tabla 3-5 o Tabla 3-6)

t : Duración de la tormenta [s]

$T_{H_{1/3}}$: Periodo correspondiente al promedio del tercio superior [s]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.17 FÓRMULA DE TAYLOR (1973)

Presentada en el “13th Congress on Large Dams”, considera un criterio de daño igual a cero. La expresión propuesta es:

$$W_{50} = \frac{(H_S)^{\frac{8}{3}} (0.75 \cot \alpha)^{\frac{8}{5}}}{(0.388)^{\frac{8}{3}}}$$

Ecuación 17

Donde:

W_{50} : Peso asociado al D_{n50} [lb]

H_S : Altura de ola significativa espectral [ft]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.18 FÓRMULA DE SPM (1977)

Desarrollada por el “Coastal Engineering Research Center” y es presentada en el “Shore Protection Manual”. Se modifica la ecuación de Hudson (1959), reemplazando una altura indefinida por la altura significativa. La expresión propuesta es:

$$W = \frac{(H_s)^3 \rho_s}{K_D \cot \alpha \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3}$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H_s : Altura significativa de ola [m]

ρ_s : Densidad del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad del agua [ton/m³]

K_D : Constante de estabilidad [-] (Ver Tabla 3-7)

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

La fórmula SPM (1977) tiene asociada la constante de estabilidad que se puede revisar en la Tabla 3-7.

Valores de K_D entregados por SPM 1977, $H = H_s$, para taludes de $1.5 \leq \cot \alpha \leq 3$. (Basado totalmente en oleaje regular)					
Forma de la roca	Ubicación	Daño ⁴			
		0 - 5 %		5 - 10 %	10 - 15%
		Olas que rompen ¹	Olas que no rompen ²	Olas que no rompen	Olas que no rompen
Lisa y redondeada	Aleatorio	2.1	2.4	3.0	3.6
Rugoso angular	Aleatorio	3.5	4.0	4.9	6.6
Rugoso angular	Especial ³	4.8	5.5		

1 Olas que rompen significa que están limitadas por profundidad, es decir que rompen frente a la estructura (Caso crítico para estructuras en aguas someras)

2 Olas que no rompen significa que no están limitadas por profundidad.

3 Ubicación especial con su eje mayor perpendicular a frente de la estructura.

4 Daño es definido de acuerdo al SPM 1984 como: Porcentaje de daño basado en el volumen de unidades de coraza desplazadas desde el rompeolas para una altura de ola específica. Esta zona se extiende desde el centro de la cresta del dique hacia abajo por el frente de la obra hasta una profundidad equivalente a la altura de onda causando cero daño bajo la línea de nivel medio del mar.

Tabla 3-7: Criterio para utilizar la constante de estabilidad en la fórmula de SPM (1977).

Fuente: U.S. Army Corps of Engineers (2006)

3.3.19 FÓRMULA DE LOSADA & GIMÉNEZ-CURTO (1979)

Forma parte de un estudio que considera el flujo sobre la estructura, en el que se propone un modelo exponencial para el estudio de la estabilidad de los rompeolas. La fórmula propuesta es:

$$W = \frac{H^3 \rho_s \{A(\xi - \xi_0) \exp(B(\xi - \xi_0))\}}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3} \quad \xi > \xi_0 \quad \text{Ecuación 19}$$

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_0}} \quad \xi_0 = 2.654 \tan \alpha$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

ρ_s : Densidad del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad del agua [ton/m³]

A, B : Coeficientes de proporción [-] (Ver Tabla 3-8)

L_0 : Longitud de onda asociada al lugar de emplazamiento de la paleta del modelo físico [m]

ξ_0 : Número de Iribarren máximo [-]

ξ : Número de Iribarren [-]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

A continuación la Tabla 3-8 indica los coeficientes necesarios para la aplicación de esta ecuación.

Tipo de elemento	cot α	A	B
Escollera Iribarren	1,5	0,09035	-0,5879
	2	0,05698	-0,6627
	3	0,04697	-0,8084
	4	0,04412	-0,9339
Escollera Ahrens	2,5	0,051975	-0,73555
	2,5	0,1834	-0,5764
	3,5	0,1819	-0,6592
	5	0,1468	-0,6443

Tabla 3-8: Coeficientes para la ecuación de Losada & Giménez-Curto (1979).
Fuente: Del Villar & García (2008)

3.3.20 FÓRMULA DE SPM (1984)

Se indica como una extensión de la ecuación de Hudson (1959). Se realizaron múltiples ensayos comparativos que concluyeron que la altura debiese haber sido $H_{1/10}$ debido a que representaría un análisis más realista. Además ésta es una mejora de la formulación presentada por el "Shore Protection Manual" de 1977. La fórmula es:

$$W = \frac{\left(H_{\frac{1}{10}}\right)^3 \rho_s}{K_D \cot \alpha \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

Ecuación 20

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

$H_{1/10}$: Valor medio del 10% superior de las alturas de ola [m]

ρ_s : Densidad del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad del agua [ton/m³]

K_D : Constante de estabilidad [-] (Ver Tabla 3-9)

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

Las constantes de estabilidad se encuentran en la Tabla 3-9.

Valores de K_D entregados por SPM 1984, $H = H_{1/10}$			
Forma de la roca	Ubicación	Daño ⁴ = 0 - 5 %	
		Olas que rompen ¹	Olas que no rompen ²
Lisa y redondeada	Aleatorio	1.2	2.4
Rugoso angular	Aleatorio	2.0	4.0
Rugoso angular	Especial ³	5.8	7.0
1 Olas que rompen significa que están limitadas por profundidad, es decir que rompen frente a la estructura (Caso crítico para estructuras en aguas someras) 2 Olas que no rompen significa que no están limitadas por profundidad. 3 Ubicación especial con su eje mayor perpendicular a frente de la estructura. 4 Daño es definido de acuerdo al SPM 1984 como: Porcentaje de daño basado en el volumen de unidades de coraza desplazadas desde el rompeolas para una altura de ola específica. Esta zona se extiende desde el centro de la cresta del dique hacia abajo por el frente de la obra hasta una profundidad equivalente a la altura de onda causando cero daño bajo la línea de nivel medio del mar.			

Tabla 3-9: Criterio para utilizar la constante de estabilidad.
Fuente: U.S. Army Corps of Engineers (2006)

3.3.21 FÓRMULA DE HEDAR (1986)

Se presenta como una mejora ya que plantea la consideración de los parámetros más importantes ligados con la estabilidad, tales como: la influencia del clima de oleaje, la diferencia entre el ángulo de reposo y el ángulo del talud, la densidad del material y del fluido y la permeabilidad de las capas inferiores. La expresión propuesta es:

$$W = \frac{\pi}{6} \rho_s K^3$$

Ecuación 21

$$K = \frac{A(d_b + 0.7H_b)(\tan\varphi + 2)}{B\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)\cos\alpha}$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H_b : Altura de ola rompiente [m]

ρ_s : Densidad del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad del agua [ton/m³]

K : Diámetro de una esfera de bloque de peso equivalente [m³]

φ : Ángulo de rozamiento [-]

A, B : Constantes de proporción [-] (ver Tabla 3-10)

d_b : Profundidad en el punto de rotura con el mar en reposo [m]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

Para revisar las constantes de proporción de la ecuación se debe recurrir a Tabla 3-10.

Proceso físico	Tipo de estructura	A	B	β
UPRUSH	Permeable	0,33	$\left(3,6 - \frac{1}{e^{4\tan\beta}}\right)(\tan\phi + \tan\alpha)$	$\alpha + (\phi - 48)$
	Impermeable	0,41	$\left(3,3 - \frac{1}{e^{4\tan\beta}}\right)(\tan\phi + \tan\alpha)$	$\alpha + (\phi - 48)$
DOWNRUSH	Permeable	1	$(e^{4\tan\beta} + 13,7)(\tan\phi - \tan\alpha)$	$\alpha - (\phi - 48)$
	Impermeable	1,6	$(e^{4\tan\beta} + 16,5)(\tan\phi - \tan\alpha)$	$\alpha - (\phi - 48)$

Tabla 3-10: Datos necesarios para resolver la fórmula de Hedar (1986).
Fuente: Elaboración propia

3.3.22 FÓRMULA DE RYU & SAWARAGI (1986)

Esta fórmula plantea reducción de la reflexión y run-up e incrementa la estabilidad del dique bajos las condiciones de oleaje. Además considera el porcentaje permitido de daño y el efecto de un grupo de olas, este último, a través del parámetro de apuntalamiento. Desarrollada para oleaje irregular. La ecuación es:

$$W = \left[\frac{\rho_w g (6.15 Q_p + 20) \tan\alpha}{(\rho_s g)^{\frac{1}{3}} (D + 30.1) \tan\phi} \right]^{\frac{3}{2}} \left(\frac{H_1}{3} \right)^3$$

Ecuación 22

$$D = \frac{A_f}{A_o} * 100$$

$$0 \leq Q_p \leq 5 \qquad 0 \leq D \leq 1$$

Donde:

W : Peso de la roca [kg]

$H_{1/3}$: Altura ola significativa (promedio del tercio superior) [m]

ρ_w : Densidad del agua [Kg/m³]

ρ_s : Densidad del material [Kg/m³]

Q_p : Parámetro de apuntalamiento [-]

g : Aceleración de gravedad [m/s²]

D : Daño [-]

A_f : Volumen destruido de la coraza [m³]
 A_0 : Volumen destruido cuando es alcanzado el núcleo [m³]
 φ : Ángulo de rozamiento [-]
 α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.23 FÓRMULA DE MEDINA & MCDOUGAL (1988)

Esta fórmula presenta una composición similar a la de Hudson (1959), utilizando la máxima altura de ola probable basada en la distribución de Raleigh. La formulación propuesta es:

$$W = \frac{0.32 H_{smax}^3 \rho_s}{K_D \cot \alpha \left(\frac{2}{\ln(N_Z)} \right)^{\frac{3}{2}} \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3}$$

Ecuación 23

Donde:

W : Peso de la roca [ton]
 H_{smax} : Altura de ola significativa [m]
 ρ_w : Densidad del agua [ton/m³]
 ρ_s : Densidad del material [ton/m³]
 N_Z : Número de ola [-]
 K_D : Constantes de estabilidad [-] (Ver Tabla 3-5)
 α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.24 FÓRMULA DE VAN DER MEER (1988A)

Esta ecuación se basa en el trabajo de Thompson & Shuttler (1975), en una serie de pruebas de modelos a escala ejecutadas por Jentsje Van der Meer y realizadas en Delft Hydraulics (Van der Meer, 1987, 1988a y 1988b). Estas fórmulas incluyeron estructuras con un amplio rango de oleaje y permeabilidad en los núcleos; además están diferenciadas para aguas profundas y someras con un desarrollo basado en oleaje irregular. La expresión es:

Aguas profundas

$$W = \begin{cases} \frac{(H_s)^3 \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \left(6.2 \xi_m^{-0.5} P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N_Z}} \right)^{0.2} \right)^3} & \xi_m < \xi_{mc} \\ \frac{(H_s)^3 \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \left(\xi_m^P \sqrt{\cot \alpha} P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N_Z}} \right)^{0.2} \right)^3} & \xi_m > \xi_{mc} \end{cases}$$

Ecuación 24

Aguas someras

$$W = \begin{cases} \frac{(H_{2\%})^3 \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \left(8.7 \xi_m^{-0.5} P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N_z}}\right)^{0.2}\right)^3} & \xi_m < \xi_{mc} \\ \frac{(H_{2\%})^3 \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \left(1.4 \xi_m^P \sqrt{\tan \alpha} P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N_z}}\right)^{0.2}\right)^3} & \xi_m > \xi_{mc} \end{cases}$$

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{om}}}} \quad \xi_{mc} = [6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha}]^{1/(P+0.5)} \quad L_{om} = \frac{g T_m^2}{2\pi}$$

$$1000 < N_z < 7000 \quad S = \frac{A}{(D_{n50})^2}$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H_s : Altura significativa [m]

$H_{2\%}$: Altura significativa del 2% superior [m]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua salada [ton/m³]

ρ_s : Densidad volumétrica de la roca [ton/m³]

N_z : Número de ola [-]

P : Permeabilidad [-] (ver Fig. 3-6)

ξ_m : Parámetro de Iribarren [-]

ξ_{mc} : Parámetro límite de Iribarren [-]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

S : Nivel de daño [-] (ver Tabla 3-11)

A : Área erosionada [m²]

L : Longitud de onda [m]

g : Aceleración de gravedad [m/s²]

L_{om} : Longitud de onda [m]

T_m : Periodo de ola [s]

D_{n50} : Diámetro nominal [m]

Los coeficientes relativos a la fórmula de Van der Meer (1988a) en relación al daño observado se presentan en la Tabla 3-11.

cot α	Nivel de Daño $S = A/D_{n50}^2$	
	Inicio del Daño	Capa de Filtro Visible
1.5	2	8
2.0	2	8
3.0	2	12
4.0	3	17
6.0	3	17

Tabla 3-11: Daño para rompeolas de roca con diámetros de 2 capas de ancho.
Fuente: Van der Meer (1988a)

Según el autor, los valores del coeficiente de permeabilidad de una estructura dependen de su tipología y se indican en la Fig. 3-6.

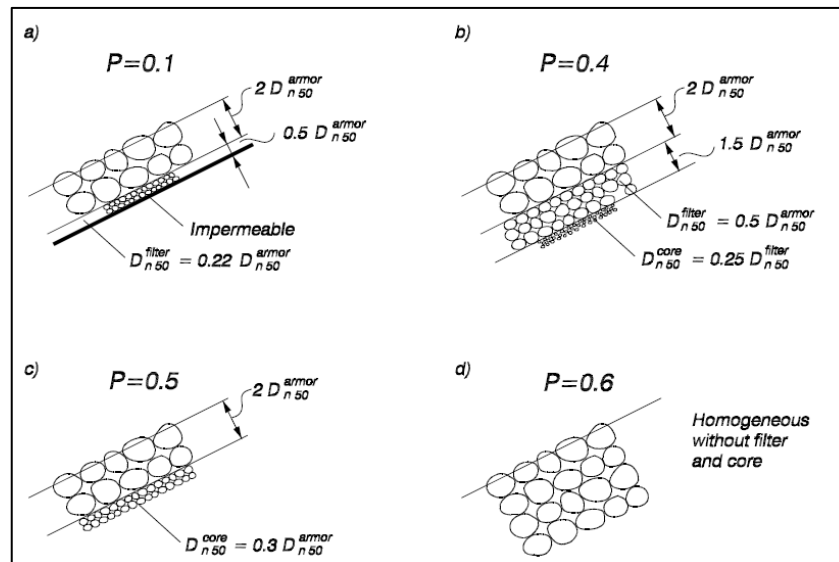


Fig. 3-6: Valores de permeabilidad según Van der Meer (1988a).
Fuente: U.S. Army Corps of Engineers (2006)

3.3.25 FÓRMULA DE KAKU, KOBAYASHI & RYU (1991)

Esta fórmula se encuentra en el paper escrito en japonés llamado "Diseño de fórmulas para estabilidad hidráulica de taludes de roca bajo el ataque de oleaje irregular" y fue presentado en el "Proceedings of 38th Japanese Coastal Engineering Conference". Desarrollada para oleaje irregular. La ecuación es:

$$W \geq \frac{\rho_s H_1^3}{\left[P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N_z}} \right)^{0.2} (cot\alpha)^{0.5} \xi_m^P \right]^{0.3} \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3}$$

Ecuación 25

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L}}}$$

$$\begin{cases} S \cong 2.69(N_z)^2 \tan \alpha - 2.41 & N_s > N_c \\ S = 0 & N_s \leq N_c \end{cases}$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

$H_{1/3}$: Altura ola significativa (promedio del tercio superior) [m]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

ρ_s : Densidad del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad del agua [ton/m³]

L : Longitud de onda [m]

P : Permeabilidad [-] (ver Fig. 3-6)

S : Nivel de daño [-] (ver Tabla 3-11)

N_s : Número de estabilidad [-]

N_c : Número de estabilidad crítica [-]

N_z : Número de ola [-]

ξ_m : Parámetro de Iribarren

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.26 FÓRMULA DE KOEV (1992)

Esta fórmula nace del análisis de 21 ecuaciones, donde se pueden encontrar: Castro (1933), Hudson (1959), Larras (1952), Iribarren (1938, 1965) entre otras. Se derivó una nueva relación entre los parámetros y desde un punto de vista estadístico, lo que provee resultados más precisos. Además esta ecuación es válida para un amplio rango de parámetros relevantes y fue desarrollada para oleaje regular. La expresión propuesta es:

$$W = \frac{0.1421 H^3 \rho_s}{(\cot^{1.5667} \alpha) \left(\frac{H}{L}\right)^{0.3843} \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

Ecuación 26

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua salada [ton/m³]

ρ_s : Densidad volumétrica de la roca [ton/m³]

L : Longitud de onda [m]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.27 FÓRMULA DE BEN BELFADHEL ET AL. (1993)

Fórmula derivada de la ecuación de Hudson (1959) que considera el porcentaje de daño dentro de la zona activa, la cual se delimita por una altura de ola por sobre y debajo del NMM. La fórmula es:

$$W = \frac{1.88 \rho_s H^3}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 (\cot^{2.31} \alpha) P_d^{0.6}}$$

Ecuación 27

$$P_d = \frac{A_e \operatorname{sen} \alpha}{E_p 2H_z} * 100 \quad A_e = S * D_{n50}^2$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura de ola significativa espectral [m]

ρ_w : Densidad volumétrica del agua salada [ton/m³]

ρ_s : Densidad volumétrica de la roca [ton/m³]

D_{n50} : Diámetro nominal [m]

A_e : Área erosionada [m²]

S : Nivel de daño [-]

H_z : Altura de ola donde inicia el daño [m]

P_d : Porcentaje de daño dentro de la zona activa delimitada por una elevación de una altura de ola (H_z) por sobre y debajo del NMM. [-] (Ver Fig. 3-7.)

E_p : Espesor de la escollera [m]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

Las diferentes secciones de un dique en talud se ilustran en la Fig. 3-7.

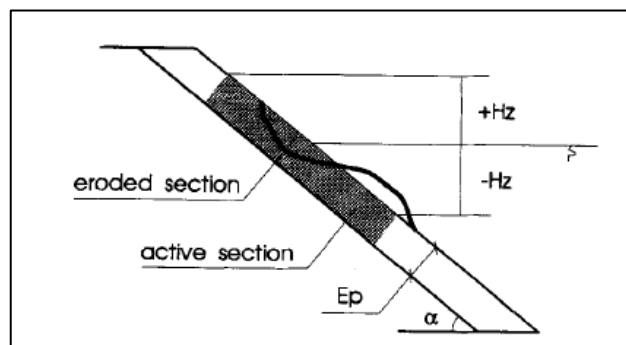


Fig. 3-7: Sección activa expuesta al daño.
Fuente: Ben Belfadhel , Lefebvre & Rohan (1996)

Los coeficientes que permiten la utilización de la fórmula se indican en la Tabla 3-12.

Talud	Inicio del daño (S=1)			5% de Daño		
	Pd (%)	S	$R = \frac{N_s(15\%)}{N_s(S=1)}$	Pd	S	$R = \frac{N_s(15\%)}{N_s(5\%)}$
1,5	4,5	1	1,27	5	1,16	1,24
2,0	3,0	1	1,37	5	1,79	1,24
2,5	2,5	1	1,43	5	2,56	1,24
3,0	1,5	1	1,58	5	3,46	1,24

Tabla 3-12: Criterios de Estabilidad y Reverso R (Ep = 2 Dn50).
Fuente: Ben Belfadhel , Lefebvre & Rohan (1996)

3.3.28 FÓRMULA DE RYU & KIM (1994)

Esta formulación considera la duración de la tormenta, las irregularidades del oleaje y el proceso creciente de daño. Desarrollada para oleaje irregular. La ecuación propuesta es:

$$W \geq \left[\frac{(\rho_w g)(1.19 Q_p + 3.88) \tan \alpha}{(\rho_s g)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{D}{A N_z^{0.25}} + 5.82 \right) \tan \varphi} \right]^{\frac{3}{2}} H_{1/3}^3 \quad \text{Ecuación 28}$$

$$A = 0.194 \cos \left(\frac{(2.3 - 0.005D) - \xi_{1/3}^*}{2} \right)$$

$$\xi_{1/3}^* = \frac{\xi_{1/3}}{\xi_{max}} = \frac{\tan \alpha / \sqrt{H_{1/3}/L_0}}{\tan \alpha / \sqrt{H_{max}/L_{0max}}}$$

Donde:

W : Peso de la roca [kg]

$H_{1/3}$: Altura ola significativa (promedio del tercio superior) [m]

H_{max} : Altura máxima de ola [m]

$\xi_{1/3}$: Parámetro de Iribarren usando la altura de ola significativa del tercio superior [-]

ξ_{max} : Parámetro de Iribarren usando la altura máxima de ola [-]

ρ_s : Densidad del material [kg/m³]

ρ_w : Densidad del agua [kg/m³]

L_0 : Longitud de onda en aguas profundas [m]

L_{0max} : Longitud de onda en aguas profundas asociada a la altura máxima de ola [m]

g : Aceleración de gravedad [m/s²]

D : Porcentaje de daño permitido [-]

N_z : Número de ola [-]

Q_p : Parámetro de apuntalamiento [-]

φ : Ángulo de rozamiento [-]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.29 FÓRMULA DE VIDAL ET AL. (1999)

Fórmula utilizada para rompeolas sumergidos y de baja cota. Se establece que la estabilidad de estas estructuras depende del francobordo, lo que implica que cada evaluación comparativa debe considerar niveles de daño muy bajos.

Vidal et al. (1991,1992, 1995) proponen un nuevo análisis de estabilidad, el que consiste en separar en dos las partes de un rompeolas: cabeza y tronco, estudiando de manera diferenciada cada una de ellas.

Además se definieron diferentes criterios de daño, donde la recomendación de Vidal et al. (1999) es utilizar la Avería de Iribarren o Inicio de avería.

Inicio de la avería: este daño se define cuando solo algunas piezas son desplazadas de su posición original a una distancia igual a una unidad nominal del diámetro.

Avería de Iribarren: este daño ocurre cuando el oleaje actúa directamente en las capas inferiores.

Inicio de la Destrucción: este daño se define cuando se desplazan unidades de las capas inferiores.

Destrucción: este daño ocurre cuando el material de capas secundarias o filtros es removido.

La Fig. 3-8 muestra las diferentes divisiones del “rompeolas tipo”.

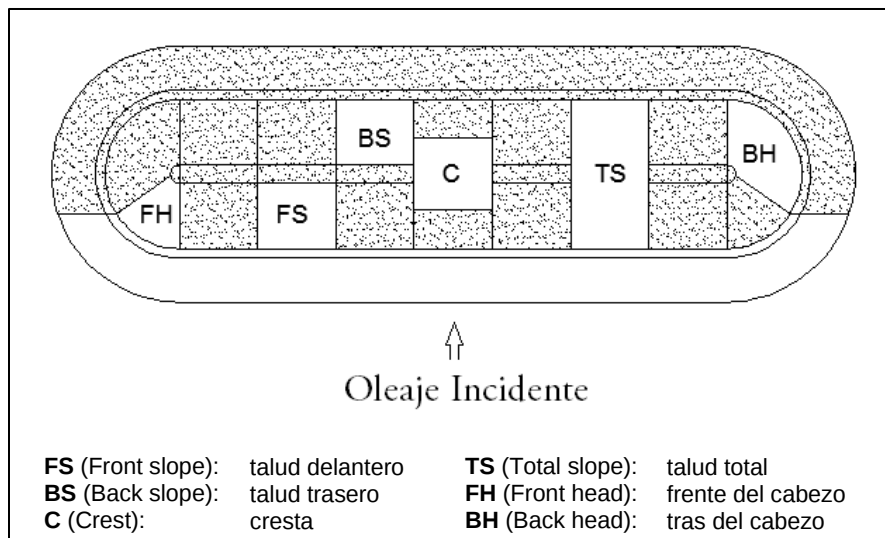


Fig. 3-8: Vista en planta de un rompeolas tipo y sus divisiones.

Fuente: Vidal et al. (1992)

Lo anterior se establece para diseñar con la siguiente fórmula:

$$W = \frac{H^3 \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 (A + BF_d + CF_d^2)^3}$$

$$F_d = \frac{F}{D_{n50}}$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H : Altura ola significativa espectral [m]

ρ_s : Densidad del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad del agua [ton/m³]

F_d : Francobordo [-]

F : Francobordo adimensional [m]

D_{n50} : Diámetro nominal de la roca [m]

A, B, C : Coeficientes de proporción [-] (ver Tabla 3-13)

El cabezo de un rompeolas refracta, difracta y asomera las olas, capturando una cantidad significativa de energía, lo que provoca una mayor fragilidad del mismo con respecto al tronco. Es por esto que Vidal et al. (1991) consideró que el cabezo tiene un sector de 60° de estabilidad mínima (ver Fig. 3-9). Dependiendo del nivel de daño, el peso de las unidades del cabezo debe ser de 1.3 a 3.8 veces más grandes que las unidades del tronco.

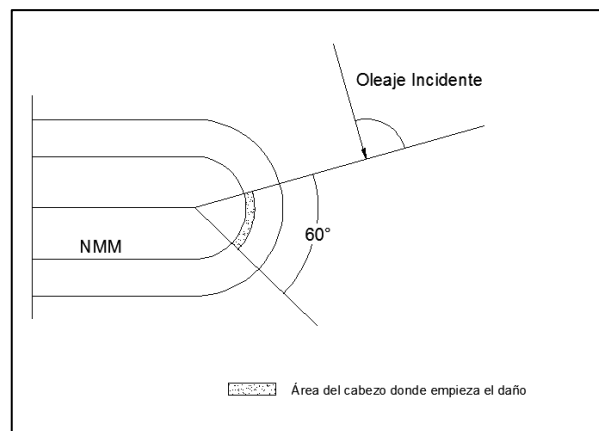


Fig. 3-9: Definición del sector de estabilidad crítica.
Fuente: Vidal et al. (1991)

Para complementar la fórmula se utilizan coeficientes de proporción dependientes del sector de análisis y la avería permitida. Los valores relacionados con estos datos se indican en la Tabla 3-13.

Sector	Avería	Límite experimental de F_d	A	B	C	Francobordo de no rebase F_{dnr}
BH	IA	-2,01 a 2,41	1,681	-0,4740	0,1050	2,40
	AR		2,046	-0,4990	0,0913	2,41
	ID		2,517	-0,5360	0,0613	3,15
	D	-0,01 a 2,41	3,027	-0,7560	0,1200	3,90
FH	IA	-2,01 a 2,41	1,839	-0,3630	0,0105	2,40
	AR		2,331	-0,3200	-0,0173	2,41
	ID		2,802	-0,2780	-0,0382	3,15
	D		3,062	-0,2620	-0,0494	3,90
BS	IA	-2,01 a 2,41	2,575	-0,5400	0,1150	--
	AR	0,80 a 2,41	5,628	-1,4590	0,0837	--
	ID	1,60 a 2,41	8,669	-2,2720	--	--
C	IA	-2,01 a 2,41	1,652	0,0182	0,1590	--
	AR		2,122	0,0434	0,1500	--
	ID		2,734	0,1230	0,1770	--
	D	-2,01 a 1,00	3,210	0,0965	0,1750	--
FS	IA	-2,01 a 2,41	1,831	-0,2450	0,0119	2,40
	AR		2,256	-0,3200	0,0189	2,41
	ID		2,650	-0,3130	0,0129	3,15
	D		3,237	-0,3570	0,0357	3,90

Tabla 3-13: Parámetros de ajuste para A, B y C diferenciado por sector.
Fuente: Vidal C. (2000)

3.3.30 FÓRMULA DE HALD & BURCHARTH (2000)

Para analizar la incertidumbre en las fórmulas de estabilidad tradicionales, se compararon los experimentos de Thompson & Shuttler (1975) y Van der Meer (1988a). Esto arrojó los coeficientes expresados en la Tabla 3-14.

La expresión propuesta es:

$$W = \frac{H_s^3 \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \left(\left(\frac{1}{C_0}\right) \frac{(1 + (\text{sen} \alpha)^2)}{(\text{tan} \alpha)^{C_2}}\right)^{\frac{3}{C_4}}}$$

Ecuación 30

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H_s : Altura significativa [m]

ρ_s : Densidad del material [ton/m³]

ρ_w : Densidad del agua [ton/m³]

D_{n50} : Diámetro nominal [m]

h_1 : Profundidad al pie del talud [m]

T_{om} : Periodo [-]

T_m : Periodo medio [s]

C_0, C_2, C_4 : Constantes de proporción [-] (ver Tabla 3-14)

g : Aceleración de gravedad [m/s^2]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

Las constantes antes mencionadas se indican en la Tabla 3-14.

Tipo de fuerza	Tipo de rompiente	C_0	C_2	C_4
90° de Fuerza	Voluta	0,58	0,45	1,25
	Descrestamiento	0,55	-0,10	0,90
Peak	Voluta	1,34	0,33	1,10
	Descrestamiento	0,93	-0,25	1,00

Tabla 3-14: Parámetros ajustados en los modelos de fuerza.

Fuente: Hald & Burcharth (2000)

3.3.31 FÓRMULA DE VAN GENT (2003)

Fórmula que relaciona la influencia de la permeabilidad de la estructura con el diámetro del material del filtro. La fórmula es:

$$W = \rho_s \left(\frac{0.57 H_s \sqrt{\tan \alpha} N_z^{\frac{1}{10}}}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right) \left(1 + \frac{D_{n50core}}{D_{n50}} \right) S^{\frac{1}{5}}} \right)^3 \quad \text{Ecuación 31}$$

$$S = \frac{A}{(D_{n50})^2} \quad 0 < \frac{D_{n50core}}{D_{n50}} < 0.3$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]

H_s : Altura significativa [m]

ρ_s : Densidad del material [ton/m^3]

ρ_w : Densidad del agua [ton/m^3]

D_{n50} : Diámetro nominal [m]

$D_{n50core}$: Diámetro nominal del núcleo [m]

A : Área erosionada [m^2]

S : Nivel de daño [-]

N_z : Número de ola [-]

α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.32 FÓRMULA DE MELBY & HUGHES (2003)

Esta ecuación es similar a la propuesta por Van der Meer (1988a), se diferencia por la inclusión del máximo flujo de momento al pie de la obra, el que es proporcional a la fuerza máxima del oleaje en la coraza. La expresión propuesta es:

Rotura tipo voluta

Ecuación 32

$$N_m = 5.0 \left(S/N_z^{0.5} \right)^{0.2} P^{0.18} \sqrt{\cot \alpha} \quad S_m \geq S_{mc}$$

Rotura tipo descrestamiento

$$N_m = 5.0 \left(S/N_z^{0.5} \right)^{0.2} P^{0.18} (\cot \alpha)^{0.5-P} S_m^{-P/3} \quad S_m < S_{mc}$$

$$N_m = \left(\frac{K_a [(M_F)_{max} / \rho_w h^2]}{(S_r - 1)} \right)^{1/2} \frac{h}{D_n}$$

$$S_{mc} = -0.0035 \cot \alpha + 0.028$$

$$S_m = \frac{H_s}{L_m}$$

$$W' = (\rho_r - \rho_w)V = (\rho_r - \rho_w)D_n^3$$

$$D_n = V^{\frac{1}{3}}$$

$$N_z = \frac{t}{T_m}$$

$$S_r = \frac{\rho_r}{\rho_w}$$

$$S = A_e / D_n^2$$

Donde:

H_s : Altura significativa [m]

N_m : Parámetro de estabilidad basado en el flujo de momento

N_z : Número de ola [-]

$(M_F)_{max}$: Máximo flujo de momento de oleaje integrado en la vertical

P : Permeabilidad [-]

S : Área erosionada normalizada [m²]

S_m : Peralte [-]

S_{mc} : Peralte crítico [-]

L_m : Longitud de onda relacionada con el periodo medio [m]

T_m : Periodo medio [s]

t : Duración de la tormenta [s]

A_e : Área erosionada de la sección [m²]

h : Profundidad [m]

V : Volumen [m³]

D_n : Diámetro nominal de la roca [m]
 ρ_s : Densidad del material [ton/m³]
 ρ_w : Densidad del agua [ton/m³]
 K_a : Constante de proporción con valor igual a 1 [-]
 α : Ángulo del talud con respecto a la horizontal [-]

3.3.33 FÓRMULA DE YOO & YOON (2013)

Ecuación que introduce un parámetro llamado “pendiente de acción de onda” para representar las condiciones locales del oleaje en aguas someras a través del uso de valores de celeridad de onda, longitud y altura de ola. La fórmula es:

$$W = \rho_s H^3 C_\eta S_y \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^{-3}$$

Ecuación 33

$$C_\eta = 0.03 \alpha e_R g_P M_L N_s$$

$$S_y = F_H^2 S$$

$$M_L = 0.45 + 0.45 I_L - 0.09 I_L^2$$

$$g_P = (1 - 0.48 P)^3$$

$$I_L = \frac{S}{\sqrt{H_b/L_b}}$$

$$N_s = (\sqrt{N}/D)^{0.6}$$

$$F_H = c/\sqrt{gH}$$

$$c = \sigma/k$$

Donde:

W : Peso de la roca [ton]
 H : Altura de ola [m]
 H_b : Altura de ola en el punto local de rotura [m]
 ρ_w : Densidad volumétrica del agua salada [ton/m³]
 ρ_s : Densidad volumétrica de la roca [ton/m³]
 S_y : Pendiente de acción de onda de segundo orden [-]
 S : Pendiente de playa [-]
 α : Coeficiente relacionado con el material de la coraza [-] (ver Tabla 3-15)
 e_R : Factor de reflexión [-] (ver Tabla 3-15)
 P : Permeabilidad [-] (ver Fig. 3-6)
 M_L : Coeficiente de la rotura de ola [-]
 I_L : Número de Iribarren local [-]
 L_b : Longitud de onda en el punto local de rotura [m]
 c : Celeridad de onda local [m/s]
 σ : Frecuencia angular [1/s]
 k : Número de onda [1/m]
 g : Aceleración de gravedad [m/s²]
 F_H : Número de Froude [-]

N : Cantidad de olas incidentes [-]
 D : Nivel de daño [-] (ver Tabla 3-11)

Los coeficientes necesarios para la resolución de esta ecuación se presentan en la Tabla 3-15.

Armor Unit	K_D		α	e_R
	Non breaking waves	Breaking waves		Breaking wave
Riprap	2.4	1.2	1.33	2
Riprap (>3 layers)	3.2	1.6	1.00	2
Quarry Stone	4.0	2.0	0.80	2

Tabla 3-15: Coeficientes en relación al tipo de coraza
Fuente: Yoo & Yoon (2013)

4 METODOLOGÍA

En este capítulo se mencionan los procedimientos realizados para la obtención de resultados, los que permitieron efectuar las comparaciones y conclusiones.

El mapa conceptual de los trabajos se muestra en la Fig. 4-1.

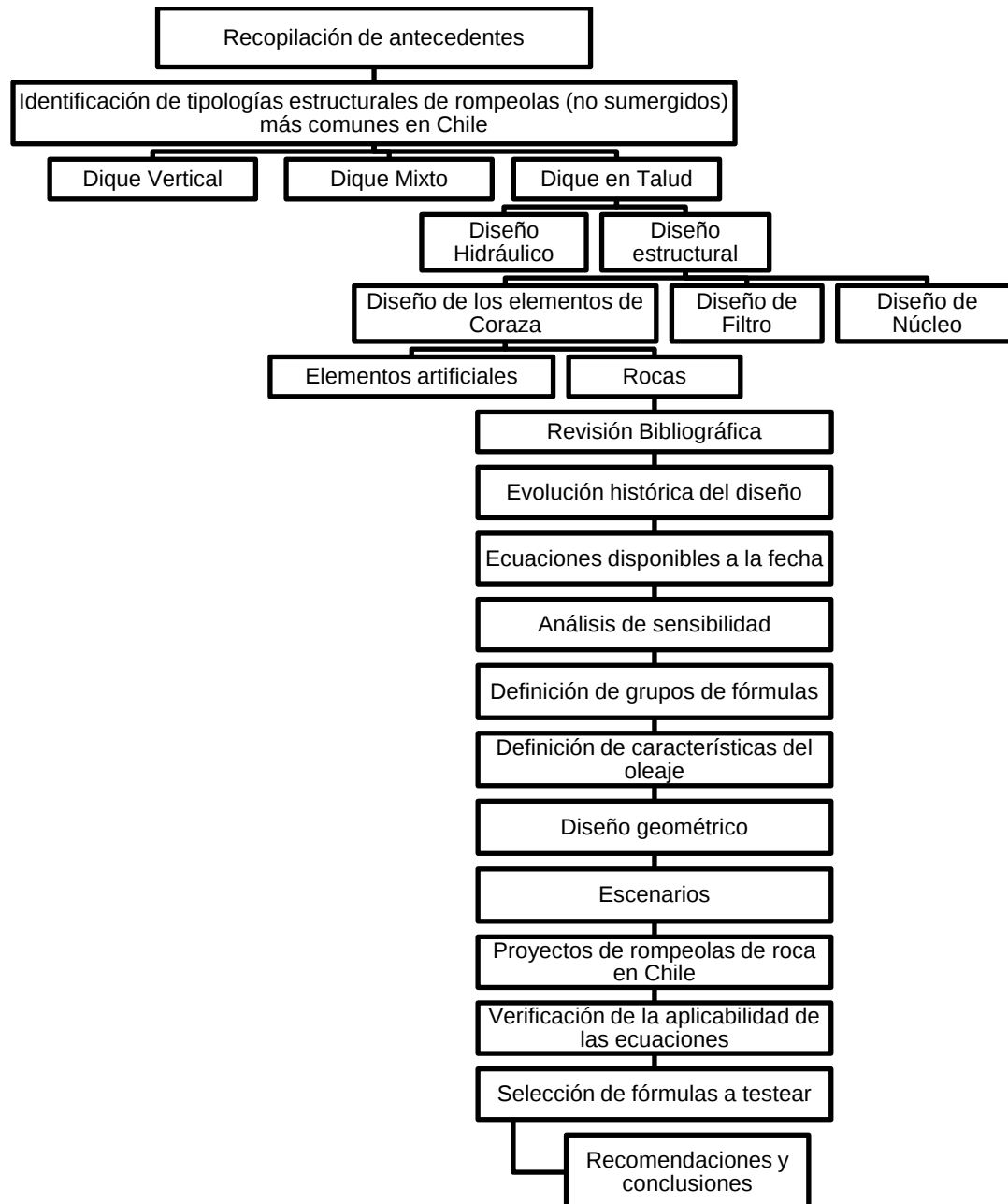


Fig. 4-1: Mapa conceptual de la metodología de trabajo.
Fuente: Elaboración Propia

4.1 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

El análisis de sensibilidad comprendió un conjunto de fórmulas que fueron separadas por grupos para evaluar el comportamiento de los distintos parámetros que las componían.

Para el mayor entendimiento y contraste de resultados, se dividió un set de 23 fórmulas en 8 subgrupos; las ecuaciones componentes de éstos, se asociaron en función de los parámetros de los cuales depende cada una (ver Tabla 4-1).

Se sensibilizó con la altura y el periodo, los que se testearon en un rango definido arbitrariamente por el autor suscrito, en relación directa con el comportamiento del oleaje en el país. Los rangos se obtuvieron del estudio de la base de datos de “Olas Chile IV”, proporcionada por Baird & Associates S.A., de manera exclusiva para el desarrollo del presente estudio.

El análisis consideró que cada grupo de fórmulas manifestaba una dependencia de parámetros distintos, por lo que se crearon múltiples escenarios, los que dependieron de la cantidad de variables disponibles en cada grupo.

En la Fig. 4-2 se indican los parámetros de trabajo y sus combinaciones.

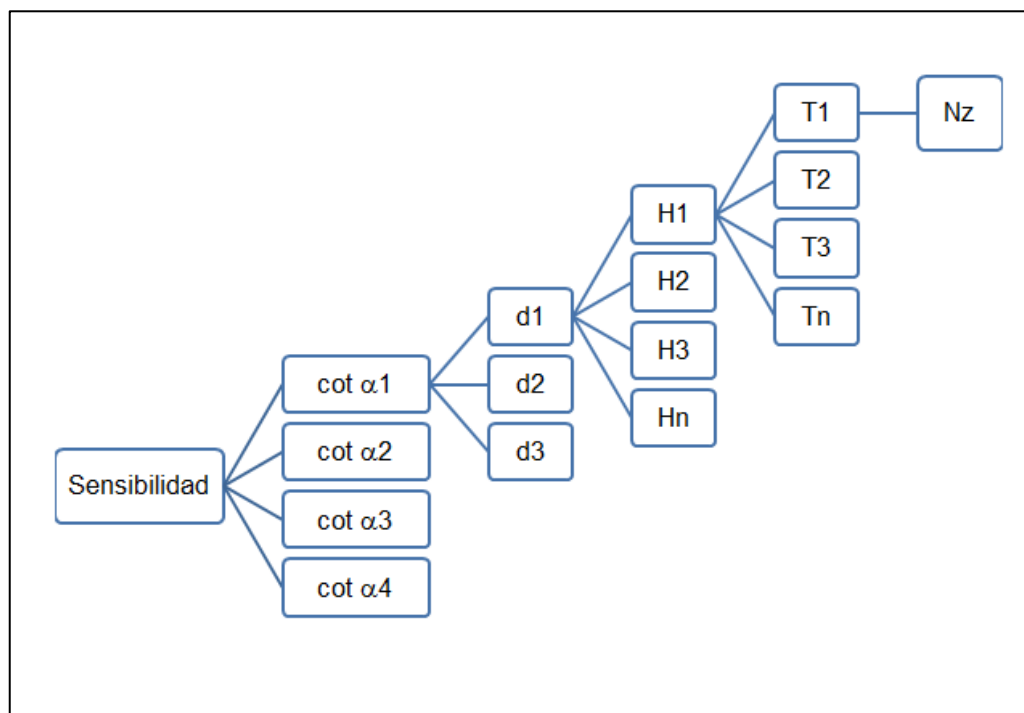


Fig. 4-2: Esquema de parámetros considerados.
Fuente: Elaboración Propia

4.1.1 ALCANCES DEL ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Los factores que no se consideraron en la presente memoria fueron:

- Se consideró sólo rompeolas de roca, debido a que los elementos prefabricados se diseñan con otro tipo de formulaciones. Además existen variadas tipologías, cada una de las cuales está asociadas a un set de ecuaciones, lo que hubiese ampliado en demasía el área de aplicación de este estudio. Adicionalmente se debe tener en consideración que la mayoría de las obras de las cuales se obtuvieron datos reales, están proyectadas en roca.
- Se descartó toda construcción que cuente con berma.
- Se eliminaron los análisis relacionados con rompeolas sumergidos.
- Solo se analizó el tronco de la estructura, descartando todo análisis relacionado con el cabezo y/o morro, debido a que este análisis implica la inclusión de formulaciones adicionales.
- Se excluyó todos los análisis con respecto al efecto de los tsunamis, así como también el impacto de los sismos.
- Se estimó el efecto del oleaje solamente en el frente de la estructura, obviando el análisis relacionado con el trasdós de la obra.
- No se evaluó el diseño del pie de la obra.
- Se estudió solo el efecto del oleaje perpendicular a la obras.
- Sólo se consideraron estudios cuyos resultados hayan sido ensayados por modelos físicos (2D o 3D). Lo anterior se realizó para trabajar con la estabilidad comprobada de los taludes y no en función de fórmulas.
- Se excluyó la modelación numérica de oleaje.
- Se consideró que la expresión “cota” era equivalente a “cota α ”.
- Existen formulaciones que no cuentan con información adicional por lo que se asumió el uso de parámetros estándar. (Por ejemplo, ante la ausencia de especificaciones en relación al tipo de altura, se asume una altura significativa espectral o en caso de no tener rango de variación del número de ola, se asumen los valores que presentó Van der Meer, 1988a)

4.1.2 DEFINICIÓN DE GRUPOS DE FÓRMULAS

Cada ecuación está compuesta de un conjunto de parámetros por lo cual se decidió agruparlas según esa semejanza en relación a su dependencia.

La Tabla 4-1 presenta la lista de estudio y las variables que tiene en común cada grupo:

Grupo 1 $H^3, \rho_s, \alpha, \Delta^3$ Castro (1933) Iribarren (1938) Hedar (1953) Beaudevin (1955) Hudson (1959) Goldstein & Kononenko (1959) Svee (1965) Metelicyna (1967) Font (1968)	Grupo 2 $H^2, \rho_s, \alpha, \Delta^3, T=2.5H$ Mathews (1948) Hickson & Rodolf (1951)	Grupo 3 $H^2, \rho_s, \alpha, \Delta^3, L=20H$ SN-92-60 (1960) Rybtchevsky (1964)	Grupo 4 H^3, ρ_s, α, L Larras (1952) Losada & Giménez-Curto (1979) Koev (1992)
Grupo 5 $H, \alpha, N_z, S, \Delta$ Van der Meer (1988a) Van Gent (2003)	Grupo 6 H Iribarren (1965) Taylor (1973) Hedar (1986) Medina & McDougal (1988) Hald & Burcharth (2000)	Grupo 7 Incluye el análisis de todas las fórmulas incluidas desde el G1 al G6.	Grupo 8 T Larras (1952) Losada y Giménez-Curto (1979) Van der Meer (1988a) Koev (1992) Vidal (1999)
Notación: H: altura de ola L: longitud de onda α: ángulo del talud ρ_s: densidad de la roca ρ_w: densidad del agua salada Δ: ρ_s/ρ_w ϕ: ángulo de rozamiento N_z: número de ola S: nivel de daño			

Tabla 4-1: Formulaciones agrupadas
Fuente: Elaboración propia

4.1.3 DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL OLEAJE

A partir de la base de datos de “Olas Chile IV”, se trabajó con 30 años de oleaje en aguas profundas para 9 localidades del país. Estas fueron: Arica, Iquique, Mejillones, Antofagasta, Caldera, Coquimbo, Valparaíso, Constitución y San Vicente. A través del método de valores sobre el umbral, se seleccionaron las 30 mayores alturas de ola, cada una de las cuales tuvo asociada una dirección y periodo peak.

Para cada localidad se calculó la altura promedio (H_{mean}) y la desviación estándar (DS) de los datos, lo que permitió la obtención de la altura de ola umbral (H_{umbral}) a través de la siguiente fórmula:

$$H_{umbral} = H_{mean} + 3 DS \quad \text{Ecuación 34}$$

De esta forma se aseguró que con un 99% de confianza estadística, los valores normales de altura de ola estuvieran contenidos por debajo de este valor, mientras que si era superado, se consideró la onda como ola de tormenta. La H_{umbral} a su vez permitió la definición de la duración de la tormenta y por consiguiente, el número de ola (N_z). Este último se obtuvo a través de la siguiente expresión:

$$N_z = \frac{\text{duración de la tormenta}}{\text{periodo de onda}} \quad \text{Ecuación 35}$$

4.1.4 DISEÑO GEOMÉTRICO DE ALTERNATIVAS DE ROMPEOLAS

Para diseñar los rompeolas geométricamente se estimaron algunos datos en relación a las características presentes en el área de trabajo.

Se consideró la cota de coronamiento de la estructura, calculada en razón al máximo run-up al cual estaría expuesta. Con lo anterior se asegura que en ninguna localidad la obra de diseño se verá superada por alguna ola. Luego se estimó la cota mínima a la cual debiese estar construido el núcleo.

El ancho de la cresta de coronamiento, se estimó considerando las dimensiones de los camiones que posiblemente transiten sobre el rompeolas en el proceso constructivo y un factor de seguridad de 1 [m]. El cálculo se realizó con la siguiente fórmula:

$$\text{Ancho de cresta} = \text{ancho de camión} * 2 + \text{factor de seguridad} \quad \text{Ecuación 36}$$

Las dimensiones estándar de un camión vienen representadas por la Fig. 4-3

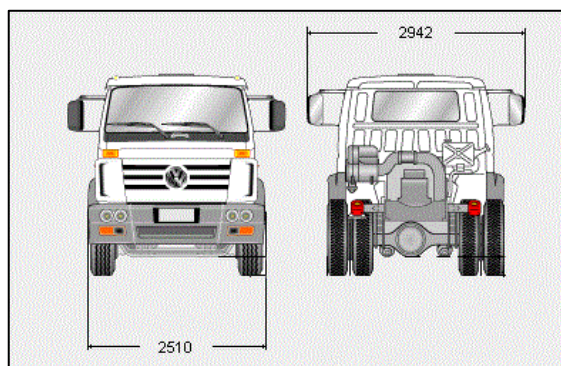


Fig. 4-3: Dimensiones de un camión estándar.
Fuente: www.viarural.com.ec (2014)

En relación al ángulo de la playa, se consideró $\phi = 0.03$ [°] por suponerse característico de las costas de Chile. Esto se basó en el cálculo de distancias en una carta náutica considerando las profundidades entregadas por los veriles.

4.1.5 ESCENARIOS

Para el análisis de las formulaciones se consideraron escenarios en los que se variaron diversos parámetros y se crearon opciones para estimar las exigencias de cada fórmula.

Se consideró una profundidad al pie de la obra, para diferentes lugares en Chile; estos valores fueron respaldados en base a la experiencia de construcción de consultores senior de la empresa Baird & Associates S.A. Se consideraron en tres escenarios cuyos valores fueron $d = 5, 10$ y 15 [m].

Los datos de los diferentes taludes se obtuvieron del análisis de todas las formulaciones involucradas en este estudio, las que contaron con un rango de validez establecido con anterioridad. Para dar cumplimiento a las limitaciones de cada ecuación se decidió optar por los datos que satisfacen la mayoría de las fórmulas analizadas, esto es $\cot \alpha = 1.5, 2.0, 2.5$ y 3.0 .

En la Fig. 4-4 se ilustran las dimensiones fijas que se contemplaron en el rompeolas de diseño. Se consideró un ancho del coronamiento de 7 [m], una cota mínima de 6 [m] por sobre el nivel medio del mar y un ángulo de la playa " ϕ ". Además, la profundidad " d " y la inclinación del talud " $\cot \alpha$ ". Las dimensiones que no han sido indicadas dependen del diámetro de las rocas de coraza.

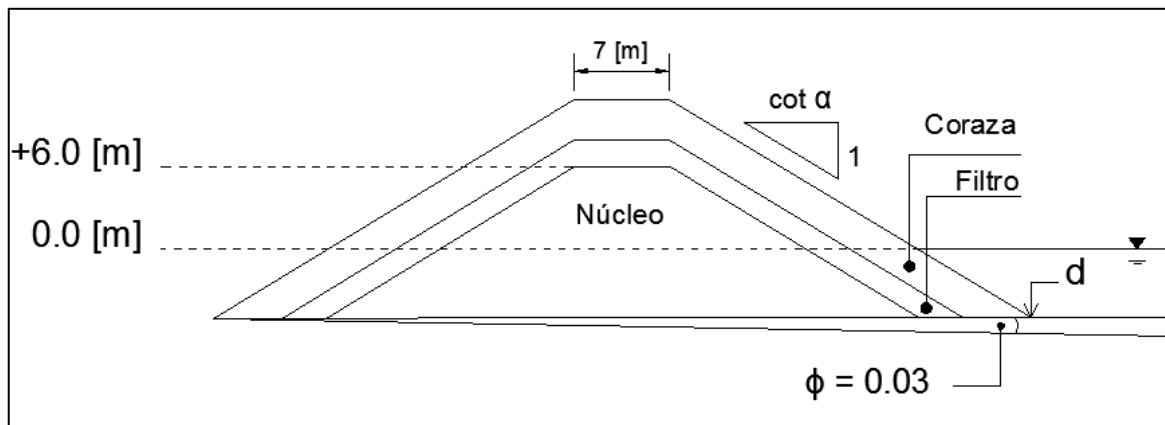


Fig. 4-4: Diseño base para sensibilización de escenarios.
Fuente: Elaboración propia

4.2 APLICACIÓN A PROYECTOS EN CHILE

En Chile se construyeron múltiples proyectos que involucraron rompeolas de roca. Es por esta razón que se realizó una selección de algunos de ellos para analizar en profundidad sus resultados y contrastarlos con los entregados por las formulaciones recopiladas.

4.2.1 FUENTES DE INFORMACIÓN Y TIPOS DE PROYECTOS CONSIDERADOS

Para obtener acceso a la información oficial se recurrió a dos entidades estatales que conservaban originales de los proyectos a evaluar y a una empresa privada. La primera institución es la Dirección de Obras Portuarias dependiente del Ministerio de Obras Públicas y la segunda es el Instituto Nacional de Hidráulica (en adelante INH). Además se contó con la colaboración de la empresa Baird & Associates S.A.

Se recopilaron 6 proyectos, los que incluyeron ensayos en modelos físicos bidimensionales o tridimensionales, éstos se nombran a continuación:

1. Estudio de agitación sitio 3, prolongación hacia el espigón y mejoramiento malecón de la costanera sector Bellavista (Instituto Nacional de Hidráulica, 1988)
2. Estudio de agitación en modelo físico tridimensional para evaluar la geometría de la línea de playa y configuración de obras marítimas (Instituto Nacional de Hidráulica, 2004).
3. Estudio en modelo físico para la ampliación de las obras marítimas en playa Paraíso (Instituto Nacional de Hidráulica, 2007).
4. Estudio en modelos físicos tridimensional y bidimensional para la construcción de la playa artificial El Laucho y el mejoramiento de la playa La Lisera (Instituto Nacional de Hidráulica, 2008).
5. Estudio en modelo físico bidimensional playa El Salitre (Instituto Nacional de Hidráulica, 2010c).
6. Estudio de mejoramiento en la protección costera cancha de acopio de carbón, central termoeléctrica Tocopilla (Instituto Nacional de Hidráulica, 2012).

Para mayor detalle consultar el apartado 5.3.

4.2.2 SELECCIÓN DE LAS FÓRMULAS

Para cada uno de los grupos indicados en la Tabla 4-1, se seleccionó una ecuación con el fin de testear los diferentes escenarios creados para el rompeolas de diseño. Además, esta selección se utilizó para verificar los valores entregados en los proyectos del INH (ver título 4.2.1).

Grupo 1: se consideró el informe de la Permanent International Association of Navigation Congresses (1976), el cual indica en sus conclusiones algunos comentarios que resultaron útiles al momento de elegir la fórmula representativa del grupo. A continuación se presenta un extracto:

"Debido al desacuerdo entre las diferentes fórmulas... y en razón de las simplificaciones que éstas presuponen, la Comisión considera que las fórmulas actuales de estabilidad de las obras en talud son relativamente inadecuadas. Por ello sólo deben utilizarse para un predimensionamiento de los elementos del talud. Teóricamente se deben preferir aquellas que tienen en cuenta la altura de ola y la longitud de onda (o el periodo). Sin embargo es la fórmula de Hudson para la que mejor se ha determinado el ámbito de aplicación mediante estudios en laboratorio, pero esa fórmula desconoce el periodo y la forma de rotura de las olas sobre talud, siendo ambas cosas de la máxima importancia".

(MOPT, 1992, citado en Del Villar & García, 2008)

Otros conceptos ignorados por los autores que componen este grupo fueron: la duración de la tormenta y el tipo de rompiente. Finalmente de las 9 ecuaciones que conforman el grupo, se eligió la formulación de Hudson (1959) como la más representativa. Esta elección se sustenta en su uso masivo alrededor del mundo y también porque es la fórmula que utiliza el INH en 5 de los 6 informes analizados en esta memoria en el título 5.3.

Grupo 2: imposibilidad para crear un criterio que sostuviera la elección de la fórmula representativa, debido a la información limitada de ambos papers. Por ende, el criterio de elección se redujo a la existencia del documento de trabajo, que en este caso fue Hickson & Rodolf (1951).

Grupo 3: el criterio de elección se basó en los gráficos de las fórmulas y se eligió la ecuación de Rybtchevsky (1964) ya que incluye los valores extremos de la comparación (ver título 5.2.3).

Grupo 4: presentó resultados disímiles entre sí, por lo que el criterio de elección fue la observación del comportamiento de la función α . Lo antes mencionado se revisa en el título 5.2.4. Por lo tanto, se eligió la ecuación de Koev (1992) debido a que su curva presenta cambios graduales, es decir, ilustra una estabilidad matemática en su formulación.

Grupo 5: el criterio de elección, se basó en los años de experiencia en el uso de la fórmula de Van der Meer en los Países Bajos. Además la fórmula de Van der Meer (1988a) contiene diferenciación en el uso de aguas someras y profundas con una subdistinción en el tipo de rompiente.

Grupo 6: para este conjunto se eligió la ecuación de Iribarren (1965) debido a que su función α se ajusta a valores medios. Asimismo, esta fórmula se presentó como una mejora del autor, en relación a la concebida en 1938.

Grupo 7 y 8: este es un compilado de los grupos anteriores por lo tanto no fue necesaria su evaluación particular.

La Tabla 4-2 muestra un resumen de las fórmulas seleccionadas.

Número de grupo	Fórmula	Año
1	Hudson	1959
2	Hickson & Rodolf	1951
3	Rybtchevsky	1964
4	Koev	1992
5	Van der Meer	1988
6	Iribarren	1965

Tabla 4-2: Fórmulas elegidas
Fuente: Elaboración propia

4.2.3 VERIFICACIÓN DE LAS FÓRMULAS

El INH ejecutó 6 ensayos de laboratorio en los que recomendó un peso de roca para cumplir con la estabilidad de la estructura ensayada (ver título 5.3). Estos resultados se obtuvieron con la fórmula de Hudson (1959).

La verificación de las fórmulas se realizó, contrastando las recomendaciones del INH, con los valores obtenidos al utilizar las ecuaciones indicadas en la Tabla 4-2.

5 RESULTADOS

En este capítulo se muestran los resultados obtenidos de los análisis planteados en el apartado de la metodología, comentándose aquellos aspectos que resultaron relevantes.

5.1 CARACTERÍSTICAS DE OLEAJE EN CHILE

5.1.1 PERIODO Y ALTURA DE OLA

En relación a los datos característicos que definen el clima de oleaje de Chile y que se aplicaron al análisis de sensibilidad, se trabajó con la altura de ola, cuyo rango superior se obtuvo considerando el máximo valor de la data y para el rango inferior se estableció una altura de ola que pudiera representar condiciones a las cuales estaría expuesta una obra al momento de su construcción. Como criterio, se establece una altura de ola con un rango de entre 0.5 y 9.0 [m].

Para obtener el rango de periodos, se calculó el valor máximo y mínimo en toda la data, y se establece un intervalo entre 8 y 18s.

5.1.2 ALTURA UMBRAL

La información complementaria relacionada con la altura de ola umbral (H_{umbral}) se revisó en el título 4.1.3.

En la Tabla 5-1 se muestran las H_{umbral} para las localidades estudiadas.

Zona	H_{mean}	DS	$H_{\text{umbral}} = H_{\text{mean}} + 3DS$
Arica	1,71	0,46	3,08
Iquique	1,84	0,48	3,28
Mejillones	1,91	0,51	3,42
Antofagasta	1,90	0,51	3,41
Caldera	2,11	0,57	3,83
Coquimbo	2,18	0,61	4,02
Valparaíso	2,44	0,73	4,64
Constitución	2,61	0,83	5,11
San Vicente	2,47	0,84	5,00

Tabla 5-1: Localidades y sus respectivas H_{umbral}
Fuente: Elaboración propia

Un aspecto importante de destacar de los resultados obtenidos en la Tabla 5-1, es el aumento de la altura media hacia el Sur, así como también la desviación estándar de éstas. Dicha situación se debería principalmente a la climatología natural del oleaje en las costas chilenas, dado que los principales frentes de energía de olas se producen en el Sur.

La mayor cercanía a las zonas de generación de las localidades de Valparaíso, Constitución y San Vicente, sería la responsable de la mayor altura de ola promedio. Adicionalmente, la mayor dispersión de los datos (desviación estándar) indicaría que en ocasiones el nodo analizado de la base de datos disponibles, quedó en la zona de generación.

5.1.3 NÚMERO DE OLA

Los rompeolas de talud estructuralmente se pueden clasificar como obras de falla progresiva, es decir, que su inestabilidad depende de la acción continua de una determinada forzante. Para el caso del oleaje es relevante considerar la duración de la tormenta y consecuentemente el número de ola que ataca la estructura.

La fórmula de Van der Meer (1988a) es la única que entrega un rango aplicable para este parámetro y el autor suscrito considera necesario profundizar en su análisis. Para ello se reunió información de 9 localidades que entregaron el estado del número de ola en tormentas sucedidas en Chile desde el año 1980 hasta 2010. (Base de datos “Olas Chile IV”).

Al momento de obtener el número de ola asociado a cada tormenta en las respectivas zonas de estudio, se constató que no coincidía con los rangos de validez que propone Van der Meer (1988a) para su formulación, esto es $N_z < 7000$. Es por esta razón que se decidió ahondar en su análisis generando la Fig. 5-1 y a partir de ésta, cuantificar los valores que superaban el umbral de las 7000 olas.

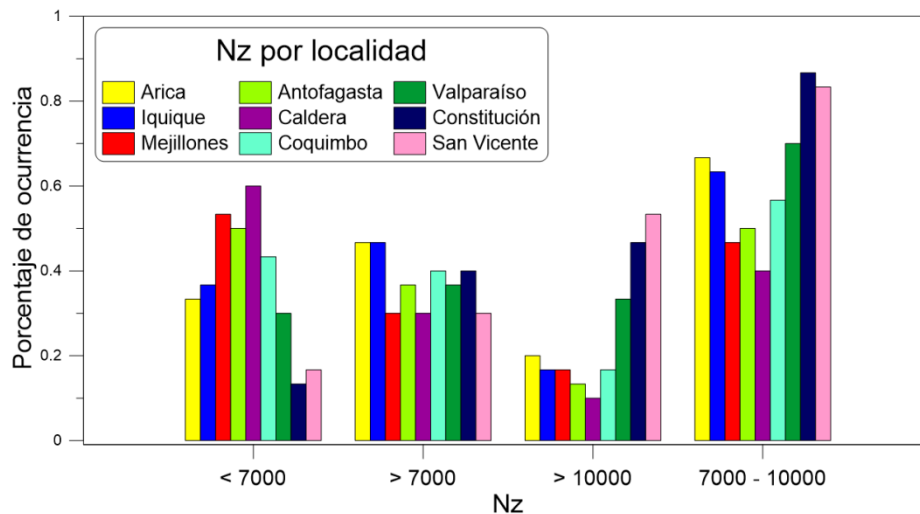


Fig. 5-1: Número de ola (Nz) para las localidades de estudio.
Fuente: Elaboración propia

En la Fig. 5-1 se muestran los números de ola diferenciados por localidad y ocurrencia. El último rango considera un intervalo entre 7000 y 10000 olas, lo que invalida el uso de la ecuación de Van der Meer (1988a) con respecto a tormentas de oleaje que ocurren en Chile, de acuerdo a la base de datos de “Olas Chile IV”. En todas las zonas estudiadas, la superación del umbral de 7000 olas alcanza el 40%. En seis de las nueve localidades estudiadas, existe un 50% de tormentas que supera el rango entregado por Van der Meer (1988a), lo que implica que esta formulación no se adapta a las condiciones y características de oleaje en Chile. Los dos casos más críticos son las localidades de Constitución y San Vicente cuyos porcentajes son de 83% y 87% respectivamente.

A lo anterior se adiciona el estudio del peralte del oleaje para todas las tormentas analizadas en las 9 localidades de interés. En la Fig. 5-2 se muestra un gráfico por zonas de la altura

significativa espectral versus el periodo peak y adicionalmente se entrelazan líneas que exponen el peralte asociado a cada dato.

Es posible derivar que el comportamiento de los datos no sigue un patrón constante en todas las zonas, sino que, presenta un comportamiento particular para cada localidad.

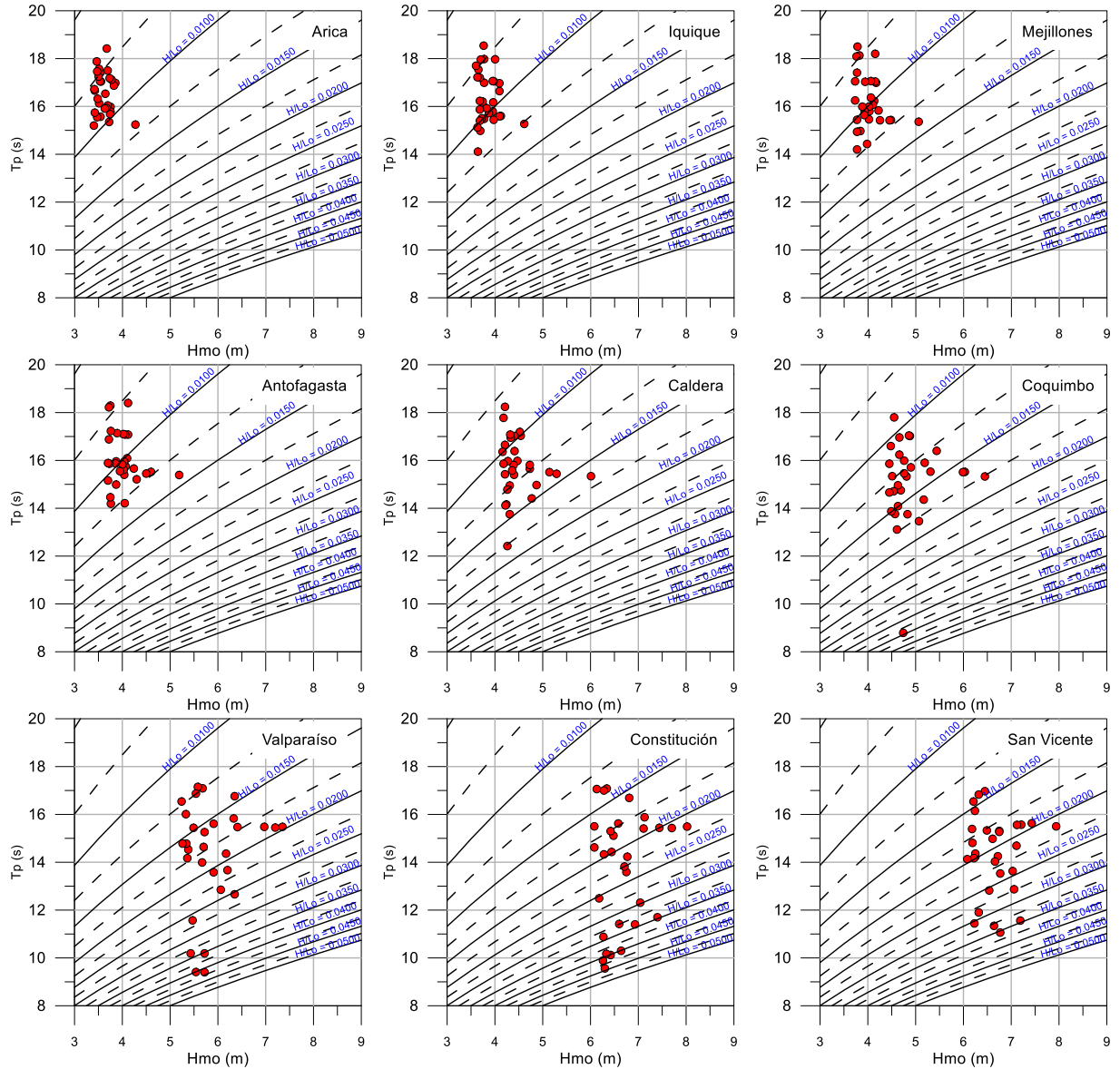


Fig. 5-2: Análisis del peralte del oleaje por localidad.
Fuente: Elaboración propia

Analizando los valores de norte a sur, desde Arica a San Vicente, se observa un desplazamiento de los datos de izquierda a derecha, lo que implica que existe un aumento de la altura de ola. En relación a lo anterior se muestran alturas en el rango de los 3 y 4 [m] para Arica y en San Vicente este rango se presenta entre los 6 y 8 [m]. Además se muestra que los datos se trasladan hacia abajo disminuyendo los periodos a medida que se va

avanzando hacia el sur. Esta disminución del periodo se debería principalmente, a la cercanía con la zona de generación de las tormentas.

En el norte del país, los datos muestran baja dispersión y mientras se avanza hacia el sur esta variación aumenta. Lo anterior, se traduce en rangos de altura y periodo que se incrementan.

De forma complementaria se agrega la Fig. 5-3 que ilustra el peralte del oleaje con respecto al número de ola. Se indican además los dos valores que Van der Meer (1988a) propuso para la utilización de sus formulaciones: el primero correspondiente a un número de ola igual a 7000, que posteriormente fue ampliado a las 10000 olas (Van der Meer, 1988b). La excedencia de estos límites, está representada por un 25% y 63%, para las 10000 y 7000 olas respectivamente. Este resultado confirma que la fórmula de Van der Meer (1988a) no sería válida en su totalidad para su uso en Chile.

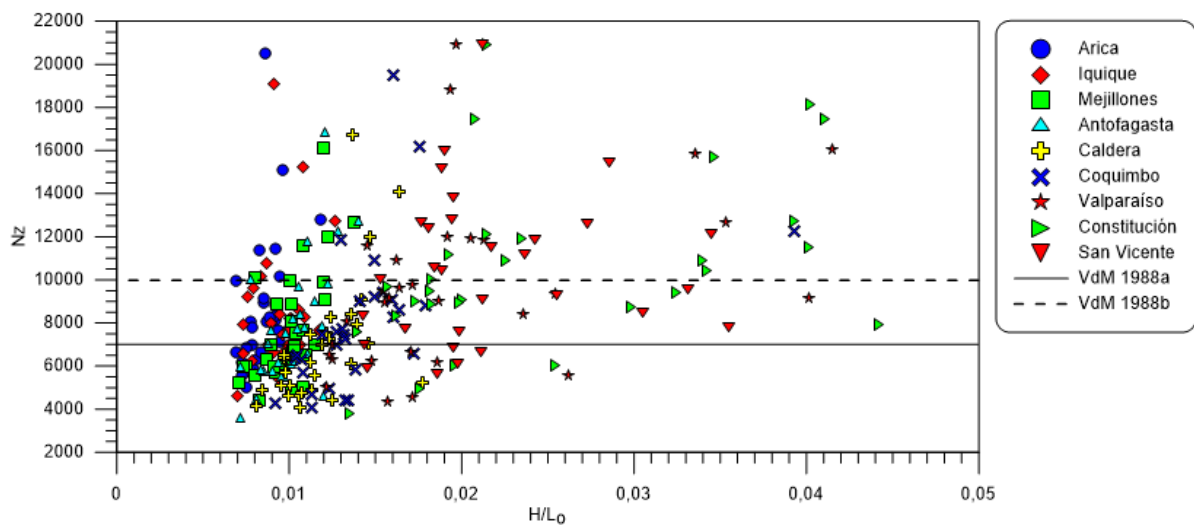


Fig. 5-3: Análisis del peralte del oleaje incluyendo todas las zonas de estudio.
Fuente: Elaboración propia

5.2 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

En este apartado se analizan, grafican y comentan los resultados del estudio de las fórmulas que componen los grupos de trabajo.

5.2.1 GRUPO 1

El siguiente conjunto de gráficos representa la evaluación de los pesos de roca, asociados a una determinada altura de ola y talud de la estructura.

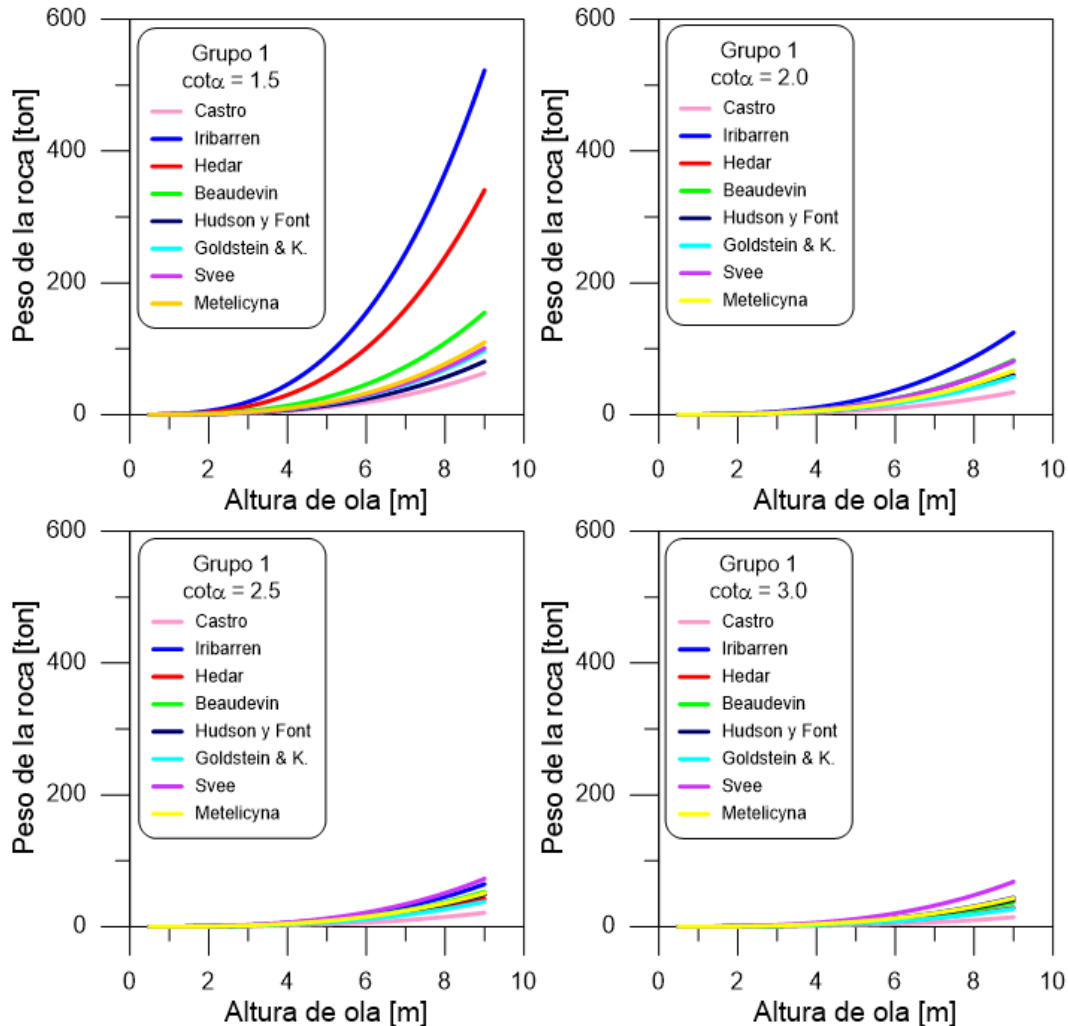


Fig. 5-4: Comparación de formulaciones del "Grupo 1" analizadas en diferentes taludes
Fuente: Elaboración Propia

La Fig. 5-4 compara todas las formulaciones para percibir la variación de cada una de ellas con respecto a las distintas pendientes del talud de escollera.

En el "Grupo 1" se consideran nueve formulaciones que presentan la misma tendencia exponencial, difiriendo sólo en las magnitudes de sus resultados. La forma que presenta

cada curva, podría deberse a la composición en común que tiene cada ecuación con parámetros que no se modifican en ninguna de ellas, por lo que la base se mantiene en un crecimiento constante y su diferencia radica en la constitución de los componentes restantes.

Es posible apreciar que a medida que aumenta la altura de ola, también lo hace el peso de la roca, esto sucede porque debe oponer mayor resistencia para soportar la energía del oleaje, con el propósito de disiparla.

Además se observa una disminución del peso de la roca a medida que la pendiente del talud va decreciendo. Ésta es una respuesta natural de la estática de estructuras, pues al trabajar en planos menos inclinados, el peso propio colabora positivamente y viceversa.

El primer análisis indica que para los taludes cuya $\cot \alpha = 2.0, 2.5$ y 3.0 , los valores no superan las 160 [ton] considerando una altura de ola igual a 9 [m]. Mientras que para el caso de la $\cot \alpha = 1.5$, existen dos datos que se escapan de este límite, superando las 300 y 500 [ton] para las formulaciones de Hedar (1953) e Iribarren (1938) respectivamente. Generalizando, la pendiente más tendida ($\cot \alpha = 3.0$) presenta las menores magnitudes de pesos de roca con un orden menor a las 70 [ton], mientras que para la pendiente menos tendida ($\cot \alpha = 1.5$), los valores son de un orden de 550 [ton].

Probablemente las fórmulas de Iribarren (1938) y Hedar (1953) no tienen la capacidad de representar taludes con pendientes elevadas o son más conservadoras.

Considerando la $\cot \alpha = 1.5$, se toma la curva de Iribarren (1938), por ser la que indica los pesos mayores, y se calculan las diferencias con las formulaciones que le siguen. Las primeras comparaciones se realizaron con Hedar (1953) y Beaudevin (1955), las que arrojaron una variación del 35% y 70% respectivamente. A partir de ahí, las ecuaciones muestran hasta un 83% de diferencia, lo que se considera muy elevado.

A continuación en la Fig. 5-5 se muestran las gráficas con un acercamiento para detectar cambios más sutiles.

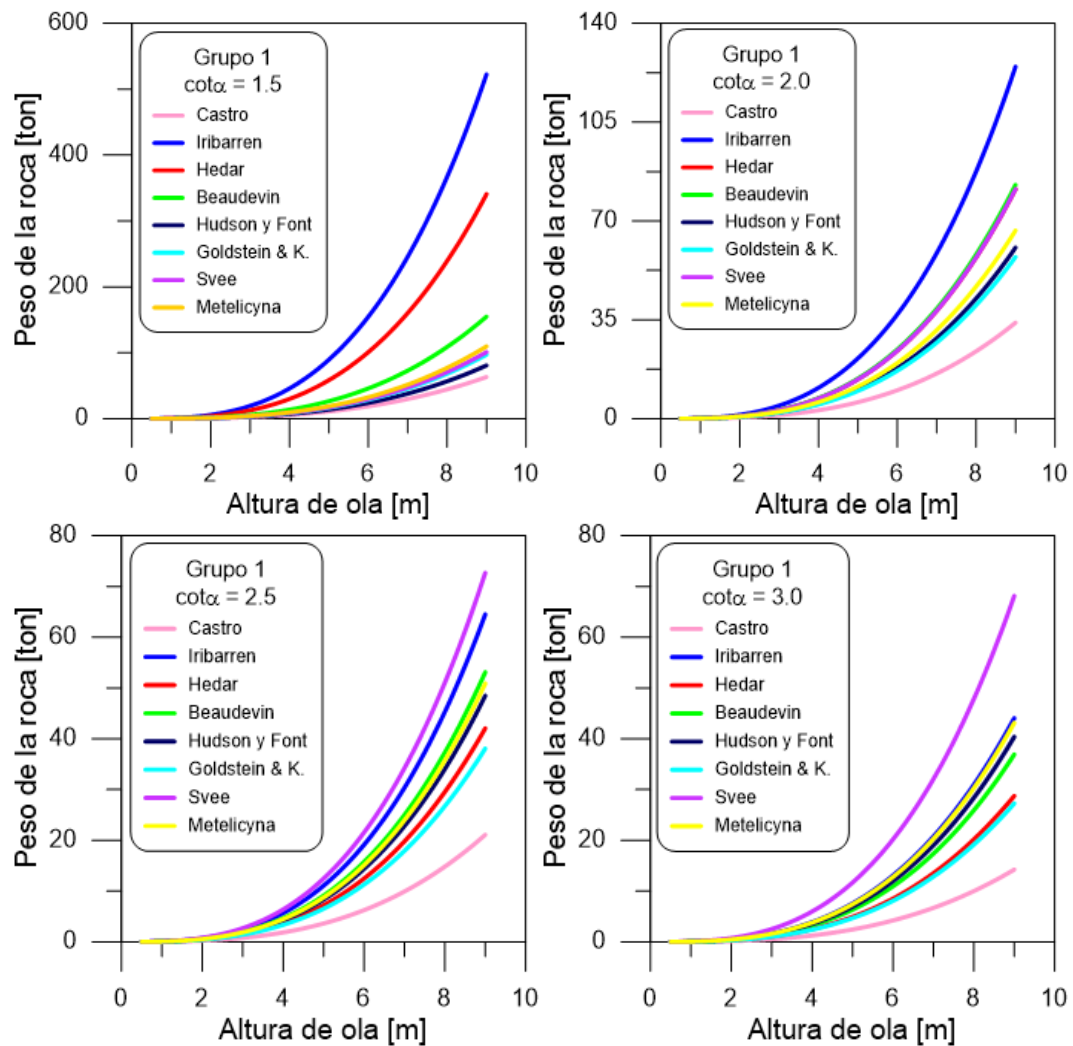


Fig. 5-5: Ecuaciones del "Grupo 1" analizadas en diferentes taludes
Fuente: Elaboración Propia

Analizando particularmente la $\cot \alpha = 1.5$ y 2.0 , la ecuación que entrega los mayores pesos es la de Iribarren (1938), mientras que para los casos restantes, es la fórmula de Svee (1965). Cabe mencionar que los pesos mínimos corresponden a la formulación de Castro (1933).

La situación antes descrita, indicaría que cada una de las fórmulas de diseño no responde de manera sostenida a los cambios de pendiente del talud.

Para profundizar el análisis, se realiza un estudio complementario que consiste en tomar exclusivamente los argumentos de la ecuación que dependen del ángulo del talud ($f(\alpha)$), incluyendo las constantes (K) que acompañan a cada fórmula.

Las expresiones obtenidas son las siguientes:

$$[K * F(\alpha)]_{Castro} = \frac{0.704}{(cot\alpha + 1)^2 \sqrt{cot\alpha - \frac{2}{\rho_s}}} \quad \text{Ecuación 37}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Iribarren} = \frac{0.023}{(cos\alpha - sin\alpha)^3} \quad \text{Ecuación 38}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Hedar} = \frac{0.015}{(cos\alpha - sen\alpha)^3} \quad \text{Ecuación 39}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Beaudevin} = \left(\frac{0.25}{cot\alpha - 0.8} \right) \quad \text{Ecuación 40}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Hudson} = \frac{1}{(K_D cot\alpha)} \quad \text{Ecuación 41}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Font} = \frac{1}{(K_D cot\alpha)} \quad \text{Ecuación 42}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Goldstein\&K} = 0.42 \tan^{1.83} \alpha \quad \text{Ecuación 43}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Svee} = \frac{0.12}{(cos\alpha)^3} \quad \text{Ecuación 44}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Metelicyna} = \frac{0.0375}{(\cos(23^\circ + \alpha))^3} \quad \text{Ecuación 45}$$

En el caso de Hudson (1959) y Font (1968), el argumento $K*f(\alpha)$ es el mismo, por lo tanto, las curvas quedan superpuestas en todas las gráficas.

Al observar la Fig. 5-6, se percibe la inclinación de cada una de las curvas y se puede entender por qué los pesos máximos no se ven representados por la misma fórmula. Esto se debe, a que las curvas de Iribarren (1938) y Svee (1965) se cruzan, modificando la tendencia.

Mientras más próxima a una línea horizontal sea la curva, más cercanía tienen los resultados entre sí. La fórmula de Svee (1965) es la que presenta mayor horizontalidad y al contrastar este resultado con la gráfica individual mostrada en la Fig. 5-7 se comprueba. Sucede el fenómeno inverso con la fórmula de Iribarren (1938).

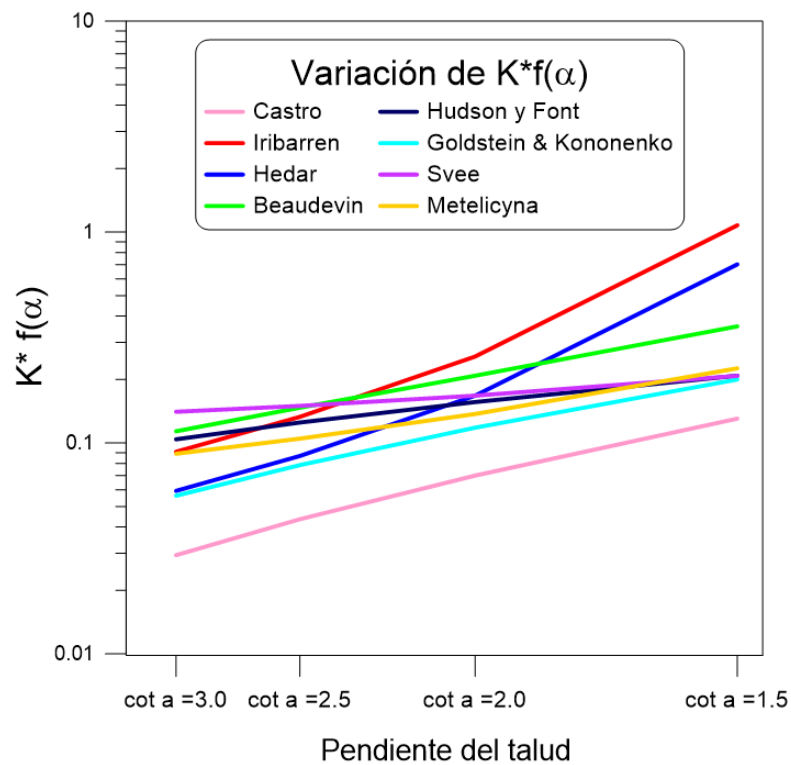


Fig. 5-6: Evaluación de la variación $K^*f(\alpha)$ para el "Grupo 1"
Fuente: Elaboración Propia

La Fig. 5-7 se muestra el comportamiento de la fórmula de Iribarren (1938) y Svee (1965) para ejemplificar la dispersión de sus datos.

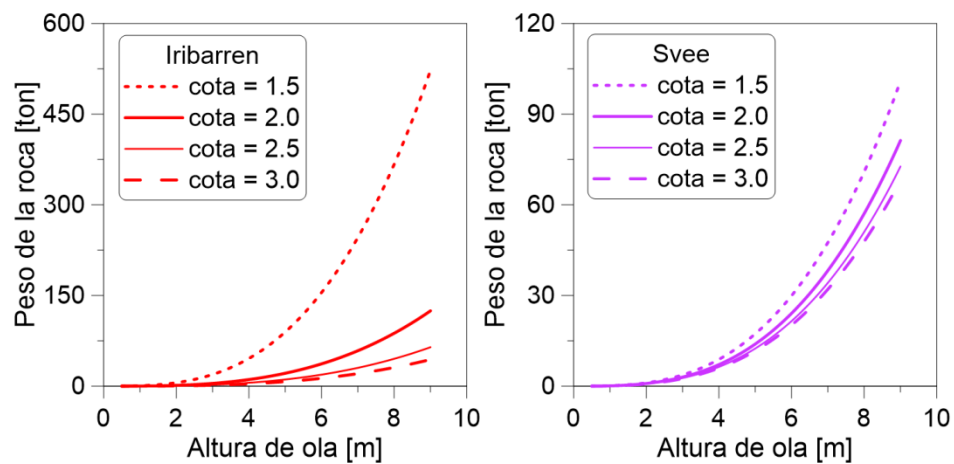


Fig. 5-7: Gráfica particular de las fórmulas de Iribarren (1938) y Svee (1965)
Fuente: Elaboración Propia

En general del análisis del “Grupo 1” se puede establecer que:

- Iribarren (1938) y Hedar (1953) presenta los resultados con mayor variabilidad en lo relativo al cambio de talud de la escollera de protección.
- Castro (1933) es la formulación que exhibe los menores pesos de rocas, independiente de la altura de ola y talud de la escollera evaluado.
- El conjunto restante de ecuaciones del “Grupo 1”, muestra una escasa variación al modificar rangos de taludes o alturas, con tendencias claras al aumento, con mayor altura de ola; y disminuciones, al hacer más tendido el talud.

5.2.2 GRUPO 2

En el “Grupo 2” se presentan dos fórmulas de comportamiento similar, ambas con una tendencia que indica que el peso de la roca aumenta, si la altura de ola e inclinación del talud hacen lo propio.

Para generar el gráfico de variación de $K \cdot f(\alpha)$ se utilizaron las siguientes expresiones:

$$[K \cdot F(\alpha)]_{\text{Mathews}} = \frac{0.0149}{(\cos \alpha - 0.75 \sin \alpha)^2} \quad \text{Ecuación 46}$$

$$[K \cdot F(\alpha)]_{\text{Hickson \& R}} = \frac{0.0162}{\left(\tan \left(45^\circ - \frac{\alpha}{2} \right) \right)^3} \quad \text{Ecuación 47}$$

Si se observa la Fig. 5-8, ésta presenta una forma semejante para los dos autores. Se perciben diferencias de magnitud y menor horizontalidad en el caso de Mathews (1948), lo que implica mayor dispersión de sus datos. En general, la función de Hickson & Rodolf (1951) presenta las mayores magnitudes en relación al peso de la roca.

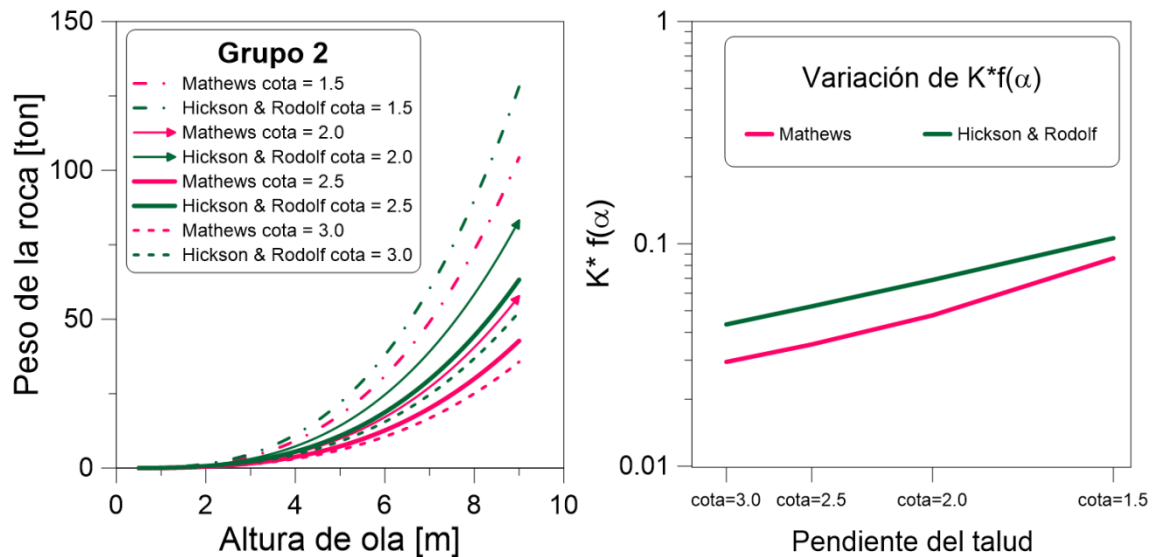


Fig. 5-8: Variación de fórmulas del “Grupo 2” según talud (izq.) y función α (der.)
Fuente: Elaboración Propia

Se distingue que no existe una diferencia sostenida entre ambas formulaciones, pero ésta decrece a medida que el talud de la obra aumenta. Observándose variaciones del 32% y 19%, para la cot $\alpha=3.0$ y 1.5 respectivamente.

5.2.3 GRUPO 3

El “Grupo 3” exhibe igual comportamiento que los “Grupos 1 y 2”. Para obtener la variación de $K^*f(\alpha)$ se utilizaron las siguientes expresiones:

$$[K * F(\alpha)]_{SN-92-60} = \frac{0.025}{\sqrt{1 + \cot\alpha^3}} \quad \text{Ecuación 48}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Rybtchevsky} = \frac{0.015}{(\cos\alpha)^3 \sqrt{\cot\alpha^3}} \quad \text{Ecuación 49}$$

En la Fig. 5-9 la variación de $K^*f(\alpha)$, es mayor para el caso de Rybtchevsky (1964), por lo que sus datos son más dispersos. Además, para las cot $\alpha = 2.0$, 2.5 y 3.0, los valores mayores los entrega la ecuación de SN-92-60, este comportamiento se ve modificado para la cot $\alpha = 1.5$ debido a que las curvas se cruzan y la tendencia se modifica.

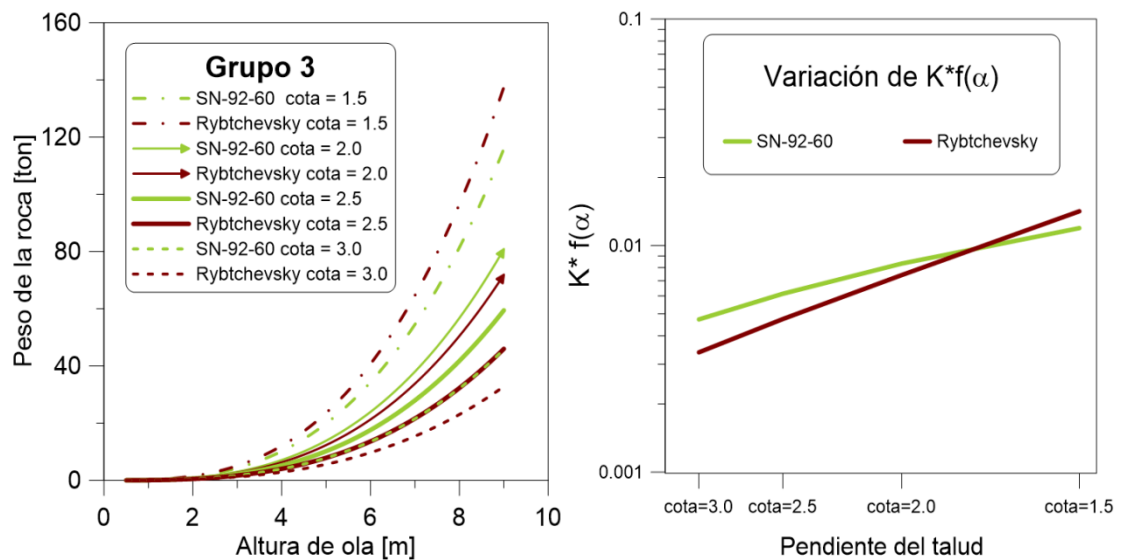


Fig. 5-9: Variación de fórmulas del "Grupo 3" según talud (izq.) y función α (der.)
Fuente: Elaboración Propia

En el lado izquierdo de la Fig. 5-9, se presenta la superposición de dos curvas, estas son: “SN-92-60 cot $\alpha=3.0$ ” y “Rybtchevsky cot $\alpha=2.5$ ”. Este comportamiento es anómalo, debido a que las curvas representan a autores y taludes diferentes. Sin embargo, al revisar los resultados del análisis de sensibilidad, éstos señalan diferencias mínimas. Lo anterior podría deberse a la similitud de los parámetros que componen las fórmulas.

Se destaca que ante un cambio de talud, la mayor sensibilidad la presenta la ecuación de Rybtchevsky (1964), dado lo empinado de su función $K^*f(\alpha)$. Eventualmente este comportamiento se debería a los ajustes realizados por el propio autor sobre sus datos experimentales.

5.2.4 GRUPO 4

La gran diferencia que presenta el “Grupo 4” con los precedentes, es que aumenta la cantidad de variables a sensibilizar, añadiendo el periodo de la onda y la profundidad a la cual estaría ubicada la obra. Se realizaron gráficos para profundidades de 5, 10 y 15 [m], y periodos de 8, 10, 12, 14, 16 y 18 [s], habiendo sido justificados estos rangos previamente. (Ver título 4.1.5 y 5.1.1)

A continuación se presenta el detalle de los análisis, clasificados según profundidad.

5.2.4.1 Profundidad: 5 [m]

La limitación por rotura para este caso viene dada de acuerdo a la siguiente expresión:

$$H_b = 0.78 * d$$

Ecuación 50

Es decir, $H_b = 0.78 * 5[m] = 3.9 [m]$, de tal modo que para valores superiores se han truncado los gráficos. Este antecedente se utiliza debido a que el oleaje que cuente con una altura de ola superior a los 3.9 [m], no es físicamente posible y por lo tanto, no puede interactuar con la obra proyectada.

Se puede observar en la Fig. 5-10, que para la ecuación de Koev (1992) el peso de la roca crece en relación al aumento de: la altura, el periodo y la inclinación del talud.

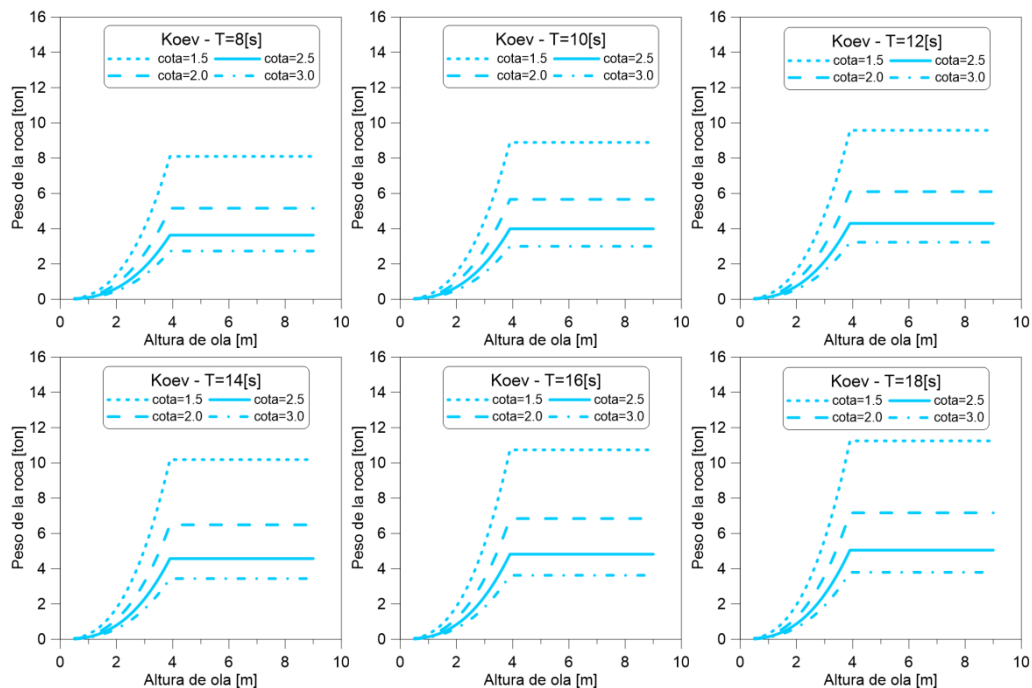


Fig. 5-10: Comportamiento de la fórmula de Koev para una profundidad de 5[m]
Fuente: Elaboración Propia

Se percibe, que a medida que se incrementa el periodo van disminuyendo las diferencias de pesos entre taludes. Por ejemplo, para el periodo de 8 [s] y la cot $\alpha=1.5$, existen variaciones de 36%, 55% y 66%, con respecto a las cot $\alpha=2.0$, 2.5 y 3.0 respectivamente, mientras que para los 18 [s] estas diferencias son de 12%, 38% y 53%. De lo anterior se extrae que: cuando el periodo es menor, cobra importancia la elección del talud a utilizar porque las diferencias entre uno y otro son significativas.

Desde un punto de vista físico, se podría explicar este efecto, a través de la capacidad de transporte que tienen las ondas cortas. Ante un talud más empinado, las rocas deben tener un mayor peso, debido a que su estabilidad está dada por una componente de dicho vector (Perillo, 2003).

En la Fig. 5-11 es posible advertir que para la fórmula de Larras (1952), el peso de la roca aumenta a medida que la inclinación del talud y altura de ola hacen lo propio.

Al observar el comportamiento de la cot $\alpha=1.5$, la curva escapa del rango de valores e indica diferencias superiores al 90% con respecto a los taludes restantes.

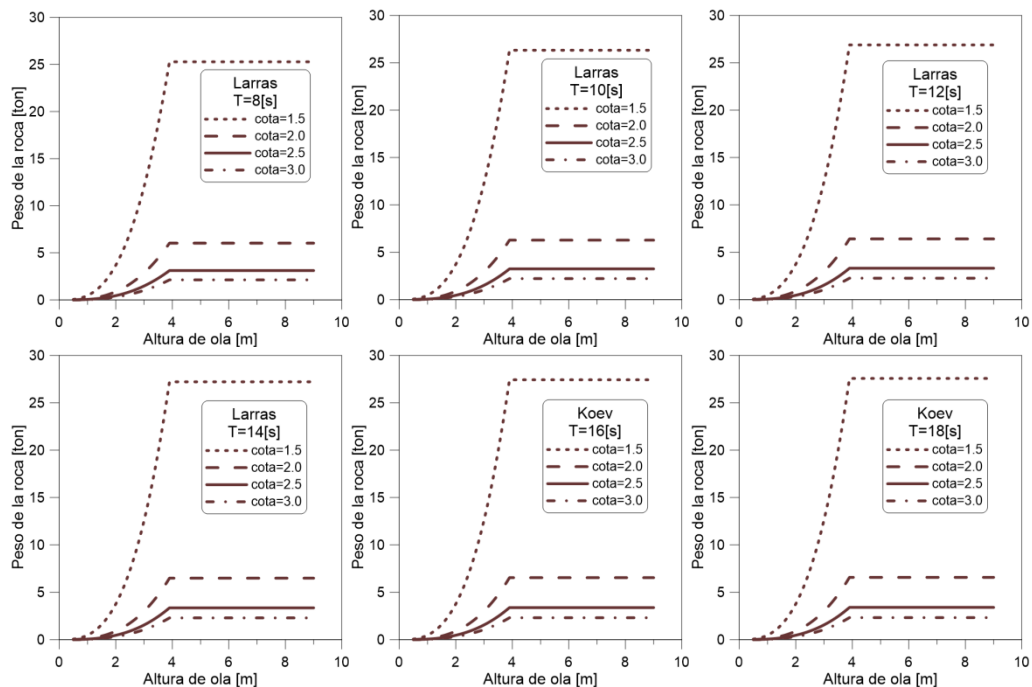


Fig. 5-11: Comportamiento de la fórmula de Larras para una profundidad de 5[m]
Fuente: Elaboración Propia

Para ahondar en el análisis, se estudia la variación de $K^*f(\alpha)$ a través de las siguientes expresiones:

$$[K * F(\alpha)]_{Koev} = \frac{0.1421}{(\cot^{1.5667} \alpha)} \quad \text{Ecuación 51}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Larras} = \frac{0.0152}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad \text{Ecuación 52}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Losada\&Giménez-Curto} = A(\xi - \xi_0) \exp(B(\xi - \xi_0)) \quad \text{Ecuación 53}$$

Ver coeficientes de la Ecuación 53 en Tabla 3-8.

En el sector izquierdo de la Fig. 5-12, se observa que para la ecuación de Larras (1952), existe un cambio de pendiente pronunciado al acercarse a la $\cot \alpha = 1.5$, esto sucede, porque los valores generados se aproximan a cero y la curva tiende a la indefinición, lo que se traduce en valores extremadamente altos en relación a los 3 taludes restantes. Este comportamiento sería indicador de una cierta inestabilidad matemática.

La variación de $K^*f(\alpha)$ para la ecuación de Koev (1992), exhibe menos dispersión de datos que la de Larras (1952), debido a la mayor horizontalidad que presenta.

Al estudiar la variación de $K^*f(\alpha)$ para la fórmula de Losada & Giménez-Curto (1979), necesariamente se debe realizar una separación con respecto a las ecuaciones previas, debido a que una de las funciones, intrínsecamente incluye el estudio de la altura de ola y la longitud de onda, lo que a su vez supone el uso del periodo. Por lo tanto, no es de variable separable y no se puede comparar con las fórmulas restantes.

Para este caso se probaron distintos periodos de onda, pero los resultados eran similares, por lo que se decidió exponer la gráfica que representa los 14 [s].

En la sección derecha de la Fig. 5-12, se observa que los resultados modifican su inclinación a medida que aumenta la altura de ola. Considerando $H = 0.5$ [m], la curva es descendente y suave, luego, para $H = 9$ [m], su comportamiento se vuelve ascendente y pronunciado. Lo anterior, provoca que aumente el peso de la escollera de manera significativa al pasar hacia las zonas de taludes más pronunciados.

Estudiando los gráficos generados en la Fig. 5-13, se observa que el peso de la roca disminuye en relación al aumento del periodo de onda y aumenta con respecto a la inclinación del talud.

En la medida que aumenta la magnitud de los periodos, la diferencia de los resultados entre taludes se va haciendo más estrecha y la dispersión de los datos disminuye. Probablemente,

esto se deba a que la composición de la fórmula considera múltiples parámetros, dependientes los unos de los otros, lo que hace que su comportamiento se manifieste de manera irregular.

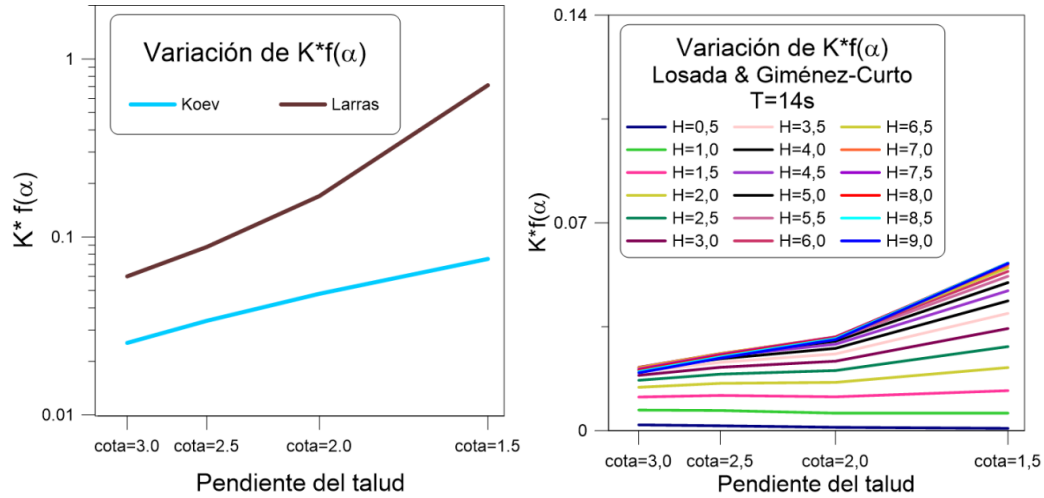


Fig. 5-12: Evaluación de la variación $K^*f(\alpha)$ para el “Grupo 4”
Fuente: Elaboración Propia

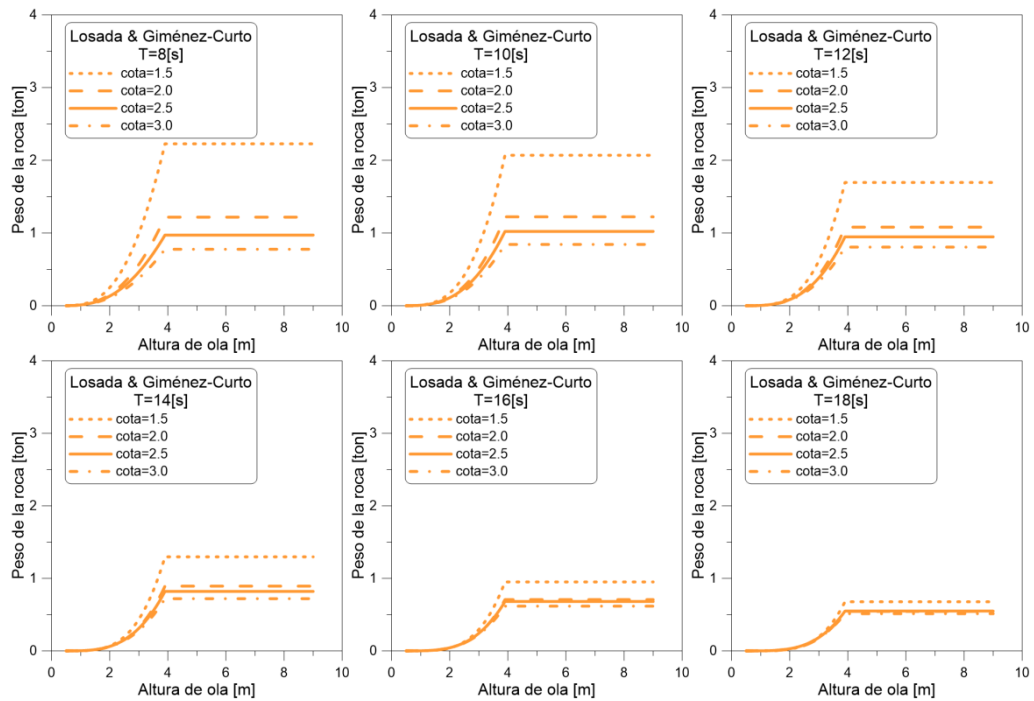


Fig. 5-13: Fórmula de Losada & Giménez-Curto para una profundidad de 5[m]
Fuente: Elaboración Propia

El último análisis de este apartado consiste en el estudio del comportamiento de las fórmulas de Koev (1992), Larras (1952) y Losada & Giménez-Curto (1979) entre sí, clasificándolas por un mismo periodo y talud. Se debe mencionar que sólo se muestran los periodos de 8 y 18 [s] debido a que los periodos de 10, 12, 14 y 16 [s] tienen características similares y su aporte era mínimo en esta comparación.

En Fig. 5-14, se observa que la fórmula que presenta los mayores pesos de roca, varía indistintamente entre Larras (1952) y Koev (1992). A pesar de que las curvas del factor $K \cdot f(\alpha)$ no se cruzan, los parámetros restantes deben tener incidencia en estas variaciones. Los menores pesos de roca son presentados por la ecuación de Losada & Giménez-Curto (1979) sin excepción.

La curva representativa de la ecuación de Larras (1952) en la $\cot \alpha = 1.5$, indica pesos cercanos a las 30 [ton] para $H = 9$ [m], mientras que para las ecuaciones restantes, el peso fluctúa entre las 0 y 11 [ton]. Estas diferencias se consideran significativas, sin embargo se reducen a disminuir la inclinación del talud.

De lo anterior se concluye que no hay una relación constante entre las fórmulas, ya que cada una se ciñe a un comportamiento particular donde no es posible plantear proporciones ni vínculos entre sí.

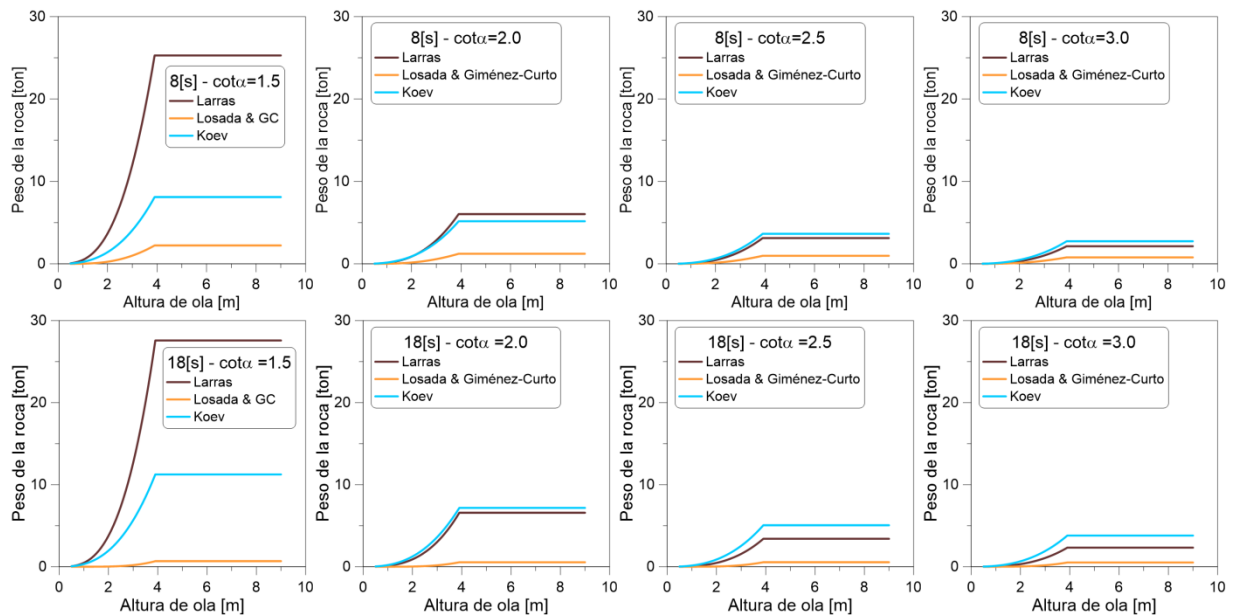


Fig. 5-14: Comparación de formulaciones del “Grupo 4” para una profundidad de 5 [m]
Fuente: Elaboración Propia

5.2.4.2 Profundidad: 10 [m]

Según la Ecuación 50, la limitación por rotura para este caso es $H_b = 0.78 \cdot 10[m] = 7.8$ [m].

En las Fig. 5-15 y 5-16, las fórmulas de Koev (1992) y Larras (1952) tienen características idénticas al caso revisado en el apartado 5.2.4.1 con la salvedad de que las magnitudes son mayores.

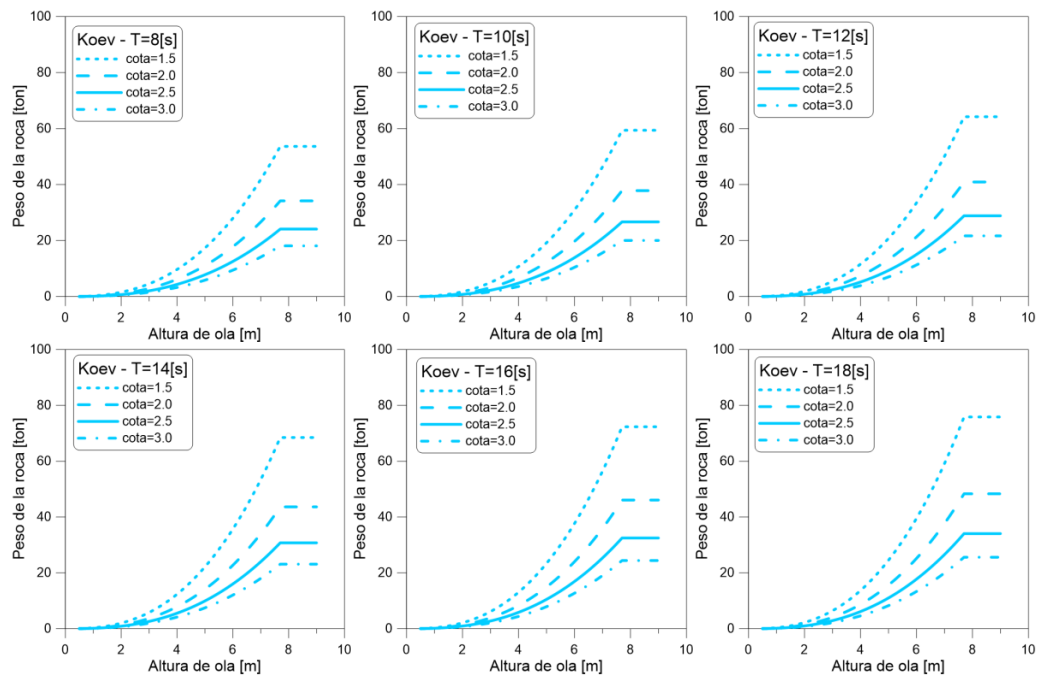


Fig. 5-15: Comportamiento de la fórmula de Koev para una profundidad de 10[m]
Fuente: Elaboración Propia

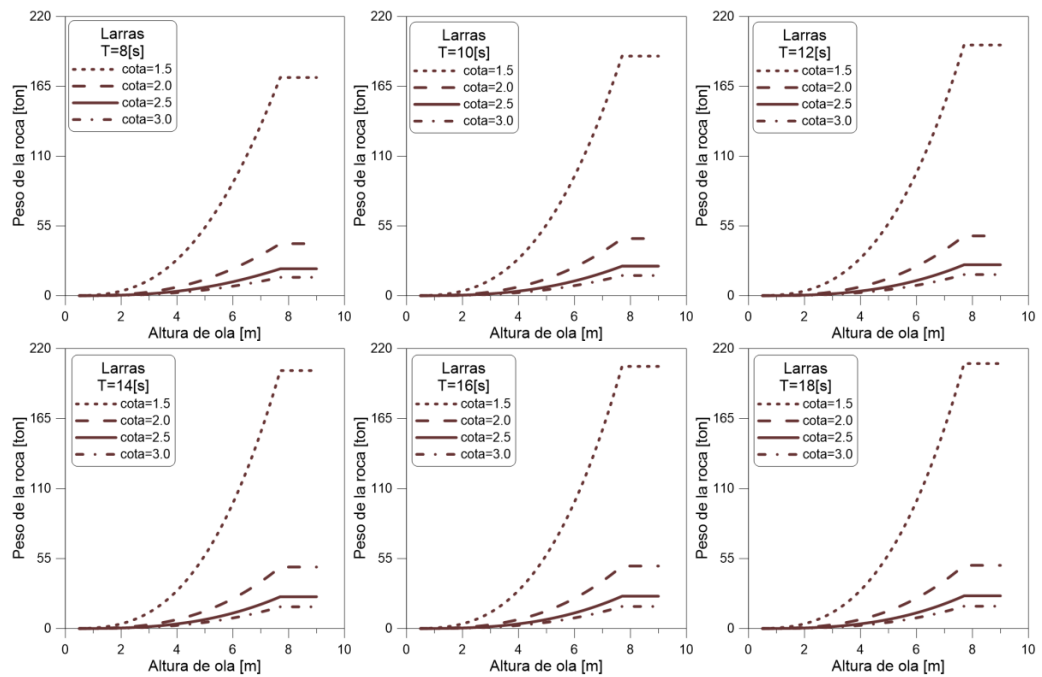


Fig. 5-16: Comportamiento de la fórmula de Larras para una profundidad de 10[m]
Fuente: Elaboración Propia

En la Fig. 5-17 se indica que, para la fórmula de Losada & Giménez-Curto (1979) el peso de la roca aumenta, a medida que la altura de ola e inclinación del talud también lo hacen.

En el caso del periodo de onda, el peso tiene un comportamiento variable, el que aumenta desde los 8 hasta los 12 [s] y luego disminuye desde los 14 hasta los 18 [s].

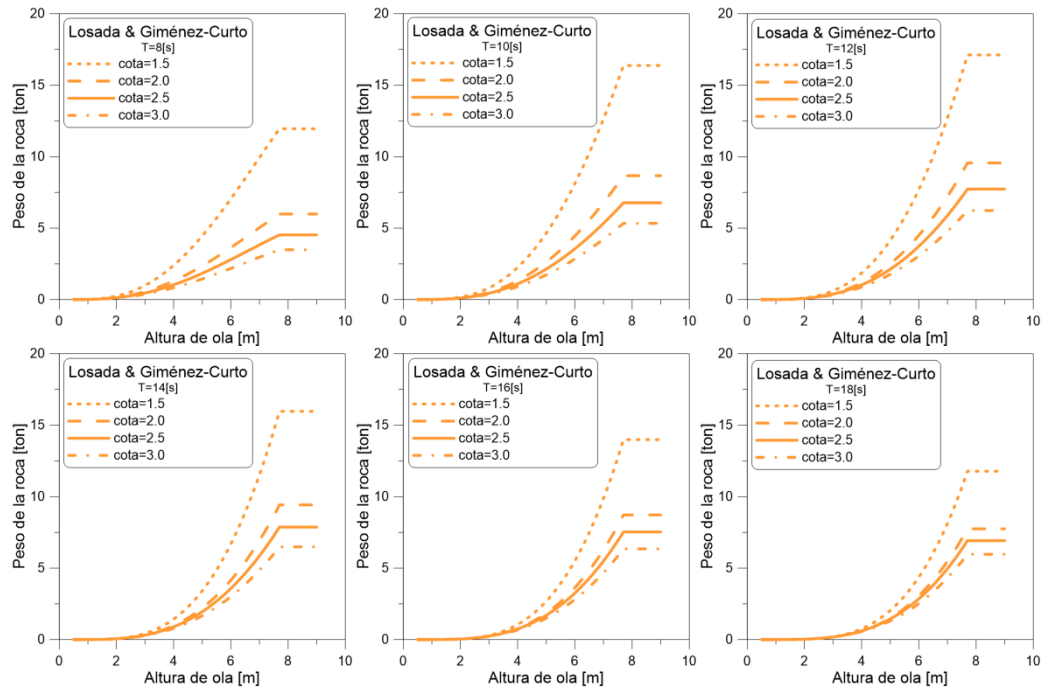


Fig. 5-17: Fórmula de Losada & Giménez-Curto para una profundidad de 10 [m]
Fuente: Elaboración Propia

Se probaron periodos superiores a los 18 [s] y la disminución del tonelaje de la roca persistió, por esta razón en la Fig. 5-18, se analiza el componente que acompaña a la función exponencial para los 6 periodos en estudio. Cabe señalar, que sólo se presentan dos taludes debido a que en los 4 casos, las curvas se comportan de manera similar.

Se observa, que para $T = 8, 10$ y 12 [s] existe un crecimiento de la curva hasta alcanzar un punto de inflexión. La misma tendencia se percibe en los casos restantes, pero para alturas de ola superiores a 9 [m]. Es posible que lo anterior, explique el comportamiento que se presenta en las curvas generales, donde los pesos de las rocas exhiben una variación irregular, con tendencia creciente hasta los 12 [s] donde luego se manifiesta un descenso sostenido a partir de los periodos de 14 [s].

La apreciación del autor suscrito respecto de los resultados de los pesos de la escollera para periodos mayores, resulta ser una inestabilidad matemática de la fórmula, pues denotaría para ciertas condiciones que es favorable aumentar la altura de diseño para disminuir el tamaño de la roca y de tal modo, optimizar el proceso de construcción. Sin embargo, este comportamiento se aleja de la lógica del diseño estructural.

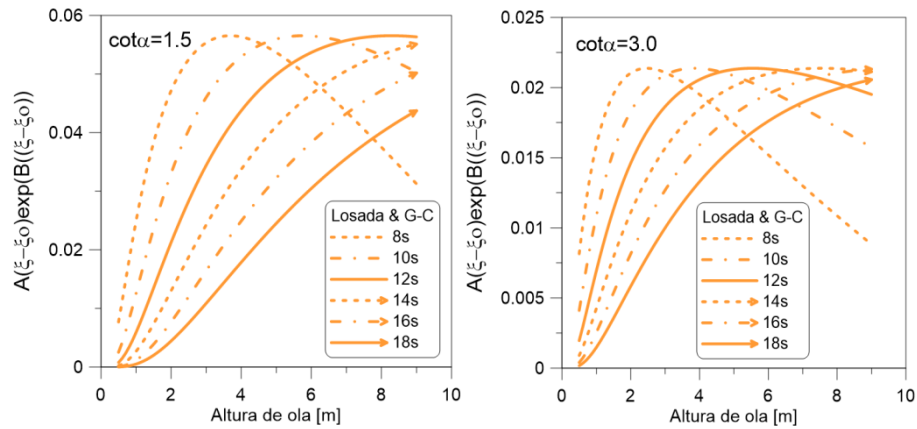


Fig. 5-18: Análisis del factor exponencial en la ecuación de Losada & Giménez-Curto
Fuente: Elaboración Propia

En la Fig. 5-19, se aprecia el mismo comportamiento analizado en el título 5.1.4.1 con la salvedad de que las magnitudes se incrementan.

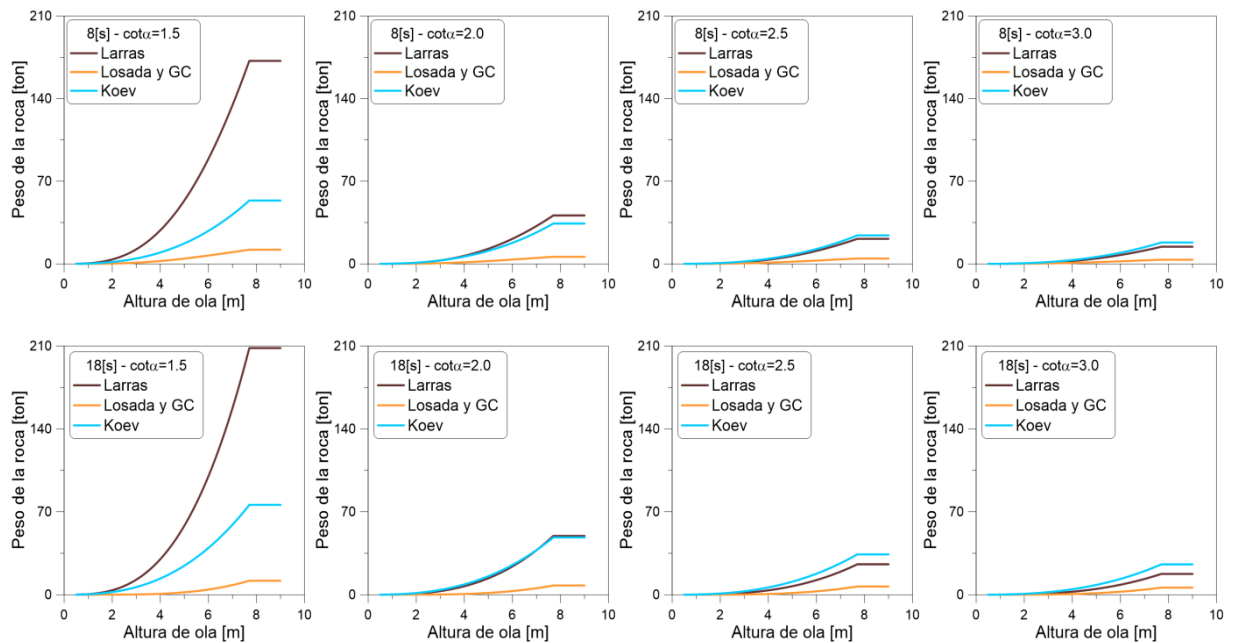


Fig. 5-19: Comparación de formulaciones del “Grupo 4” para una profundidad de 10[m]
Fuente: Elaboración Propia

5.2.4.3 Profundidad: 15 [m]

Según la Ecuación 50, la limitación por rotura para este caso es $H_b = 0.78 \cdot 15[m] = 11.7 [m]$, es decir, no aplica, debido a que supera los límites establecidos en relación a la altura de ola.

En las Fig. 5-20 y 5-21, las fórmulas de Koev (1992) y Larras (1952) tienen características idénticas al caso revisado en el apartado 5.2.4.1 con la salvedad de que las magnitudes son mayores. El comportamiento general de ambas fórmulas muestra consistencia y estabilidad ante el análisis de sensibilidad ejecutado, respondiendo de manera adecuada a las variaciones de parámetros realizada.

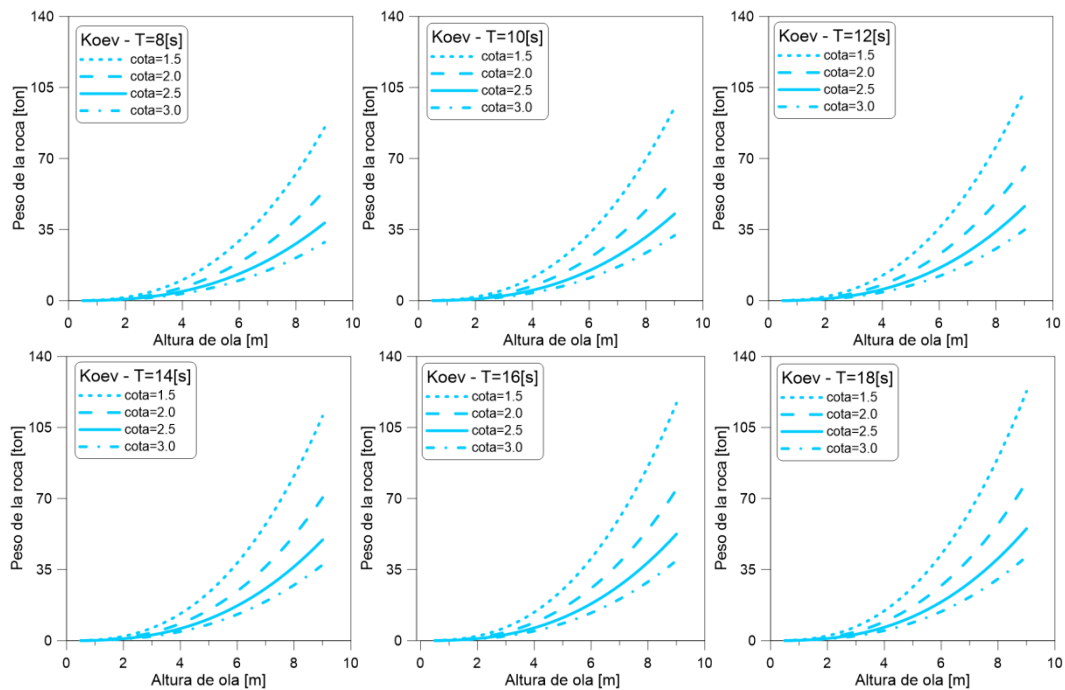


Fig. 5-20: Comportamiento de la fórmula de Koev para una profundidad de 15[m]
Fuente: Elaboración Propia

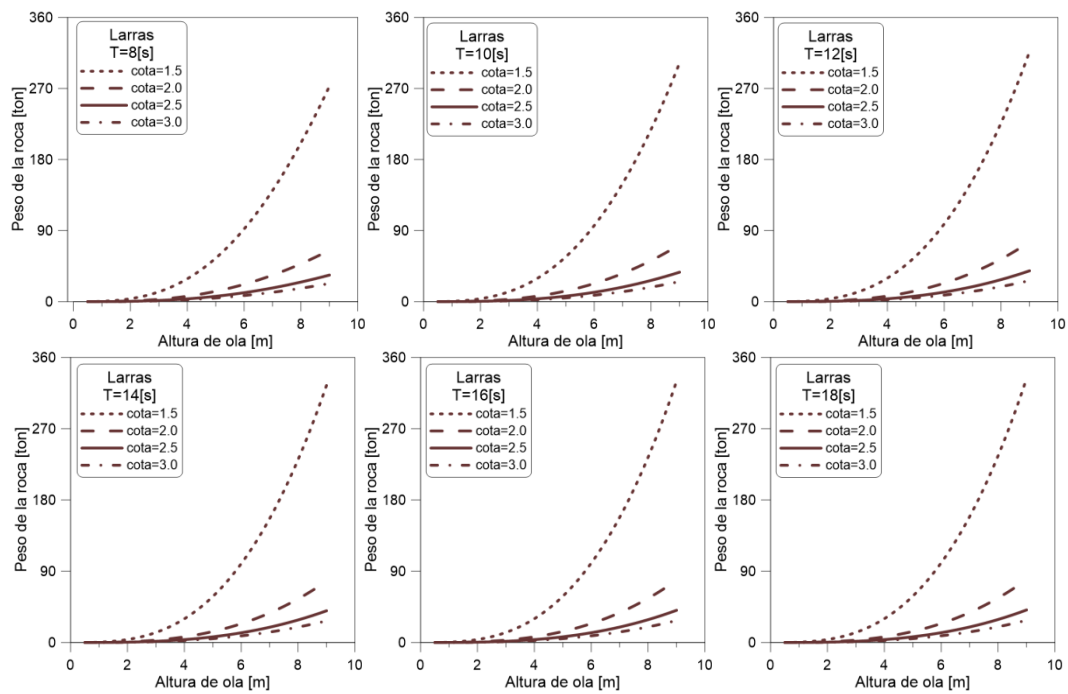


Fig. 5-21: Comportamiento de la fórmula de Larras para una profundidad de 15[m]
Fuente: Elaboración Propia

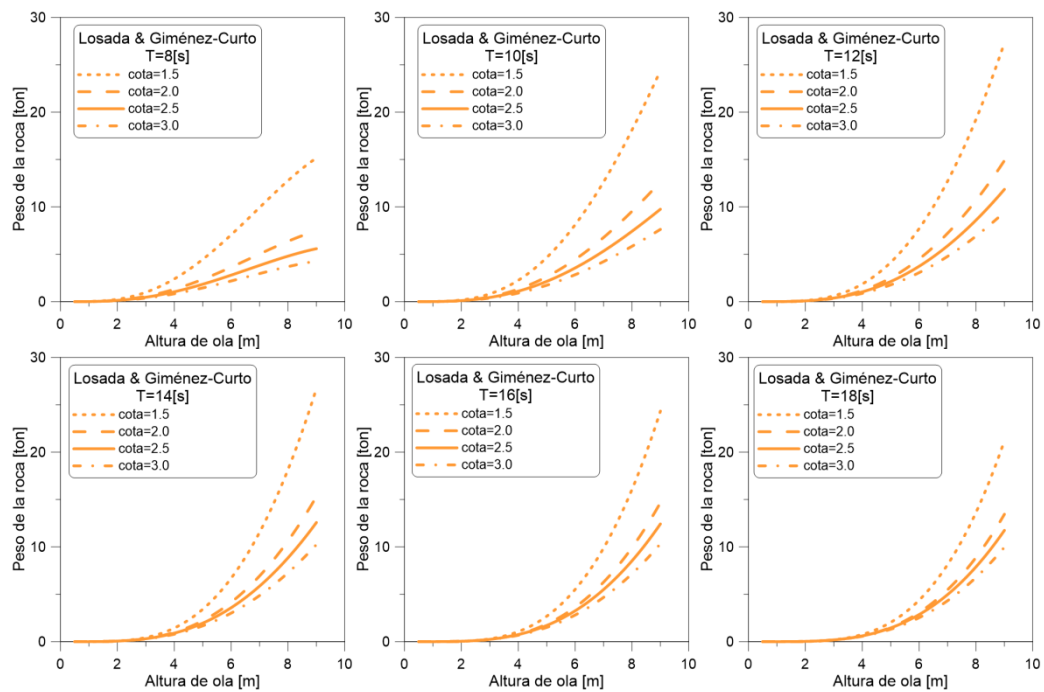


Fig. 5-22: Fórmula de Losada & Giménez-Curto para una profundidad de 15 [m]
Fuente: Elaboración Propia

Para la fórmula de Losada & Giménez-Curto (1979), expuesta en la Fig. 5-22, se percibe el mismo comportamiento que en el título 5.2.4.2, pero con magnitudes mayores.

La curva representativa de $T = 8$ [s] exhibe una anomalía con respecto a los periodos restantes. Esta singularidad está relacionada con una modificación sutil de la forma exponencial que presentan las curvas, indicándose un leve cambio de pendiente. Por lo anterior, se ajustó el gráfico de las curvas representativas de los 8 [s] para observar con mayor detalle esta singularidad, generándose la Fig. 5-23, donde se percibe que el cambio en la pendiente sucede en todos los taludes.

Para complementar el análisis de esta gráfica, es necesario volver a revisar la Fig. 5-18 donde la línea que representa el periodo de los 8 [s], es la que muestra un punto de inflexión más inmediato y con mayor curvatura en relación a las demás, lo anterior podría explicar el comportamiento inusual descrito con antelación. Cabe destacar que el factor exponencial involucrado en la formulación de Losada & Giménez-Curto (1979) está influenciado por otros parámetros y constantes, lo que en conjunto generan una curva que responde a un cúmulo de comportamientos y no siempre se seguirá una tendencia definida.

En las profundidades analizadas en los títulos 5.2.4.1 y 5.2.4.2, no se percibió ninguna anomalía en el análisis de las curvas relacionadas con los 8 [s] de periodo, esto hace suponer que, sólo se manifiesta para la mezcla específica de profundidades mayores, con alturas de olas grandes y periodos pequeños.

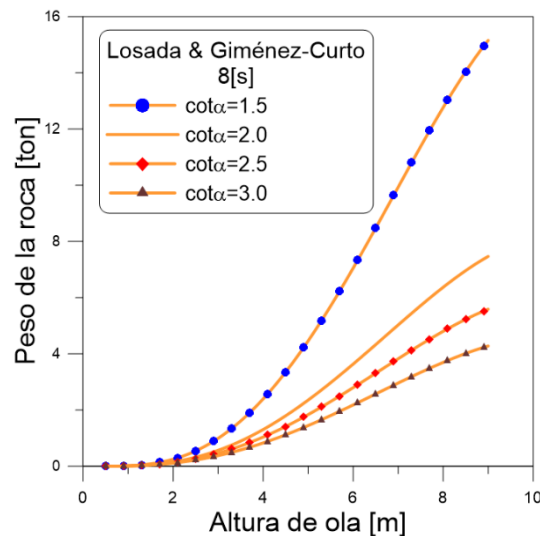


Fig. 5-23: Formulación de Losada & Giménez-Curto para diferentes taludes
Fuente: Elaboración Propia

Al estudiar entre sí, las formulaciones de la Fig. 5-24, se percibe el mismo comportamiento que en el título 5.2.4.1, con la diferencia de que se incrementan las magnitudes del tonelaje de las rocas.

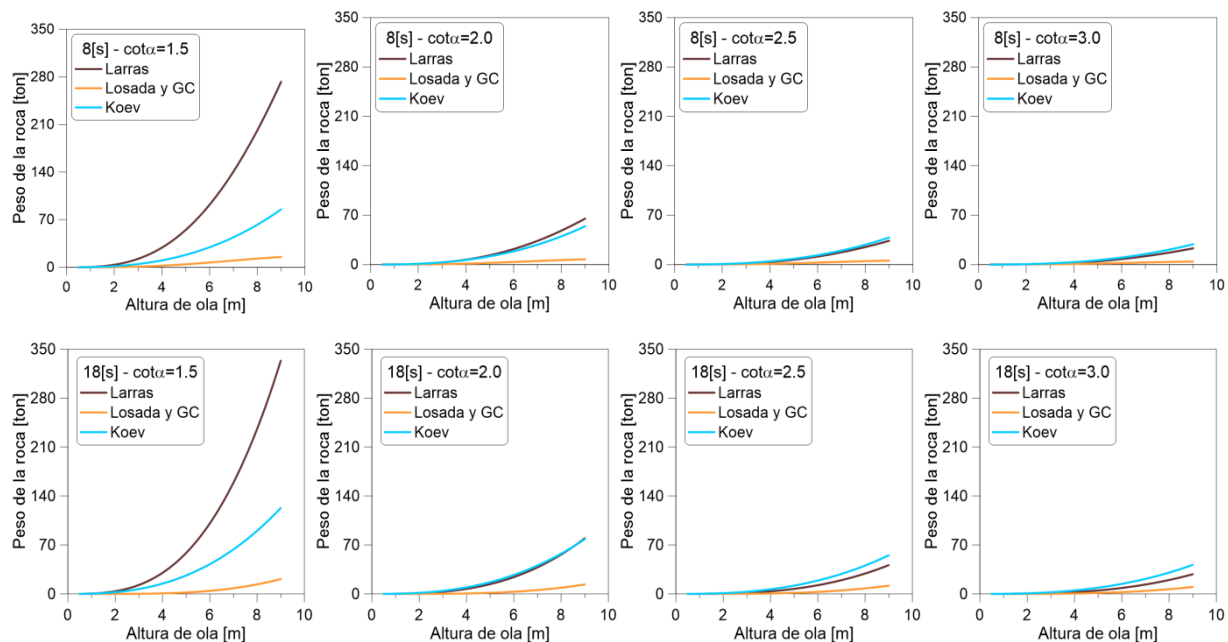


Fig. 5-24: Comparación de formulaciones del “Grupo 4” para una profundidad de 15 [m]
Fuente: Elaboración Propia

5.2.5 GRUPO 5

El “Grupo 5” analiza las fórmulas de Van Gent (2003) y Van der Meer (1988a), las que se asociaron debido a la inclusión de: el nivel de daño en un rompeolas ante eventuales tormentas y el número de ola de las mismas.

Para estudiar la fórmula de Van der Meer (1988a) es necesario considerar que ésta hace la distinción entre aguas someras y profundas (en adelante VdM AS y VdM AP), además de una subdivisión entre dos tipos de rompientes: oscilación y voluta (en adelante surging y plunging respectivamente)

En todos los gráficos se trabaja con las dos rompientes, en el caso de VdM AP, se percibe una modificación en la inclinación de la curva, esto representa el cambio. Sin embargo en VdM AS, la curva se descontinúa, por lo que se decidió eliminar los datos que se producían luego del corte.

En la Fig. 5-25 se indican los gráficos que evalúan el daño inicial en los rompeolas.

Fig. 5-25: Comparación de taludes contemplando daño inicial en el rompeolas.
Fuente: Elaboración Propia

81

En la Tabla 5-2 se presentan los coeficientes relativos a los niveles de daño. Cabe destacar que en este análisis no se examina la falla total de la estructura, dado que el propósito es evaluar la estabilidad.

cot α	Nivel de daño (S)	
	Inicial	Intermedio
1,5	2	4
2,0	2	5
2,5	2	6
3,0	2	7

Tabla 5-2: Coeficientes equivalentes a diferentes niveles de daño
Fuente: Van der Meer (1988a) y Van Gent (2003)

Según la Fig. 5-25 se observa que el peso de roca crece si la inclinación del talud y altura de ola hacen lo propio, con excepción de la fórmula de VdM AS. Además, la fórmula de Van Gent (2003) indica magnitudes levemente mayores en los cuatro taludes analizados.

La formulación de VdM AS considera que a medida que disminuye la inclinación del talud, el cambio en el tipo de rompiente de surging a plunging, se produce con menores alturas de ola. Sucede lo mismo con la curva de VdM AP, la diferencia es que este caso no se corta; se compone de dos líneas con comportamientos similares, pero esencialmente distintas.

La ecuación de Van Gent (2003) presenta un comportamiento exponencial sin mayores variaciones, sin embargo, se observa que sus valores en la cot $\alpha = 2.0, 2.5$ y 3.0 , son muy cercanos a VdM AP, manifestándose una diferencia en el cambio de inclinación de la curva, generado por el tipo de rotura.

Si se quisiera utilizar la formulación de VdM (1988a), las mismas características del área de estudio van delimitando su uso y acercan al ingeniero al mejor ajuste según las necesidades del sitio. Bajo ningún punto de vista se pueden utilizar ambas ecuaciones a la vez (VdM AS y VdM AP), este ejercicio es meramente para explicar la forma en que se desarrolló cada fórmula.

La Fig. 5-26 señala el comportamiento del peso de las rocas para un daño intermedio en los rompeolas.

Se observa que el peso de la roca presenta un aumento a medida que la altura de ola e inclinación del talud se incrementan, con excepción de la fórmula de VdM AS. Además Van Gent (2003) representa las magnitudes mayores en todos los casos testeados.

Las modificaciones por el cambio de rompiente son idénticas a las expuestas en el daño inicial.

Al comparar la evaluación del daño inicial versus el intermedio, se percibe que este último es más permisivo y considera pesos de roca menores, lo anterior es debido a que se espera algún grado de falla.

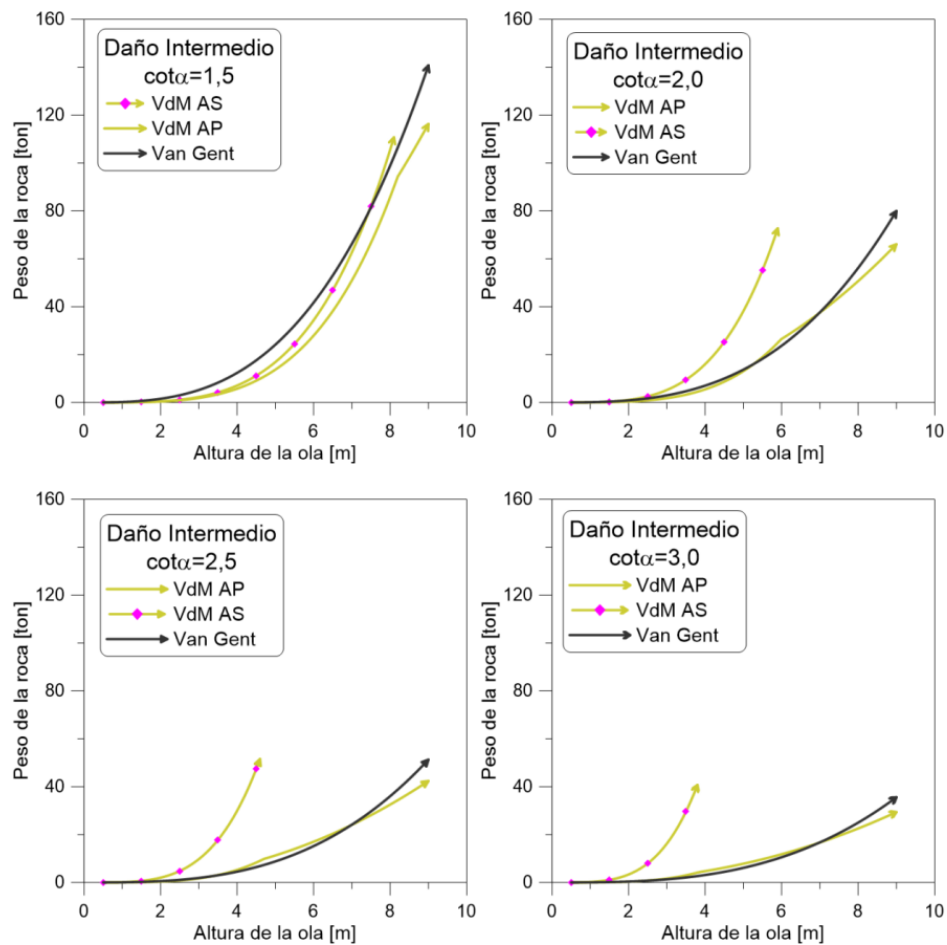


Fig. 5-26: Comparación de taludes contemplando daño intermedio en el rompeolas.
Fuente: Elaboración Propia

Para proseguir con el estudio de este grupo, se analiza la influencia del número de ola en la aplicación de las fórmulas con una variación de N_z igual a 6000, 7000, 7500 y 10000, en relación a las diferentes cotangentes iguales a 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0.

Debido a la similitud de los gráficos, únicamente se muestra en detalle el primer caso con $N_z = 6000$, los demás, se pueden apreciar en miniatura para observar la tendencia.

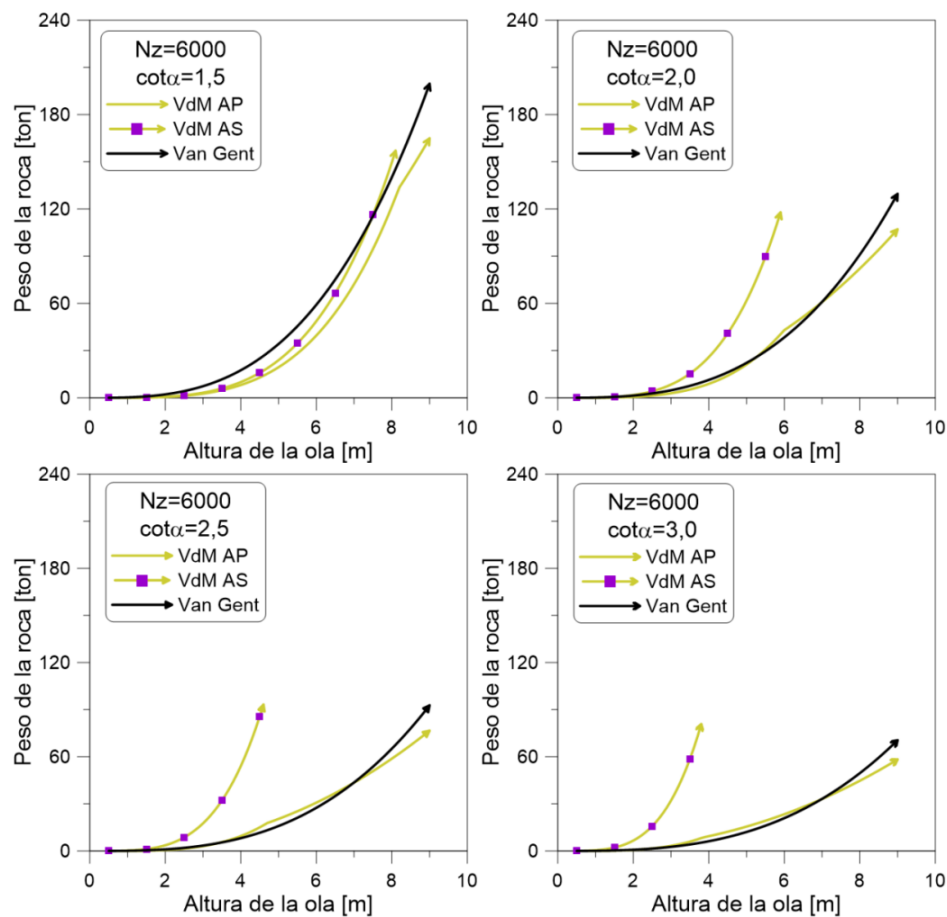


Fig. 5-27: Evaluación de distintos taludes con respecto a un número de ola igual a 6000.
Fuente: Elaboración Propia

La Fig. 5-27 muestra comportamientos idénticos que los exhibidos por las Fig. 5-25 y 5-26.

Para obtener mayor información con respecto a la variación del número de ola, se generaron las Fig. 5-28, 5-29 y 5-30. En éstas, se percibe un comportamiento similar en la forma, pero diferenciado en las magnitudes. El peso de la roca aumenta en la medida que el número de ola se incrementa.

Estos resultados se explican, bajo la lógica de que una obra tendrá que soportar más energía, en la medida de que las tormentas sean más largas. Es por esta razón, que deben tener elementos que sean capaces de neutralizar estas fuerzas, las que no aumentarán con la cantidad de olas, si no que serán reiterativas y es posible que generen fallas progresivas.

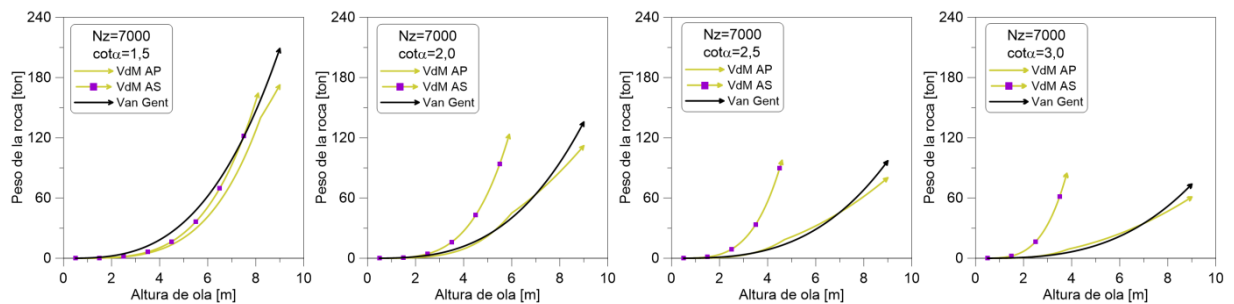


Fig. 5-28: Evaluación de distintos taludes con respecto a un número de ola igual a 7000.
Fuente: Elaboración Propia

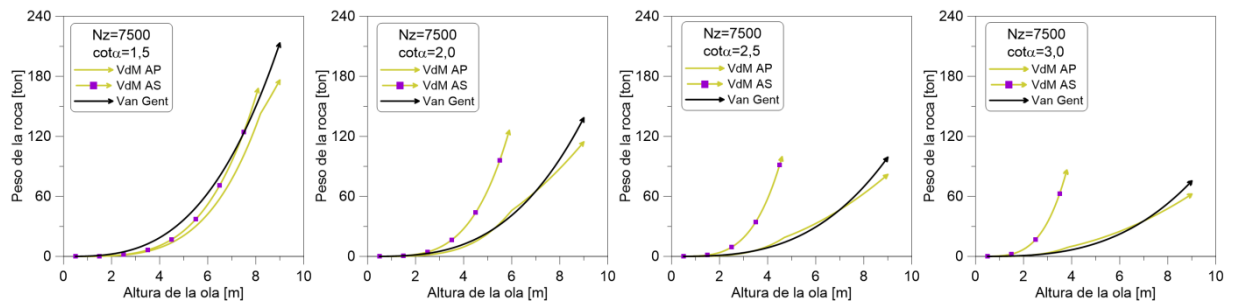


Fig. 5-29: Evaluación de distintos taludes con respecto a un número de ola igual a 7500.
Fuente: Elaboración Propia

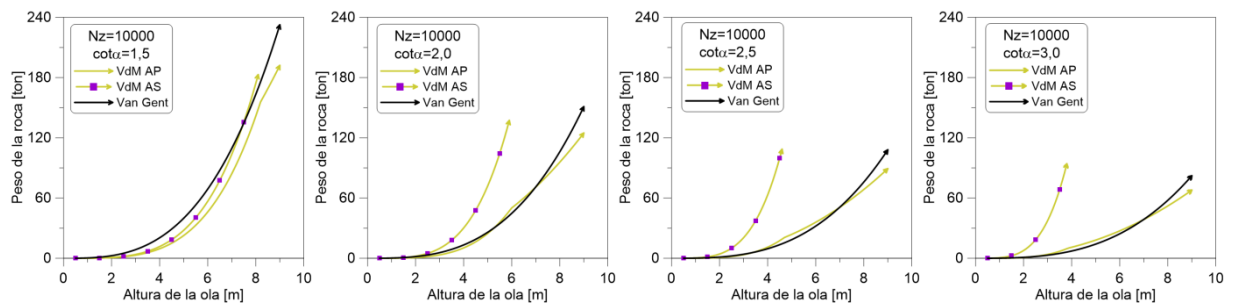


Fig. 5-30: Evaluación de distintos taludes con respecto a un número de ola igual a 10000.
Fuente: Elaboración Propia

Se percibe que independiente del número de ola, la forma de las curvas es la misma para igual cotangente, la diferencia radica en que se extienden a medida que se incrementa el número de ola.

A continuación en la Fig. 5-31 se estudia en un gráfico individual la fórmula de VdM AS. Éste muestra que para una misma altura de ola, los valores de peso de la roca disminuyen si la inclinación aumenta, este comportamiento es anómalo en comparación a todas las otras formulaciones, pero es posible que se geste por la especial influencia que ejerce el tipo de rotura en esta ecuación.

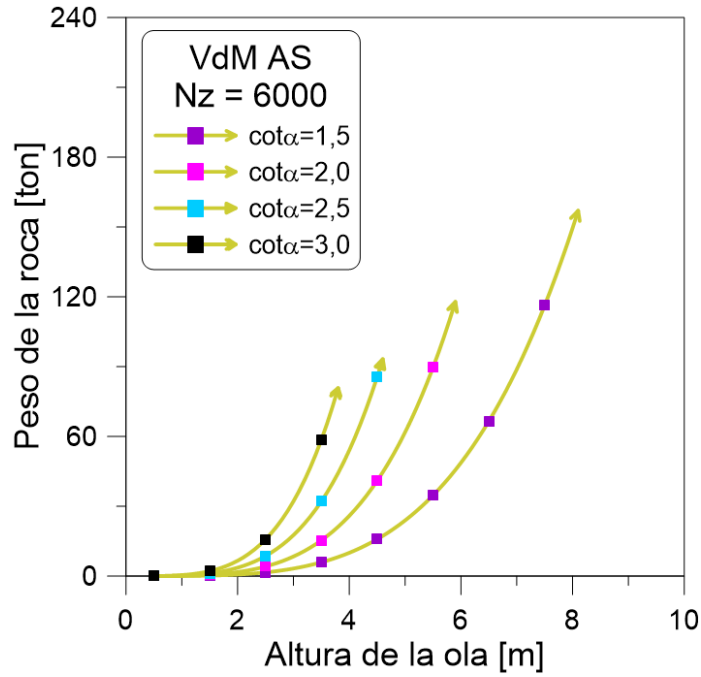


Fig. 5-31: Comparación VdM AS (1988a) para diferentes cotangentes con Nz=6000.
Fuente: Elaboración Propia

Para finalizar el análisis del “Grupo 5” es necesario ahondar en la composición de las formulaciones, es por esto que se grafica la variación de $K \cdot f(\alpha)$ con el fin de interpretar su comportamiento e intentar explicar de forma más precisa los resultados previos.

Para generar el gráfico de variación de $K \cdot f(\alpha)$ se utilizaron las siguientes expresiones:

$$[K * F(\alpha)]_{VdM AP} = \begin{cases} \frac{1}{(6.2 \xi_m^{-0.5})^3} \\ \frac{1}{(\xi_m^{0.6} \sqrt{cot\alpha})^3} \end{cases} \quad \text{Ecuación 54}$$

$$[K * F(\alpha)]_{VdM AS} = \begin{cases} \frac{1}{(8.7 \xi_m^{-0.5})^3} \\ \frac{1}{(1.4 \xi_m^{0.6} \sqrt{tan\alpha})^3} \end{cases} \quad \text{Ecuación 55}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Van Gent} = (0.57 \sqrt{tan\alpha})^3 \quad \text{Ecuación 56}$$

En la Fig. 5-32 se observan las 4 variaciones que presenta la fórmula de VdM (1988a).

Dentro de la fórmula de VdM AP el cambio de rompiente sucede de forma sutil, mientras que para VdM AS, la variación es abrupta. El comportamiento descrito explica la suave modificación en el primer caso y la discontinuidad en el segundo (Ver Fig. 5-25, Fig. 5-26, Fig. 5-27, Fig. 5-28, Fig. 5-29 y Fig. 5-30).

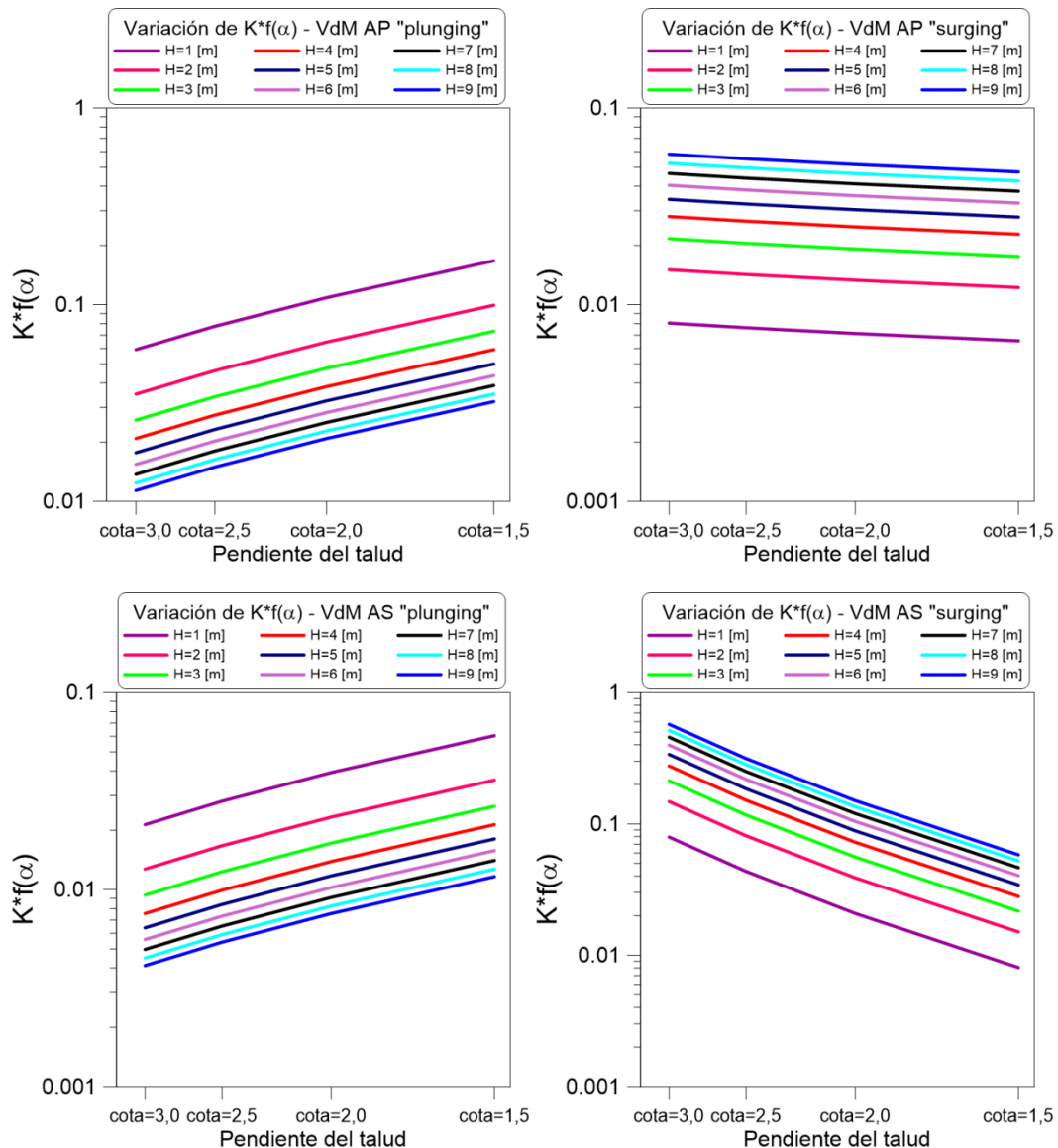


Fig. 5-32: Evaluación de la variación $K^*f(\alpha)$ para fórmula Van der Meer (1988a)
Fuente: Elaboración Propia

Se observa que para el caso de VdM AP "surging", la inclinación del talud no genera mayores diferencias en la curva, mientras que para los casos restantes, la incidencia es mayor.

En la Fig. 5-33 se presenta la variación de $K^*f(\alpha)$ para la fórmula de Van Gent (2003), donde se evidencia una gran incidencia de la inclinación del talud, mucho mayor al compararse con las curvas de VdM (1988).

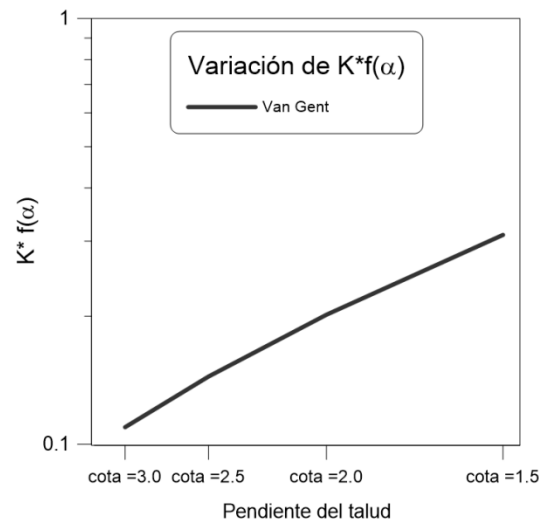


Fig. 5-33: Evaluación de la variación $K^*f(\alpha)$ para fórmula de Van Gent (2003)
Fuente: Elaboración Propia

5.2.6 GRUPO 6

En el "Grupo 6" las fórmulas de Iribarren (1965), Hedar (1986), Medina & McDougal (1988) y Hald & Burcharth (2000), presentan que el peso de la roca registra un aumento relacionado con el incremento de la altura de ola e inclinación del talud. Por otra parte, la ecuación de Taylor (1973) exhibe el comportamiento inverso.

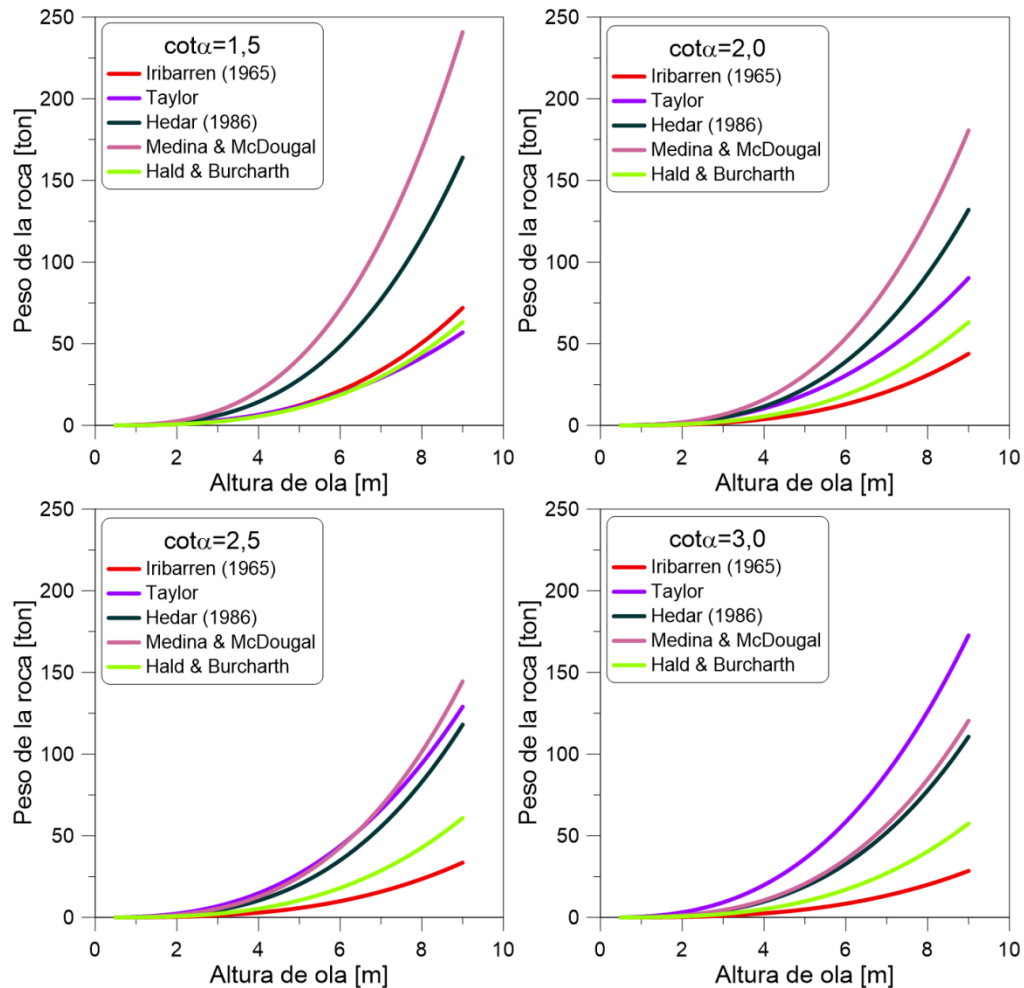


Fig. 5-34: Ecuaciones del "Grupo 6" analizadas en diferentes taludes.
Fuente: Elaboración Propia

En la Fig. 5-34, los gráficos muestran una disposición de las ecuaciones de Iribarren (1965) y Hald & Burcharth (2000) de representar los pesos de rocas más bajos. Mientras que los más altos, los entregan las fórmulas de Hedar (1986) y Medina & McDougal (1988). Como la ecuación de Taylor (1973) exhibe un comportamiento distinto, se obvia en estos análisis. En general se observan comportamientos constantes.

Para ahondar en el análisis, se genera la gráfica de la variación de $K \cdot f(\alpha)$ donde se utilizan las siguientes expresiones:

$$[K * F(\alpha)]_{Iribarren} = \frac{0.43}{(2.38 \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad \text{Ecuación 57}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Taylor} = \frac{(0.75 \cot \alpha)^{\frac{8}{5}}}{(0.388)^{\frac{8}{3}}} \quad \text{Ecuación 58}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Hedar} = \frac{\pi}{6} \left(\frac{1.6 (3.11)}{13.7 \cos \alpha} \right)^3 \quad \text{Ecuación 59}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Medina \& McDougal} = \frac{0.32}{2 \cot \alpha \frac{2^{3/2}}{\ln(7000)}} \quad \text{Ecuación 60}$$

$$[K * F(\alpha)]_{Hald \& Burcharth} = \frac{1}{\left(\left(\frac{1}{0.7} \right) \frac{(1 + (\sin \alpha)^2)}{(\tan \alpha)^{0.3}} \right)^{\frac{3}{1.1}}} \quad \text{Ecuación 61}$$

La Fig. 5-35 muestra el comportamiento de las curvas representativas de cada autor.

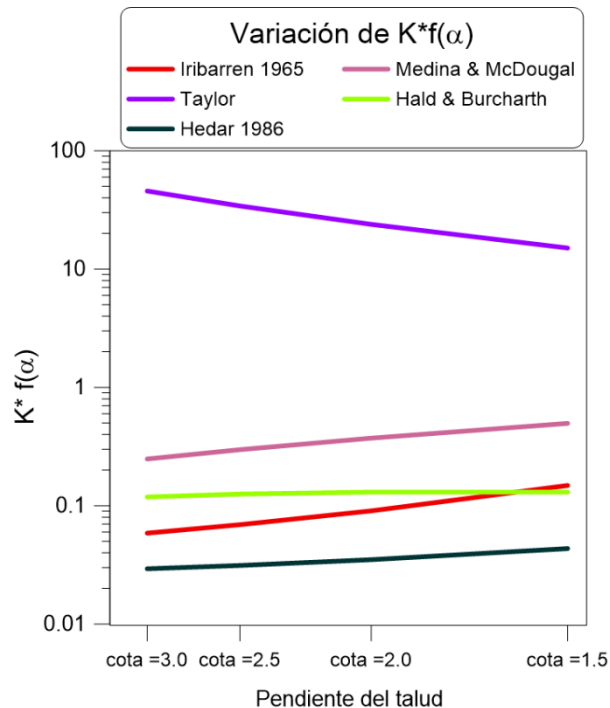


Fig. 5-35: Evaluación de la variación K*f(α) para el “Grupo 6”
Fuente: Elaboración Propia

Se observa que la curva de Taylor (1973) aparece muy alejada de las restantes, además no presenta el mismo comportamiento que en la Fig. 5-34, porque que debiese percibirse algún tipo de cruce. La razón de lo anterior, podría deberse a la composición de la ecuación, la que depende exclusivamente de dos factores: altura de ola y ángulo del talud.

Las fórmulas de Hedar (1986) y Medina & McDougal (1988) tienden a sobreestimar los pesos de roca, indicando tonelajes que superan las 100 [ton] para los 9 [m] de altura. Estos requerimientos no tienen concordancia con la realidad o sencillamente no se pueden cumplir. Por lo anterior no se recomienda su uso.

Por otra parte, la ecuación de Taylor (1973) presenta un comportamiento opuesto a los demás casos por lo que también se descarta su utilización. Finalmente quedan las formulaciones de Iribarren (1965) y Hald & Burcharth (2000), si bien entre las dos ecuaciones existen muchos años de diferencia en su concepción, no es fácil elegir una sobre la otra basándose sólo en la experiencia obtenida en el mundo del diseño, sino que, además se debe contemplar la incorporación del periodo de onda en Hald & Burcharth (2000) y la distinción que aplica en el tipo de rotura del oleaje.

5.2.7 GRUPO 7

El “Grupo 7” consiste en el análisis de las formulaciones testeadas en los grupos precedentes, con excepción de la ecuación de VdM (1988a) debido a la complejidad que esta representa.

Para estudiar este grupo, se dividen los espacios del gráfico por zonas, las que representan valores de pesos altos, medios y bajos. Además se considerará solamente alturas de ola inferiores a los 4 [m] para recoger resultados con cierta similitud y no experimentar grandes diferencias en relación a los tonelajes de las rocas como se estudió en los grupos previos.

Como se indica en la Fig. 5-36, la mayoría de las fórmulas se concentra en la zona baja del gráfico con resultados, para una altura de ola de 3,9 [m], menores a las 20 [ton], dentro de las ecuaciones se encuentra la fórmula de Hudson (1959) que se utiliza como un referente comparativo. Al seguir esta línea de análisis, se observa en el lugar más bajo de la figura a la ecuación de Losada & Giménez-Curto (1979), con valores menores a las 5 [ton]. En la zona alta del gráfico se muestran 4 fórmulas, Iribarren (1938), Hedar (1953), Medina & McDougal (1988) y Larras (1952), con pesos que varían desde las 20 [ton] hasta superar las 40 [ton]. Cabe mencionar que la ecuación de Iribarren (1938) es la que representa los resultados mayores en este gráfico.

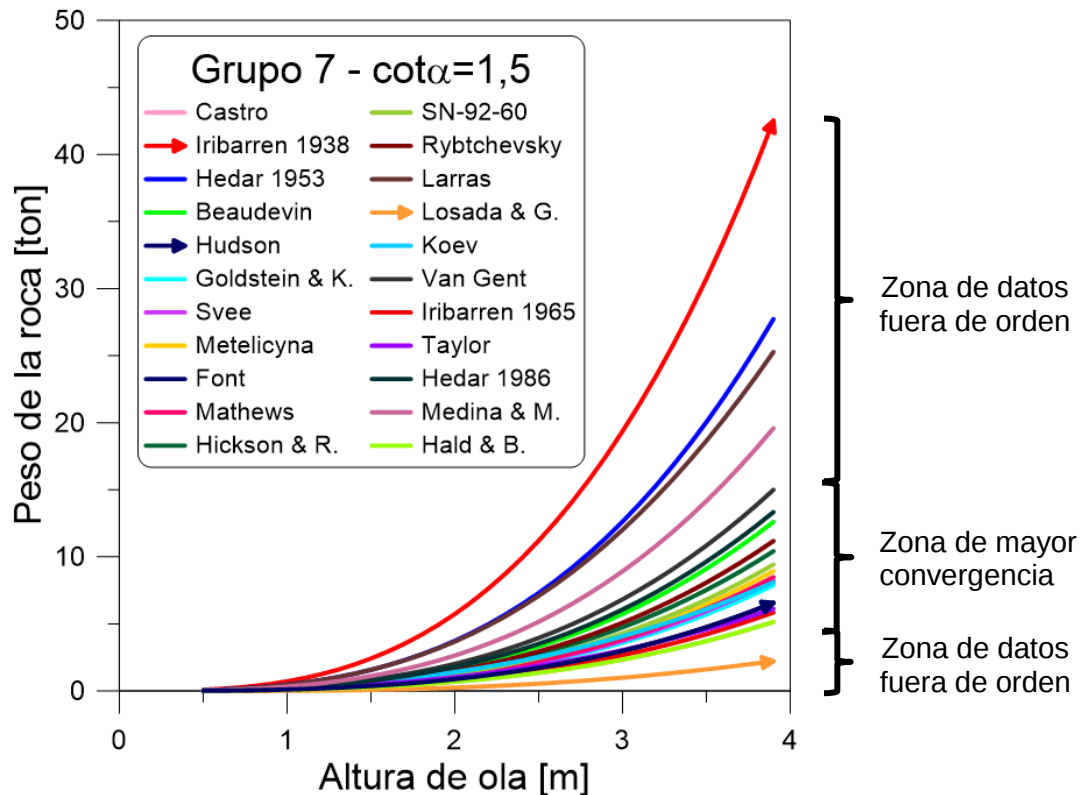


Fig. 5-36: Comparación de las fórmulas analizadas desde el “Grupo 1 al 6” ($\cot\alpha=1,5$)
Fuente: Elaboración Propia

Si se tuviese que elegir un sector de trabajo, éste sería el central, pues se percibe que las zonas bajas y altas, exhiben resultados que representan un bajo factor de seguridad o definitivamente una sobreestimación del tonelaje de roca a utilizar, lo que a su vez constituye altos costos monetarios.

En la Fig. 5-37, se distingue de forma clara la zonificación de las curvas. El grupo de pesos altos, está encabezado por la formulación de Medina & McDougal (1988) y compuesto por Hedar (1986), Taylor (1973), Van Gent (2003) e Iribarren (1938). El peso menor es representado por Losada & Giménez-Curto (1979) con valores inferiores a las 2 [ton], con una altura de ola de 3.9 [m], acompañan a esta fórmula las ecuaciones de Castro (1933) e Iribarren (1965) con resultados inferiores a las 4 [ton]. Las ecuaciones restantes corresponden a la zona de pesos medios, espacio donde la formulación de Hudson (1959) aparece.

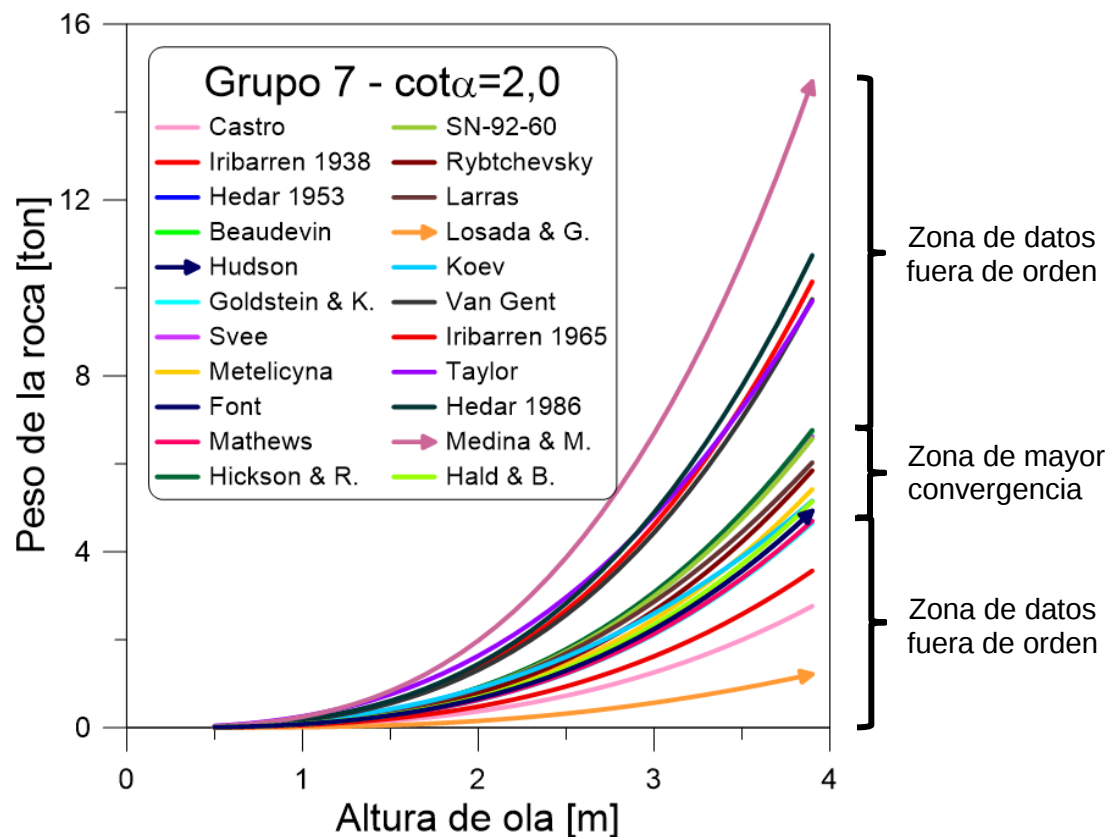


Fig. 5-37: Comparación de las fórmulas analizadas desde el "Grupo 1 al 6" ($\cot\alpha=2.0$)
Fuente: Elaboración Propia

Al igual que en la gráfica anterior para este grupo se opta por la zona de pesos medios como sector confiable para la elección de la fórmula de diseño.

En la Fig. 5-38 se observa, que las fórmulas representativas de los pesos máximos son Taylor (1973), Medina & McDougal (1988) y Hedar (1986). Los pesos de roca con magnitudes menores vienen representados por Castro (1933) e Iribarren (1965) siendo

Losada & Giménez-Curto (1979) el mínimo. Las demás formulaciones están en la zona de pesos medios con magnitudes de entre 3 y 7 [ton].

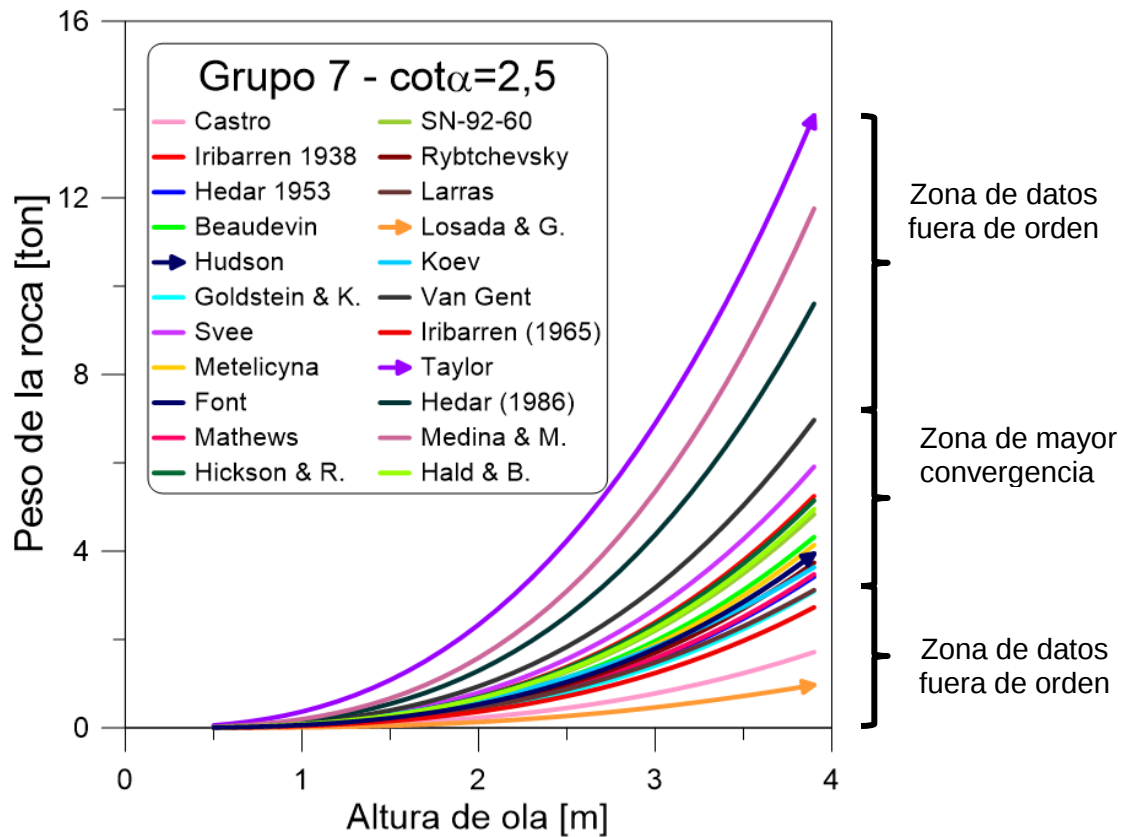


Fig. 5-38: Comparación de las fórmulas analizadas desde el “Grupo 1 al 6” ($\cot\alpha=2.5$)
Fuente: Elaboración Propia

A medida que disminuye la inclinación del talud se experimenta una fusión de zonas y se muestran los límites de forma difusa, donde se hace difícil distinguir un sector definido, en este caso se diferencia un sector bajo donde aparece una concentración de curvas que arrojan pesos inferiores a las 6 [ton].

Para el último caso analizado, la Fig. 5-39, muestra que Taylor (1973) representa la zona de pesos mayores, alejándose sustancialmente de sus más cercanos Medina & McDougal (1988) y Hedar (1986) con diferencias de hasta 9 [ton] para los 3.9 [m] de altura de ola. La zona de pesos menores está representada por la formulación de Castro (1933) y Losada & Giménez-Curto (1979) con pesos de roca inferiores a las 2 [ton]. La zona media encierra a las formulaciones restantes donde, como en los tres casos anteriores, se encuentra contenida la formulación de Hudson (1959).

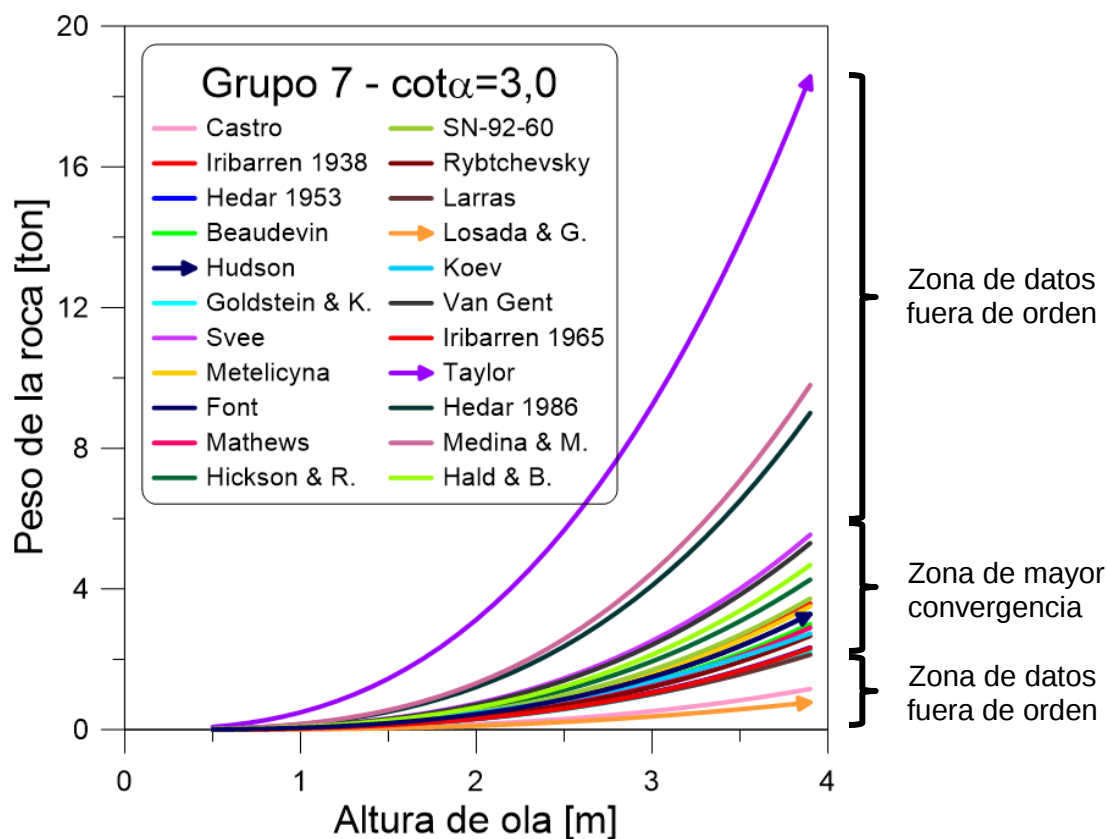


Fig. 5-39: Comparación de las fórmulas analizadas desde el “Grupo 1 al 6” ($\cot\alpha=3.0$)
Fuente: Elaboración Propia

Al comparar las Fig. 5-36, 5-37, 5-38 y 5-39 se tiene:

La ecuación que representa los menores pesos de roca, en los cuatro casos, es la de Losada & Giménez–Curto (1979), mientras que para el caso de los mayores, esta ecuación varía. Para la $\cot\alpha=1.5$ el peso de roca mayor lo expresa Iribarren (1938), en tanto, para la $\cot\alpha=2.0$ este valor lo ocupa la formulación de Medina & McDougal (1988), en los dos casos restantes, la fórmula de Taylor (1973) es quien representa los pesos mayores, sin embargo por tener un comportamiento diferente a la tendencia usual, se analizó la curva más cercana, que era Medina & McDougal (1988). Cabe mencionar que esta última, en todos los casos está ubicada en la zona de pesos mayores.

En este grupo se comparan las fórmulas de Hedar e Iribarren, las que consideran dos expresiones por autor ya que ambos modificaron sus ecuaciones previas. Para el caso de Iribarren (1965), la fórmula indica en todos los casos, magnitudes de peso menores que su antecesora. Sin embargo en el caso de Hedar (1986), la fórmula representa los pesos menores sólo en el caso de la $\cot\alpha = 1.5$.

Los análisis previos se realizan con el fin de observar el comportamiento de cada ecuación en comparación con sus similares y con esto intentar buscar la fórmula idónea para el diseño de rompeolas, bajo este punto de vista existen indicadores que permiten ir descartando el uso de ciertas formulaciones, como por ejemplo el hecho de que los pesos de roca se

escapen de los valores medios o que una ecuación no incluya dentro de sus parámetros el uso del periodo de onda directa ni indirectamente, por otra parte que una formulación haya sido concebida para oleaje regular también pone en duda su uso.

5.2.8 GRUPO 8

El “Grupo 8” corresponde a un conjunto de fórmulas que contiene al periodo de la onda entre sus parámetros. En este análisis, se evalúan las fórmulas individualmente para las siguientes alturas de ola (H): 0.5, 1.5, 2.5 y 3.5 [m].

La Fig. 5-40 indica que la fórmula de Larras (1952) es sensible al cambio de talud, pero no tanto a las modificaciones de periodo, ya que éste se comporta de manera prácticamente constante. Al aumentar la altura de ola, la curva de la cot $\alpha = 1.5$, es la única que presenta variaciones.

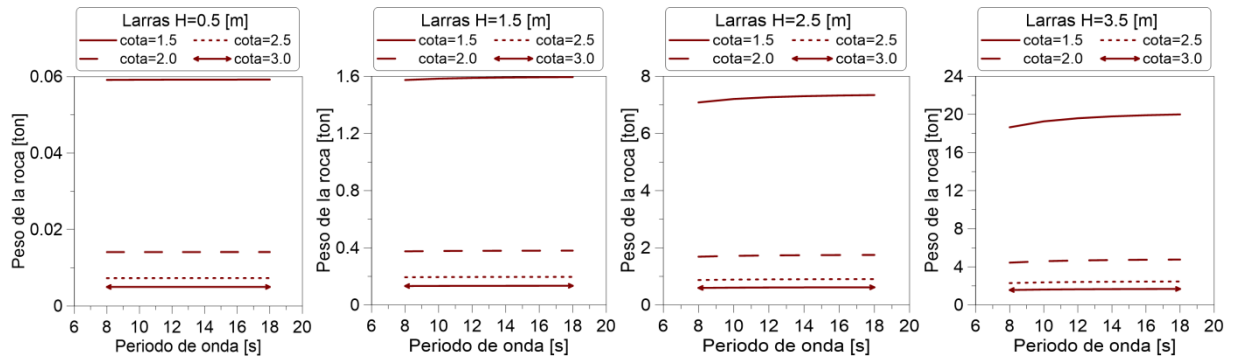


Fig. 5-40: Variación de periodo para la fórmula de Larras (1952)

Fuente: Elaboración Propia

En la Fig. 5-41 la fórmula de Losada & Giménez-Curto (1979), presenta que el peso de la roca decrece a medida que el periodo de onda se incrementa. Además se observa, que a medida que aumenta H, el periodo pierde relevancia. Lo anterior, se desarrolla porque la inclinación de las curvas disminuye.

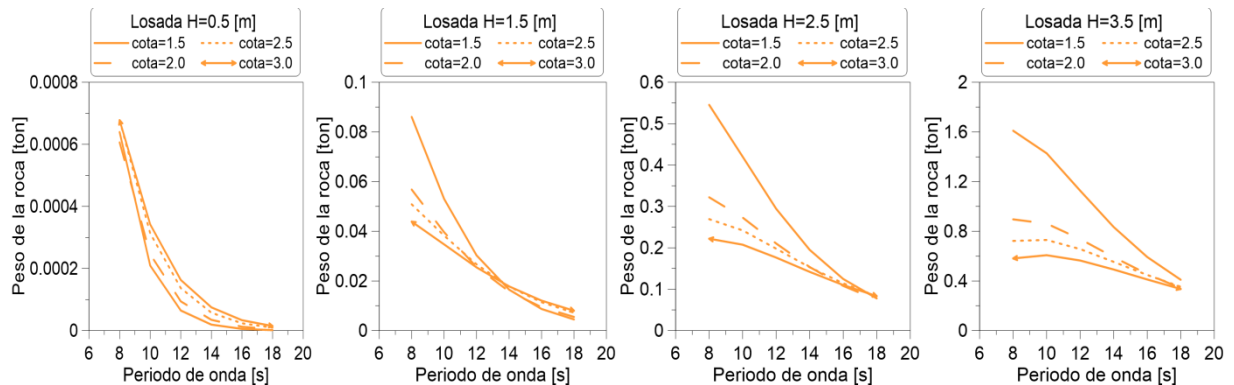


Fig. 5-41: Variación de periodo para la fórmula de Losada & Giménez-Curto (1979)

Fuente: Elaboración Propia

La Fig. 5-42, indica para la fórmula de Koev (1992), que el peso de la roca aumenta si el periodo de onda se incrementa. La modificación de H, sólo altera las magnitudes de las curvas, sin embargo la disposición de las mismas, se mantiene.

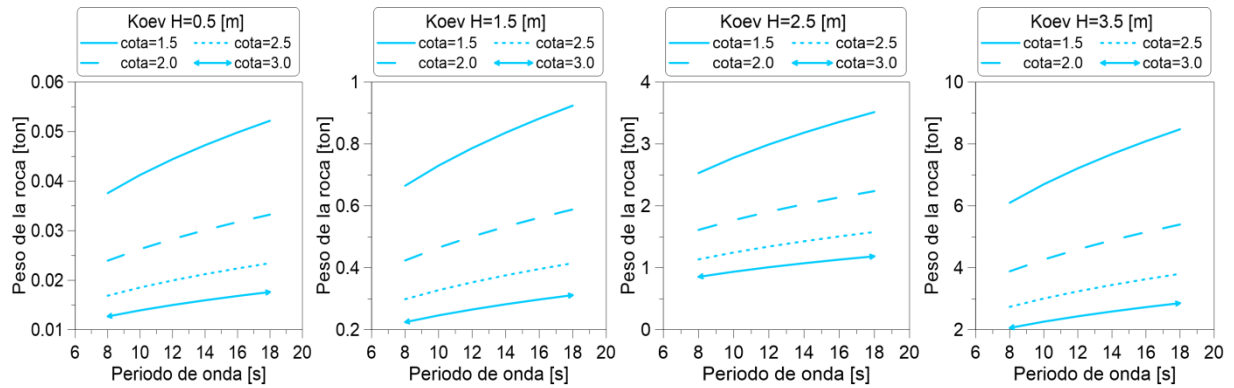


Fig. 5-42: Variación de periodo para la fórmula de Koev (1992)
Fuente: Elaboración Propia

La Fig. 5-43 grafica la fórmula de VdM AP (1988a), indicando que, el peso de la roca decrece si el periodo de onda se incrementa. Esta tendencia se modifica para determinadas H, donde se observan cambios en la inclinación de las curvas (revisar gráfico de H = 2.5 y 3.5 [m]).

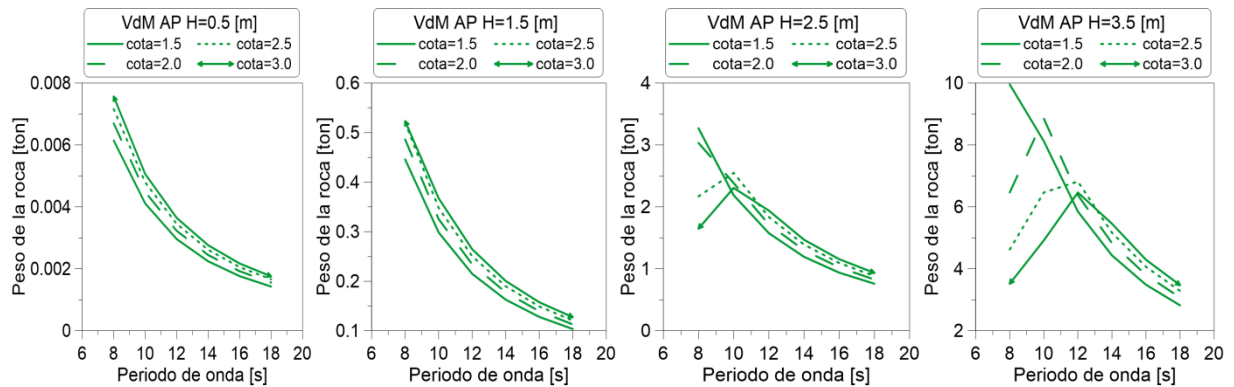


Fig. 5-43: Variación de periodo para la fórmula de VdM AP (1988a)
Fuente: Elaboración Propia

En la Fig. 5-44 se observa la fórmula de VdM AS (1988a), donde el peso de la roca disminuye si el periodo de onda aumenta. En este caso, algunos valores son iguales a cero, debido a que la fórmula cambia el tipo de rompiente y, ante esto, se estableció eliminación de datos. Cabe mencionar que mientras aumenta H, el cambio de rompiente sucede con periodos mayores.

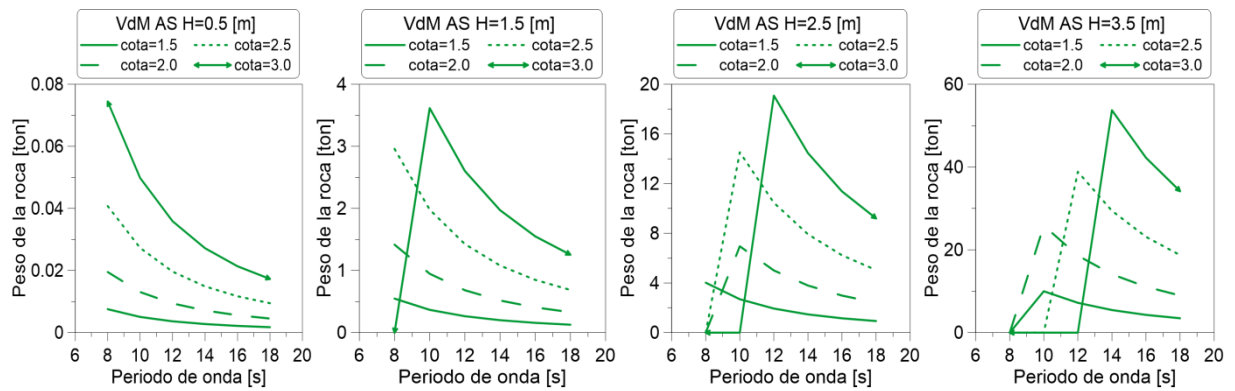


Fig. 5-44: Variación de periodo para la fórmula de VdM AS (1988a)
Fuente: Elaboración Propia

La Fig. 5-45 muestra la fórmula de Vidal (1999), donde se percibe que el peso de la roca disminuye si el periodo de onda aumenta. El comportamiento que se observa es similar en todos los casos revisados.

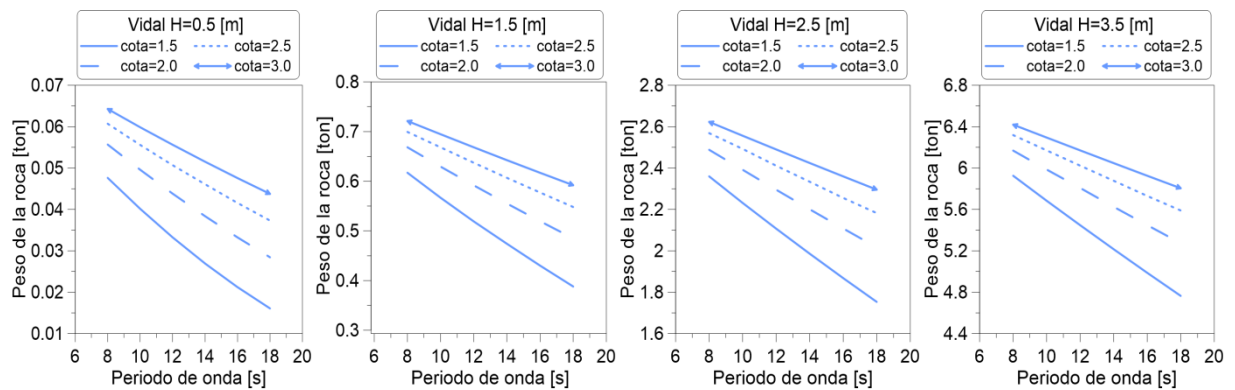


Fig. 5-45: Variación de periodo para la fórmula de Vidal (1999)
Fuente: Elaboración Propia

Independientemente de si los pesos de roca aumentan o disminuyen, con la modificación del periodo, se percibe una variación, lo que demuestra la importancia del parámetro y la relevancia que debiese adquirir en el diseño de rompeolas. Es por esto, que no se recomienda el uso de fórmulas que no lo consideren.

5.2.9 COMENTARIO GENERAL

Nótese que no se ha incorporado ninguna limitación de producción de cantera, pues el propósito del análisis es ilustrar el comportamiento entre las fórmulas de cada uno de los grupos.

En general, se advierte que la trigonometría y las constantes de las fórmulas, son factores determinantes para el cálculo de los pesos de las rocas, pero cada autor presenta diferentes metodologías para la obtención de estos parámetros, por lo tanto, varían. En este punto, la matemática implicada cobra importancia, y los coeficientes deben presentar un ajuste preciso.

De lo anterior, se infiere que debe existir una comprensión total de los factores involucrados en las formulaciones y no es sencillamente elegir un autor, sino que además, es favorecer una metodología que se adecúe al proyecto en el cual se trabaja. Se debe verificar el cumplimiento de los rangos de validez, los que se ven limitados a un set de datos y características, generadas en un laboratorio, donde no siempre es posible comparar con la realidad de las costas chilenas.

Por último, los componentes definitivos al momento de utilizar una fórmula son: la experiencia del diseñador a cargo y los requerimientos que éste persiga. Lo anterior, se debe a que los elementos como: los recursos, el tiempo, la disponibilidad de la cantera o incluso el tipo de obra, la mayoría de las veces, tendrán más peso que el diseño teórico.

5.3 APLICACIÓN A PROYECTOS EN CHILE

En este apartado se presentan las especificaciones de los informes del INH y se contrastan sus resultados con los obtenidos a partir de las fórmulas elegidas en cada grupo de trabajo (ver título 4.2.2).

5.3.1 ESTUDIO BELLAVISTA, VALPARAÍSO

Este proyecto se emplaza en el sector de Bellavista en la ciudad de Valparaíso, V Región (Instituto Nacional de Hidráulica, 1988). Debido al constante sobrepaso al que se veía expuesta la costanera, en época de temporales, se decidió evaluar una mejora para evitar los daños en las instalaciones y las dificultades que se presentaban en el tránsito de vehículos.

Para solucionar lo antes expuesto, se ensayaron las alternativas descritas en la Tabla 5-3.

Ficha del proyecto		
Ítem	Alternativa 1	Alternativa 2
Talud	1 : 3.0	1 : 2.5
Periodo	12 y 14 [s]	12 y 14 [s]
Peso de rocas de coraza	1 – 4.5 [ton]	1 – 4.5 [ton]
Nivel de marea	1.5 [m]	1.5 [m]
Profundidad al pie de la obra	0 [m]	-2.5 [m]
Fórmula de diseño	Se desconoce	Se desconoce
Duración de ensayo	10.25 [min] prototipo 55 [s] modelo	10.25 [min] prototipo 55 [s] modelo
Peso de rocas de coraza recomendado por el INH	1.0 – 4.5 [ton]	1.0 – 4.5 [ton]

Tabla 5-3: Características principales proyecto Valparaíso (1988)

Fuente: Elaboración Propia

A partir de las condiciones de oleaje testeadas en los ensayos de modelos físicos, se determinó el peso de las rocas mediante las fórmulas seleccionadas. A continuación se muestran los resultados en la Tabla 5-4.

Peso [ton] \ Autor		G1	G2	G3	G4	G5	G6
		Hudson	Hickson & Rodolf	Rybichevsky	Koev	VdM - AS	Iribarren 1965
Alternativa 1	mínimo	0,28	0,18	0,11	0,17	0,42	0,10
	máximo	0,85	0,55	0,35	0,48	4,05	0,30
Alternativa 2	mínimo	1,54	2,01	1,46	1,84	2,88	1,06
	máximo	5,68	3,71	2,69	3,39	8,46	1,97

Tabla 5-4: Rango de pesos de roca para múltiples autores en el estudio de Valparaíso

Fuente: Elaboración Propia

En la alternativa 1, los resultados reportan pesos de rocas por debajo del rango propuesto por el INH, con la excepción de VdM (1988a) que se ajusta a la recomendación.

Los menores pesos proyectados, corresponden a la fórmula de Iribarren (1965), mientras que los mayores a la de VdM (1988a).

En general, en la Fig. 5-46 se observan resultados similares, agrupados en la parte inferior de la gráfica, con magnitudes menores a la 1 [ton], pero la fórmula de VdM (1988a) arroja datos con una tendencia particular que supera este límite.

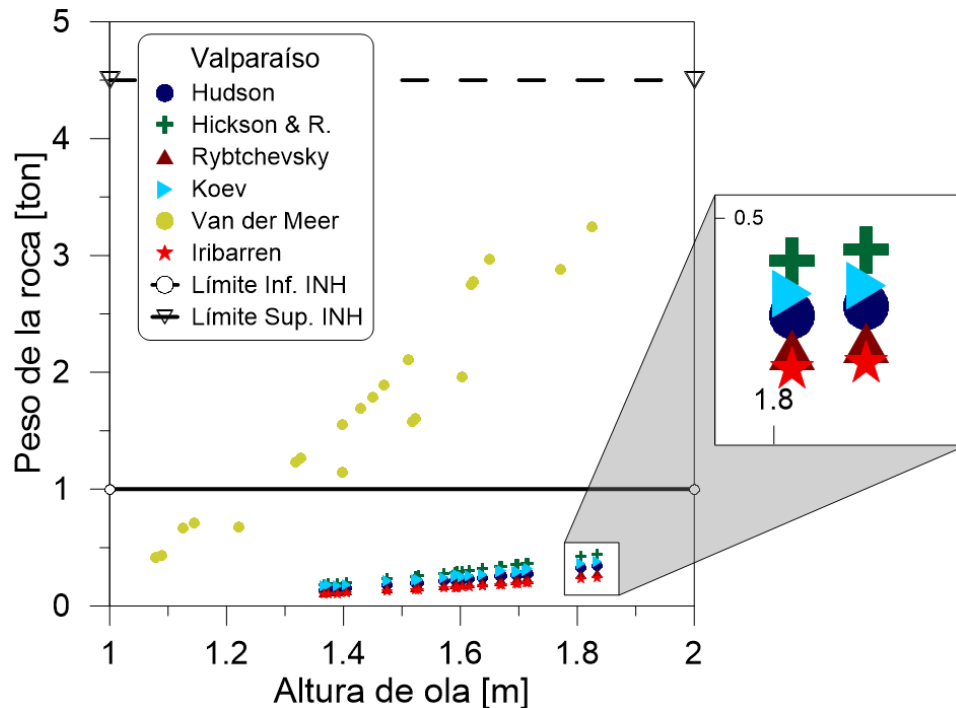


Fig. 5-46: Pesos de roca en el estudio de Valparaíso - Alternativa 1
Fuente: Elaboración Propia

En la Fig. 5-47 se muestra la alternativa 2, donde los valores se presentan con la misma disposición y orden de magnitud, expresando diferencias mínimas. En general, los datos obtenidos se ajustan a los propuestos por el INH, con excepción de VdM (1988a) que traspasa el rango recomendado.

Los menores pesos proyectados, corresponden a la fórmula de Iribarren (1965), mientras que los mayores a la de VdM (1988a).

Se aprecia que la inclinación que tienen los puntos representativos de la fórmula de VdM (1988a) es más pronunciada que las demás, lo que podría permitir que los datos se escapen de los límites propuestos con mayor rapidez.

Los valores que entrega la ecuación de Hudson (1959) sufren una separación en dos grupos, donde algunos puntos están centrales en el rango propuesto por el INH y otros se sitúan llegando al límite superior.

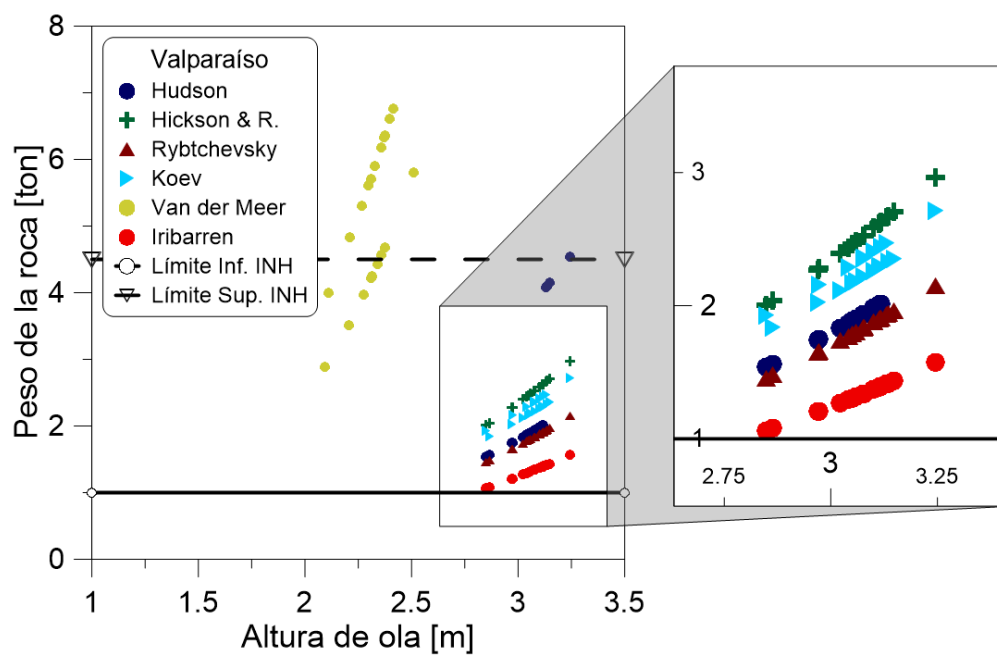


Fig. 5-47: Pesos de roca en el estudio de Valparaíso - Alternativa 2
Fuente: Elaboración Propia

5.3.2 ESTUDIO EL TROCADERO, ANTOFAGASTA

La ubicación de este proyecto es en el sector de El Trocadero, al norte de la ciudad de Antofagasta, II Región (Instituto Nacional de Hidráulica, 2004). Este estudio nace de la necesidad de crear una playa artificial enmarcada en el programa de habilitación del borde costero e infraestructura portuaria de la Dirección de Obras Portuarias, todo lo anterior diseñado para potenciar el turismo en la localidad.

A continuación se presenta la Tabla 5-5 donde se muestran sus detalles:

Ficha del proyecto	
Talud	1 : 2
Periodo	18 [s]
Nivel de marea	1.3 [m]
Profundidad al pie de la obra	0 [m]
Fórmula de diseño	Hudson (1959)
Duración de ensayo	3.50 – 18 [h] prototipo 0.50 – 2.50 [h] modelo
Peso de rocas de coraza recomendado por el INH	1 – 4 [ton]

Tabla 5-5: Características principales proyecto Playa Trocadero (2004)

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 5-6 se presentan los resultados obtenidos para las fórmulas de control.

Peso [ton] \ Autor	G1	G2	G3	G4	G5	G6
	Hudson	Hickson & Rodolf	Rybtchevsky	Koev	VdM - AS	Iribarren 1965
mínimo	0,32	0,22	0,19	0,28	0,05	0,12
máximo	1,18	0,81	0,70	0,90	0,53	0,43

Tabla 5-6: Rango de pesos de roca para múltiples autores en el estudio de Trocadero

Fuente: Elaboración Propia

En la Fig. 5-48 es posible observar que todos los resultados se encuentran por debajo de los parámetros entregados por el INH.

En general se observan resultados similares, agrupados en la parte inferior de la gráfica, con magnitudes menores a 1 [ton].

Los menores pesos proyectados, corresponden a la fórmula de VdM (1988a), mientras que los mayores a la de Hudson (1959).

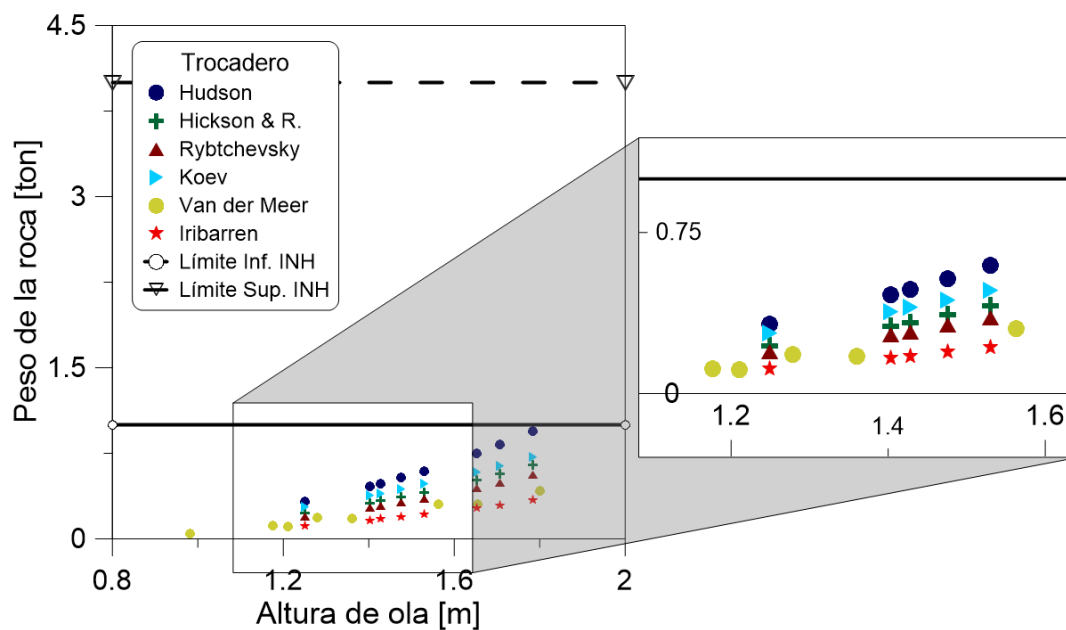


Fig. 5-48: Pesos de roca en el estudio de Trocadero
Fuente: Elaboración Propia

5.3.3 ESTUDIO PARAÍSO, ANTOFAGASTA

El proyecto de Playa Paraíso se encuentra ubicado en Antofagasta, II Región (Instituto Nacional de Hidráulica, 2007). Se desarrolló en el marco de una estrategia de regeneración urbano-paisajística y habilitación del borde costero.

Al existir fuga de sedimentos, se agregó un geotextil en el lado interior del molo, protegido con una capa de enrocados. Además para disminuir la energía del oleaje que ingresaba a la playa, en los temporales o marejadas, se propuso una ampliación de las obras.

Los detalles del proyecto se describen en la Tabla 5-7.

Ficha del proyecto	
Talud	1 : 2.5
Periodo	14 – 18 [s]
Nivel de marea	0.30 y 1.30 [m]
Profundidad al pie de la obra	1 [m]
Fórmula de diseño	Hudson (1959)
Duración de ensayo	118.40 [min] prototipo 20 [min] modelo
Peso de rocas de coraza recomendado por el INH	4 – 7 [ton]

Tabla 5-7: Características principales proyecto Playa Paraíso (2007)
Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 5-8 indica los pesos de roca de coraza obtenidos con las fórmulas de trabajo.

Peso [ton] \ Autor	G1 Hudson	G2 Hickson & Rodolf	G3 Rybtchevsky	G4 Koev	G5 VdM - AS	G6 Iribarren 1965
mínimo	0,51	0,33	0,24	0,30	0,35	0,18
máximo	1,39	0,91	0,66	0,81	1,70	0,48

Tabla 5-8: Rango de pesos de roca para múltiples autores en el estudio de Paraíso
Fuente: Elaboración Propia

Al recalcular los datos, las ecuaciones de control presentan pesos de roca menores a los estimados por el INH. La Fig. 5-49 indica resultados que se agrupan en la parte baja del gráfico, con valores inferiores a las 2 [ton].

Los menores pesos proyectados, corresponden a la fórmula de Iribarren (1965), mientras que los mayores a la de VdM (1988a).

En general se observan resultados similares, agrupados en la parte inferior de la gráfica, con magnitudes menores a 2 [ton].

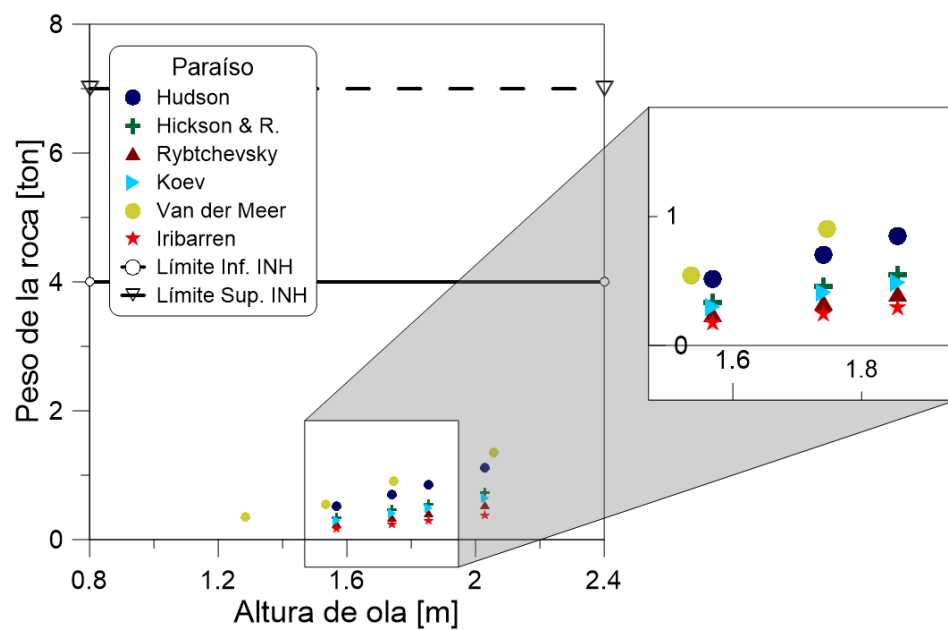


Fig. 5-49: Pesos de roca en el estudio de Paraíso
Fuente: Elaboración Propia

5.3.4 ESTUDIO EL LAUCHO, ARICA

Este proyecto involucra a la playa El Laucho, ubicada en la XV Región de Arica (Instituto Nacional de Hidráulica, 2008). El sector cuenta con afloramientos rocosos que funcionan como molos, los que se complementaron con obras de abrigo para aumentar la berma de la playa. Las características de este estudio se presentan en la Tabla 5-9.

Ficha del proyecto	
Talud	1.0 : 1.5
Periodo	12 – 16 [s]
Nivel de marea	0.30 – 1.60 [m]
Profundidad al pie de la obra	-1[m]
Fórmula de diseño	Hudson (1959)
Duración de ensayo	3 – 9 [h] prototipo y 0.54 – 1.64 [h] modelo
Peso de rocas de coraza recomendado por el INH	4 – 6 [ton]

Tabla 5-9: Características principales proyecto Playa El Laucho (2008)

Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 5-10 indica los resultados de tonelaje de coraza entregado por las fórmulas de control.

Peso [ton] \ Autor	G1	G2	G3	G4	G5	G6
	Hudson	Hickson & Rodolf	Rybtchevsky	Koev	VdM - AS	Iribarren 1965
mínimo	0,60	0,47	0,51	0,64	0,04	0,27
máximo	3,55	2,81	3,02	3,26	0,31	1,58

Tabla 5-10: Rango de pesos de roca para múltiples autores en el estudio de El Laucho

Fuente: Elaboración Propia

Observando la Fig. 5-50 es posible distinguir que el rango de pesos propuesto por el INH es superior a lo encontrado con las fórmulas de control, además los resultados se agrupan en la parte inferior del gráfico, con una mayor dispersión que los casos analizados con anterioridad, donde la fórmula de VdM (1988a) es la única que presenta una disposición diferente, mostrando una línea de tendencia prácticamente horizontal y considerando resultados mucho menores a la unidad.

Los menores pesos proyectados, corresponden a la fórmula de VdM (1988a) mientras que los mayores a la de Hudson (1959).

En general se observan resultados similares, con magnitudes inferiores a 4 [ton].

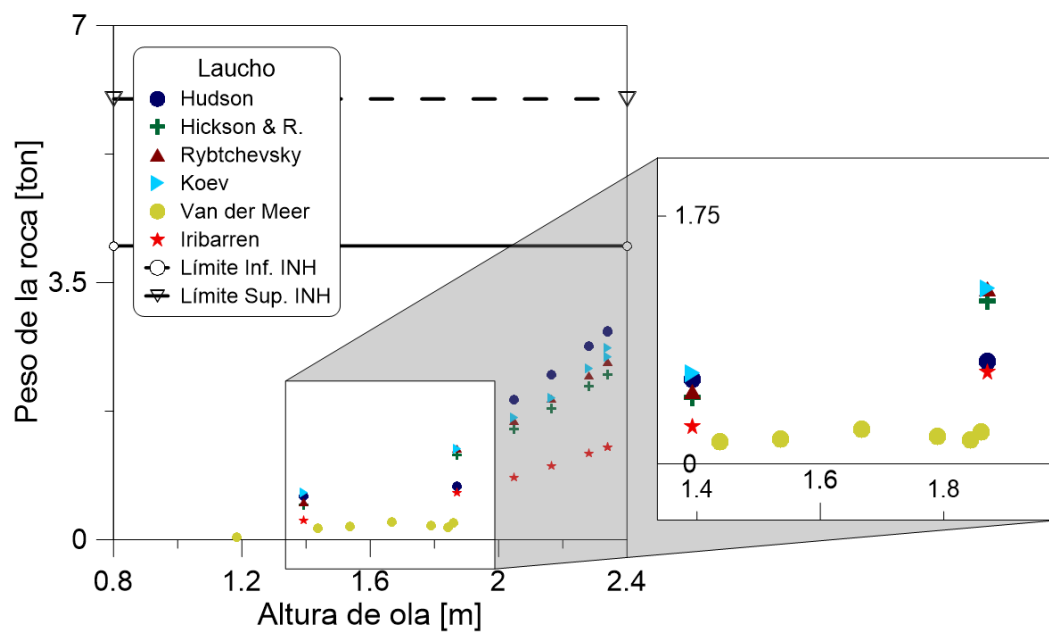


Fig. 5-50: Pesos de roca en el estudio de El Laucho
Fuente: Elaboración Propia

5.3.5 ESTUDIO EL SALITRE, ANTOFAGASTA

El área de desarrollo de este estudio se encuentra ubicada en la II Región de Antofagasta, específicamente en la ciudad de Tocopilla (Instituto Nacional de Hidráulica, 2010c). Este análisis se realizó con el fin de proteger y mejorar la playa El Salitre.

Los especificaciones de la obra se mencionan en la Tabla 5-11.

Ficha del proyecto		
Ítem	Alternativa 1	Alternativa 2
Talud	1 : 2	1 : 2
Periodo	12 – 17 [s]	12 – 17 [s]
Nivel de marea	0.17 - 1.45[m]	0.17 - 1.45 [m]
Profundidad al pie de la obra	-5.34 [m]	-1.62 [m]
Fórmula de diseño	Hudson (1959)	Hudson (1959)
Duración de ensayo	2.96 – 8.87 [h] prototipo y 0.50 – 1.50 [h] modelo	2.96 – 8.87 [h] prototipo y 0.50 – 1.50 [h] modelo
Peso de rocas de coraza recomendado por el INH	8 – 10 [ton]	8 – 12 [ton]

Tabla 5-11: Características principales proyecto Playa El Salitre (2010)

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 5-12 se indican los cálculos de peso correspondientes a las fórmulas de control.

Peso [ton] \ Autor		G1	G2	G3	G4	G5	G6
		Hudson	Hickson & Rodolf	Rybtchevsky	Koev	VdM - AS	Iribarren 1965
Alternativa 1	mínimo	0,25	0,34	0,29	0,41	0,49	0,18
	máximo	3,38	2,32	2,00	2,52	0,89	1,22
Alternativa 2	mínimo	0,15	0,20	0,17	0,28	2,92	0,11
	máximo	10,97	15,06	13,01	14,15	9,54	7,94

Tabla 5-12: Rango de pesos de roca para múltiples autores en el estudio de El Salitre

Fuente: Elaboración Propia

En la Fig. 5-51 se muestran los resultados de la alternativa 1, con pesos de roca que están por debajo del rango propuesto por el INH.

Los menores pesos de roca vienen dados por Iribarren (1965), mientras que los mayores por Hudson (1959),

En general se observan resultados similares, agrupados en la parte inferior de la gráfica, con magnitudes menores a 4 [ton].

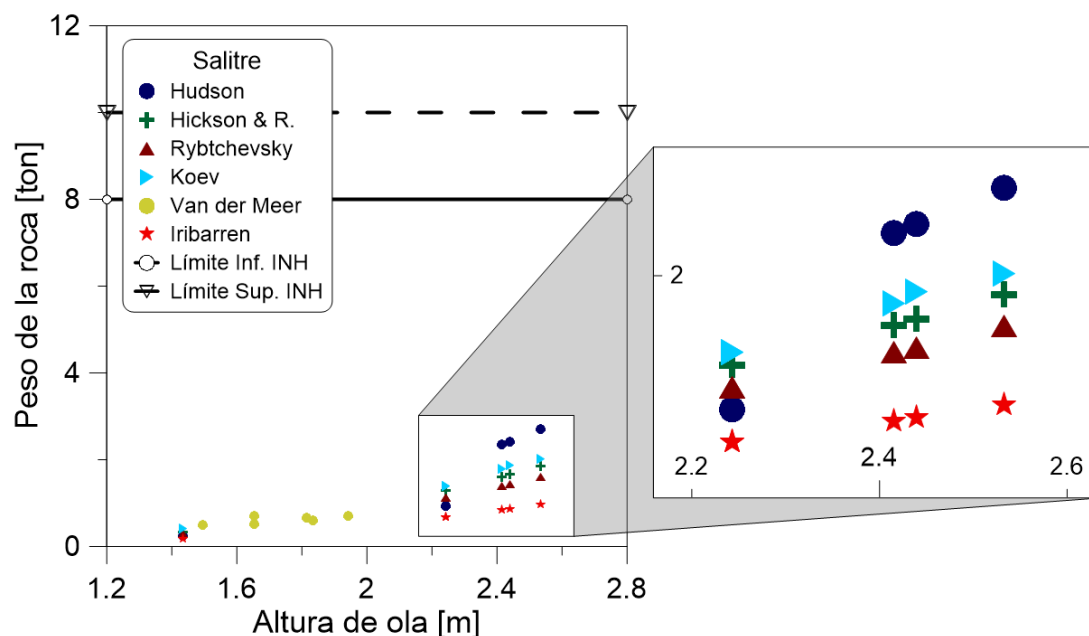
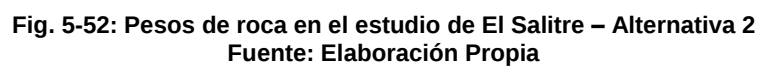


Fig. 5-51: Pesos de roca en el estudio de El Salitre – Alternativa 1
Fuente: Elaboración Propia

En el caso de la alternativa 2, mostrada en la Fig. 5-52, VdM (1988a) sitúa sus puntos en un espacio que no comparte con los otros autores y muestra diferencias importantes entre dato y dato, principalmente eso se atribuye al uso de la $H_{2\%}$. Es posible distinguir que 4 datos alcanzan los rangos planteados, sin embargo esto no es suficiente para afirmar que se cumplió con los rangos.

En la alternativa 2, los menores pesos de roca vienen dados por Iribarren (1965), mientras que los mayores por Hickson & Rodolf (1951).

En general se observan resultados con gran variación y magnitudes inferiores a 15.1 [ton].



5.3.6 ESTUDIO DE TOCOPILLA, ANTOFAGASTA

Este informe analiza el estado actual de la escollera de protección de la Central Termoeléctrica Tocopilla. El proyecto se emplaza en la ciudad de Tocopilla en la II Región de Antofagasta (Instituto Nacional de Hidráulica, 2012)

Las dimensiones y características del estudio son detalladas en la Tabla 5-13.

Ficha del proyecto	
Talud	1 : 2
Periodo	15 – 16 [s]
Nivel de marea	0.33 – 1.90 [m]
Profundidad al pie de la obra	-6.14 [m]
Fórmula de diseño	Hudson (1959)
Duración de ensayo	3 – 9 [h] prototipo y 0.54 – 1.64 [h] modelo
Peso de rocas de coraza recomendado por el INH	5.80 – 9.70 [ton]

Tabla 5-13: Características principales proyecto Termoeléctrica Tocopilla (2012)
Fuente: Elaboración Propia

Al recalcular con las fórmulas de control, se obtuvieron valores mayores a los recomendados por el INH, éstos se presentan a continuación en la Tabla 5-14.

Peso [ton] \ Autor	G1	G2	G3	G4	G5	G6
	Hudson	Hickson & Rodolf	Rybtchevsky	Koev	VdM - AS	Iribarren 1965
mínimo	7,91	10,86	9,38	10,82	6,31	5,72
máximo	18,56	25,47	22,00	23,79	25,76	13,43

Tabla 5-14: Rango de pesos de roca para múltiples autores en el estudio de Tocopilla.
Fuente: Elaboración Propia

En la Fig. 5-53 es posible observar que un pequeño grupo de datos está dentro de los rangos establecidos, pero la mayoría de los puntos restantes superan estos límites. Ninguna de las ecuaciones se ajusta a lo propuesto por el INH, ni siquiera la formulación de Hudson que es la que utilizó el instituto para el diseño de esta obra.

Los menores pesos proyectados, corresponden a la fórmula de Iribarren (1965), mientras que los mayores, a la de VdM (1988a).

En general se observan resultados similares con magnitudes inferiores a 21 [ton].

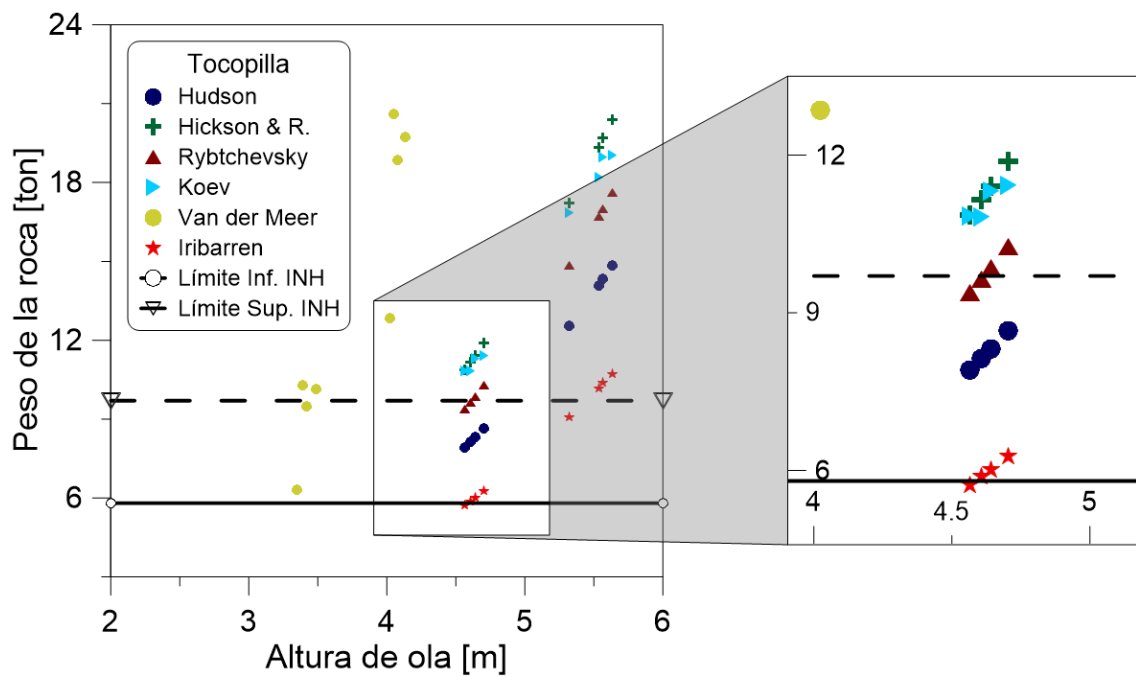


Fig. 5-53: Pesos de roca en el estudio Tocopilla
Fuente: Elaboración Propia

5.3.7 COMENTARIO GENERAL

En todos los proyectos se observaron valores fuera de rango, lo que probablemente se deba a alguno de los factores que se proceden a señalar:

- Falta de sensibilización en los tamaños de la escollera para optimizar el diseño.
- Aproximaciones conservadoras.
- Modelos físicos que consideran efectos que no se incluyen en las fórmulas.
- Sobreestimación de pesos.

6 DISCUSIÓN

La discusión de esta memoria se enmarca en la revisión de la literatura disponible, con el fin de encontrar fórmulas que se adecúen de mejor manera a los requerimientos del diseño de un dique en talud.

Se halló una gama significativa de ecuaciones que reafirmó la importancia de los parámetros establecidos tales como: la altura de ola y también se enfocó el análisis en otros, como es el caso del Máximo Flujo de Momento (Melby & Hughes, 2003) o el Parámetro de Apuntalamiento (Ryu & Sawaragi, 1986; Ryu & Kim, 1994). Dentro de lo estudiado se contemplaron dos formas de analizar un dique en talud, la primera, considerándolo como un todo y la segunda dividiéndolo en secciones (Vidal, 1999).

En la actualidad existen nuevas formas de generar los coeficientes de las fórmulas, donde Etemad-Shahidi & Bali (2011) introduce análisis computacionales que presentan el concepto de Árbol Modelo (Model Tree en Inglés) el que está basado en dividir problemas complejos en problemas más pequeños. Este tipo de enfoque trabaja la formulación matemáticamente, lo que no siempre se ajusta a la realidad del diseño, sin embargo se señalan las mejoras que estas reestructuraciones implican, donde se recomienda la combinación de herramientas informáticas y argumentos físicos, en lugar de los métodos tradicionales.

Se revisaron seis estudios generados por el INH y se observó que en cinco de ellos, explícitamente, aparece el nombre de un autor con el que rigen sus cálculos (Hudson, 1959). A partir de lo anterior, se investiga detalladamente esta fórmula y se revisan documentos donde se encuentran variadas discusiones que “desacreditan” su uso por el simple hecho de no considerar un parámetro fundamental como es el periodo de onda, ni tampoco reparar en que es una ecuación concebida para oleaje regular.

Los resultados obtenidos en esta memoria no se ajustaron a lo propuesto por el INH, lo que pudo deberse a la falta de sensibilización en los tamaños de la escollera para optimizar el diseño, aproximaciones conservadoras, modelos físicos que consideraron efectos que no se incluyeron en las fórmulas o simplemente sobreestimación de pesos. A raíz de lo anterior se generaron las siguientes interrogantes: ¿Realmente es posible utilizar la ecuación de Hudson (1959) en el diseño de rompeolas en Chile? ¿Será adecuado generalizar las fórmulas a cualquier parte del mundo o es conveniente limitarlas a un lugar determinado?

Se considera que no es adecuado generalizar, ya que cada formulación fue creada para un caso específico con determinadas características de oleaje y del área de estudio, donde existen rangos de validez propios del lugar que son confirmados por los ensayos de laboratorio.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Difícilmente se puede dar por terminado el análisis total de los rompeolas, ya que es un tema amplio e incierto debido a los múltiples factores que intervienen en el proceso.

Particularmente este estudio dejó en evidencia un parámetro que no es considerado con regularidad: el número de ola (Van der Meer, 1988a). Éste varía en rangos que no se adecúan a las condiciones de Chile y por tanto inhabilita la fórmula de manera automática.

Otro aspecto que resulta relevante, es que en algunos casos, la inclinación del talud igual a 1.5 presenta tonelajes de roca elevados que se alejan de la realidad. Esto hace suponer una estabilidad matemática y genera cierto grado de incertidumbre en cuanto a su exactitud. Por lo que se recomienda poner especial atención al momento de diseñar con esta pendiente.

La clásica fórmula de Hudson (1959), utilizada habitualmente en Chile, representa una de las mayores divisiones de esta memoria. Por una parte se reconoce su uso masivo y se le asigna un valor a las experiencias exitosas que con ella se han obtenido, pero por otro lado resulta impensable aceptar que no considere el periodo de onda o la duración de la tormenta. En relación a los datos obtenidos de la revisión de los proyectos del INH, no es posible suponer que sus datos presenten ajustes certeros y cumplan con los rangos recomendados.

De un conocimiento limitado a un par de formulaciones, se encontraron más de 30 autores que intentaron hacer su aporte en el campo del conocimiento y un hecho que merece ser destacado, es que hasta la época se siguen perfeccionando y creando nuevas ecuaciones, que con los avances tecnológicos, conjugan múltiples elementos con el fin de lograr la compatibilización de parámetros que primariamente no era posible ajustar.

Considerando todas las fórmulas estudiadas, existen algunas testeadas para oleaje regular, otras que no suponen el periodo de la onda, algunas que no evaluaron la duración de la tormenta o sencillamente son ecuaciones tan exclusivas que únicamente es posible utilizarlas para dos inclinaciones de talud. Por lo anterior es que se hace mucho más fácil descartar formulaciones que elegir una para diseñar.

Hasta la fecha, el diseño de rompeolas sigue en estudios, haciendo investigaciones específicas para cada estructura (Marcel & Van Gent, 2013) o insertando corrientes relativamente nuevas como las redes neuronales, en el análisis de las formulaciones (Park & Kim, 2005). Con base en lo anterior es que este estudio cobra importancia, debido a que incita al lector a profundizar sus conocimientos con respecto a la amplia gama de ecuaciones disponibles para el diseño de diques en talud, y también mantenerse al tanto de las modificaciones que se han ido realizando a ecuaciones tan relevantes como la de Van de Meer (1988), que ha servido de base para generar nuevos coeficientes que se adecúen a los reales requerimientos de las obras a construir.

Debido al amplio espectro de parámetros a contemplar y la incertidumbre que representa el uso de una formulación de diseño de rompeolas, se recomienda de manera categórica el ensayo de un modelo a escala para cada proyecto que se desee abordar, porque cada uno tiene su particularidad y deben estimarse adaptaciones especiales según sea el caso.

Eventualmente se recomienda incluir ensayos de laboratorio para la verificación de una ecuación de diseño chilena que pueda satisfacer las necesidades específicas del país y se incluya en la “Guía para el Diseño, Construcción y Conservación de Obras Marítimas y Costeras” generada por la Dirección de Obras Portuarias para el Ministerio de Obras Públicas en el año 2013.

8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society of Civil Engineers. (2003). An Historical Overview of Rubble Mound Structures. En W. Baird, *Advances in Coastal Structure Design* (págs. 135-160). Reston: ASCE.
- Ben Belfadhel , M., Lefebvre, G., & Rohan, K. (1996). Comparison and Evaluation of Different Riprap Stability Formulas Using Field Performance. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 8-15.
- Bricio, L. (2009). *Comportamiento Funcional y Ambiental de los Diques Exentos de Baja Cota de Coronación y su Importancia en la Ingeniería de Costas*. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil. Universidad Politécnica de Madrid.
- British Broadcasting Corporation. (s.f.). *www.bbc.co.uk*. Recuperado el 31 de Mayo de 2015, de http://www.bbc.co.uk/england/sevenwonders/southwest/ply_breakwater_mm/index.shtml
- British Standards Institution. (1991). Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters. En *Maritime structures*. London: British Standards Institution.
- Carstens, T., Torum, A., & Traetterberg, A. (1966). The Stability of Rubble Mound Breakwaters Against Irregular Waves., (págs. 958-971). Tokyo.
- CIRIA, CUR & CETMEF. (2007). *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering*. London: C683, CIRIA.
- Clavero, M. (2007). *Comportamiento de los Diques en Talud Frente a la Acción del Oleaje y Criterios para el Reparto de la Probabilidad Conjunta de Fallo en la Vida Útil*. Granada: Tesis Doctoral. Universidad de Granada.
- Coastal Engineering Research Center. (1984). *Shore Protection Manual*. Vicksburg, Mississippi.
- De Castro, E. (1933). Diques de escollera. *Revista de Obras Públicas*.
- Del Villar, E., & García, M. (2008). *Diques de Escollera*. Díaz de Santos.
- Etemad-Shahidi, A., & Bali, M. (2011). Stability of rubble-mound brekwater using H50 wave height parameter. *Coastal Engineering*, 38-45.
- Font, J. (1968). The Effect of Storm Duration on Rubble Mound Breakwater Stability., (págs. 779-786). London.
- Giralt, J. L. (2005). Capítulo 3. Aproximación a los diques verticales. Interacción oleaje-estructura. En J. L. Giralt, *Diseño innovador de diques verticales con geometrías cilíndricas*. (pág. 8). Cataluña.

- Hald, T., & Burcharth, H. F. (2000). An Alternative Stability Equation for Rock Armoured Rubble Mound Breakwaters. En *Coastal Engineering* (págs. 1921-1935).
- Hedar, A. (1986). Armor Layer Stability of Rubble-mound Breakwaters. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 343-350.
- Hedar, P. (1986). Armour Layer Stability of Armour Rubble-Mound Breakwaters. *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Engeneering*, 43-350.
- Hickson, R. E., & Rodolf, F. W. (1951). Design and Construction of Jetties. 227-245.
- Hudson, R. (1959). Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. *American Society of Civil Engineers*.
- Huerta, J. (2006). *Estabilidad de Diques en Talud*. México D.F.: Maestría en Ingeniería (Hidráulica). Universidad Nacional Autónoma de México.
- Instituto Nacional de Hidráulica. (1988). *Estudio de agitación sitio 3, prolongación hacia el espigón y mejoramiento malecón de la costanera sector Bellavista*. Santiago.
- Instituto Nacional de Hidráulica. (2004). *Estudio en modelo físico bidimensional y declaración de impacto ambiental para diseñar una playa artificial en el sector de El Trocadero*. Santiago.
- Instituto Nacional de Hidráulica. (2007). *Estudio en modelo físico para la ampliación de las obras marítimas en Playa Paraíso*. Santiago.
- Instituto Nacional de Hidráulica. (2008). *Estudio en modelos físicos tridimensional y bidimensional para la construcción de la playa artificial El Laucho y el mejoramiento de la playa La Lisera*. Santiago.
- Instituto Nacional de Hidráulica. (2010a). *Análisis de largo plazo en Playas Artificiales II Región*.
- Instituto Nacional de Hidráulica. (2010b). *Comportamiento de las playas artificiales de la II Región*.
- Instituto Nacional de Hidráulica. (2010c). *Estudio en modelo físico bidimensional playa El Salitre*. Santiago.
- Instituto Nacional de Hidráulica. (2012). *Estudio de mejoramiento en la protección costera cancha de acopio de carbón, central termoeléctrica Tocopilla*. Santiago.
- Iribarren. (1938). Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera. *Bulletin of the Beach Erosion Board*.
- Iribarren, R. (1965). Fórmula para el cálculo de los diques de escollera naturales o artificiales. *Revista de Obras Públicas*.
- Iribarren, R., & Nogales, C. (1950). Generalización de la fórmula para el cálculo de los diques de escollera y comprobación de sus coeficientes. *Revista de Obras Públicas*.

- Koev, K. (1992). Statistical Analysis of Formulas for Breakwater Armor Layer Design. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 213-219.
- Larras, J. (1952). L'equilibre Sous-Marin d'un Massif de Materiaux Soumis a la Houle. *le Génie Civil*.
- López, A., & Megía, M. (1952). Historia del Cálculo de los Diques de Escollera. *Revista de Obras Públicas*, 31-52.
- Losada Rodríguez, M. Á. (2006). Recomendaciones de Obras Marítimas. En *ROM 1.1: Diques de Abrigo frente a las Oscilaciones del Mar*. Madrid.
- Losada, M. (2006). Recomendaciones de Obras Marítimas. En *ROM 1.1. Diques de Abrigo frente a las Oscilaciones del Mar*. Madrid.
- Losada, M., & Giménez-Curto, L. (1979). The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters using Iribarren's number. *Coastal Engineering*, 77-96.
- Marcel, & Van Gent. (2013). Rock stability of rubble mound breakwaters with a berm. *Coastal Engineering*, 35-45.
- Mase, H., Sakamoto, M., & Sakai, T. (1995). Neural Network for Stability Analysis of Rubble-Mound Breakwaters. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 294-299.
- Medina , J., & McDougal, W. (1990). Discussion by Josep R. Medina and William G. McDougal. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 508-510.
- Ministerio de Obras Públicas - Dirección de Obras Portuarias. (2013). *Guía de para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras*. Santiago.
- Negro Valdecantos, V. (1995). Análisis y ajuste del parámetro $H_0=H_s/DDn50$ para el diseño preliminar de morros de diques en talud convencionales. Aplicación a la fachada cantábrica. *Revista de Obras públicas* , 89-98.
- Palmer, G., & Christian, C. (1998). Design and construction of rubble mound breakwaters. *The Institution of Professional Engineers New Zealand*, 19-33.
- Park, W. S., & Kim, D. H. (2005). Neural network for design and reliability analysis of rubble mound breakwaters. *Ocean Engineering* , 1332–1349.
- Perillo, G. (2003). *Dinámica del transporte de sedimentos*. Asociación Argentina de Sedimentología.
- Permanent International Association of Navigation Congresses. (1976). *Final Report of the International Commission for the Study of Waves*. Brussels, Belgium.
- Permanent International Association of Navigation Congresses. (2003). *State of the art of Designing and Constructing Berm Breakwaters*. Brussels, Belgium.

- Rao , S., Subrahmanya, K., Rao, B., & Chandramohan, V. (2008). Stability Aspects of Nonreshaped Berm Breakwaters with Reduced Armor Weight. *Journal of Waterway, Port, Coastal, Ocean Engineerong*, 81-87.
- Ryu, C.-R., & Kim, H.-J. (1994). Failure of Rubble Mound Structures Due to the Storm Duration and the Irregularity of Oean Waves. En *Coastal Engineering* (págs. 1526-1540). Kobe, Japón.
- Ryu, C.-R., & Sawagari, T. (1986). A New Design Method of Rubble Mound Structures. En *Coastal Engineering* (págs. 2188-2202). Taipei, Taiwan.
- Thopmson, & Shuttler. (1975). Rip rap design for wind wave attack. A laboratory study in random waves. .
- U.S Army Engineer Waterways Experiment Station. (1974). Concrete Armor Units for Protection Against Wave Attack. 96.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2006). *Coastal Engineering Manual*. Washington, D.C.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2006). *Coastal Engineering Manual*. Washington: U.S. Army Corps of Engineers.
- Van der Meer, J. (1987). Stability of breakwater armour layers - Design formulae. *Journal of Coastal Engineering*, 219-239.
- Van der Meer, J. (1988a). Deterministic and probabilistic design of breakwater armour layers. *American Society of Civil Engineers*, 66-80.
- Van der Meer, J. (1988b). *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. Tesis Doctoral, Delft University of Technology.
- Van Gent, M., Smale, A., & Kuiper, C. (2003). Coastal Structures. En *Stability of Rock Slopes with Shallow Foreshores* (págs. 100-112). Portland, USA.
- Van Gent, M., Smith, G., & Van der Werf, I. (2011). Stability of Rubble Mound Breakwters with a Berm: The Upper Slope. En *Coastal Structures* (págs. 423-434). Yohohama, Japan.
- Van Oorschot, J., & d'Angremond, K. (1968). The Effect of Wave Energy Spectra on Wave Run-Up. *Proc. 11th Conf. on Coastal Engineering*. London: ASCE.
- Vidal, C. (2000). Estabilidad de estructuras en talud rebasables o sumergidos. En Universidad de Cantabria, *Documento de Referencia* (págs. 178-198). Santander: Universidad de Cantabria.
- Vidal, C., Losada, I., & Martín, F. (1998). Stability of Near-Bed Rubble-mound Structures. En *Coastal Engineering* (págs. 1730-1743). Copenhagen.
- Vidal, C., Losada, M., & Mansard, E. (s.f.). Stability of Low-crested Rubble-Mond Breakwater Heads.

- Vidal, C., Losada, M., & Medina, R. (1991). Stability of Mound Breakwater's Head and Trunk. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 570-587.
- Vidal, C., Losada, M., Medina, R., & Losada, I. (1994). Análisis de la Estabilidad de Diques Rompeolas. *Ingeniería del Agua*, 17-34.
- Vidal, C., Medina, R., & Lomónaco, P. (2006). Wave height parameter for damage description of rubble-mound breakwaters. *Coastal Engineering* 53 , 711–722.
- Winckler, P. (2008). Diseño de Obras Marítimas. [Diapositivas]. Valparaíso, Chile: Universidad de Valparaíso.
- www.viarural.com.ec. (s/a). Recuperado el 19 de Mayo de 2014, de <http://www.viarural.com.ec/agroindustria/camiones/volkswagen/24220m/dimensiones.htm>
- Yoo, D. H. (2008). Surf Parameters for the Design of Coastal Structures. En Y. C. Kim, *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*. Los Ángeles, California.
- Yoo, D.-H., & Yoon, J.-J. (2013). Local parameter for armor weight estimation. *Journal of Coastal Research*, 422-427.

9 ANEXOS

9.1 TÍTULO 5.3

En este apartado se muestran los datos de entrada para el cálculo de la sección 5.3

Alternativa 1			Alternativa 2		
Ensayo	Tp [s]	Hmax [m]	Ensayo	Tp [s]	Hmax [m]
A1JW 12	12,00	3,08	A2JW 12	12,00	2,94
A1JW 22	12,00	4,28	A2JW 22	12,00	3,99
A1JW 32	12,00	5,18	A2JW 32	12,00	4,55
A1JW 42	12,00	6,34	A2JW 42	12,00	4,97
A1JW 42	12,00	6,52	A2JW 52	12,00	5,60
A1JW 52	12,00	6,31	A2JW 52B	12,00	5,18
A1JW 62	12,00	2,94	A2JW 62	12,00	6,02
A1JW 72	12,00	4,34	A2JW 72	12,00	4,87
A1JW 82	12,00	4,83	A2JW 82	12,00	5,46
A1JW 92	12,00	5,04	A2JW 92	12,00	5,88
A1JW 102	12,00	5,60	A2JW 102	12,00	5,64
A1JW 112	12,00	5,60	A2JW 14	14,00	2,38
A1JW 122	12,00	5,32	A2JW 24	14,00	3,43
A1JW 14	14,00	2,32	A2JW 34	14,00	4,42
A1JW 24	14,00	3,22	A2JW 44	14,00	4,96
A1JW 34	14,00	4,34	A2JW 54	14,00	6,20
A1JW 44	14,00	5,11	A2JW 64	14,00	4,06
A1JW 54	14,00	6,61	A2JW 74	14,00	4,82
A1JW 64	14,00	2,38	A2JW 84	14,00	4,40
A1JW 74	14,00	3,22	A2JW 94	14,00	4,65
A1JW 84	14,00	4,34			
A1JW 94	14,00	5,08			
A1JW 104	14,00	5,60			
A1JW 114	14,00	6,93			

Tabla 9-1: Datos del estudio Bellavista, Valparaíso.

Ensayo	Tp=Ts0 [s]	Hs0 [m]
H2.0T18SW	18,00	2,67
H3.0T18SW	18,00	3,18
H4.0T18SW	18,00	5,00
H5.0T18SW	18,00	5,68
H1.5T18W	18,00	1,71
H2.5T18W	18,00	2,84
H3.5T18W	18,00	3,58
H4.5T18W	18,00	4,56

Tabla 9-2: Datos del estudio El Trocadero, Antofagasta.

Ensayo	Tp [s]	Hs [m]
1	14,00	2,50
2	16,00	3,50
3	16,00	4,50
4	18,00	5,50

Tabla 9-3: Datos del estudio Paraíso, Antofagasta.

Ensayo	Tp [s]	Hmo [m]
1	12,00	1,50
2	14,00	2,50
3	14,00	3,50
4	18,00	4,00
5	16,00	4,50
6	16,00	4,00
7	16,00	3,00

Tabla 9-4: Datos del estudio El Laucho, Arica.

Alternativa 1			Alternativa 2		
Ensayo	Tp [s]	Hs [m]	Ensayo	Tp [s]	Hs [m]
1	12,00	1,00	1	12,00	1,00
2	14,00	2,00	2	14,00	2,00
3	17,00	3,00	3	17,00	3,00
4	16,00	4,00	4	16,00	4,00
5	16,00	3,00	5	16,00	3,00
6	14,00	2,00	6	14,00	2,00

Tabla 9-5: Datos del estudio El Salitre, Antofagasta.

Ensayo	Tp [s]	Hmo [m]
1	16,00	4,20
2	16,00	4,90
3	15,00	4,90
4	15,00	5,90
5	16,00	4,20
6	16,00	4,90
7	15,00	4,90
8	15,00	5,90

Tabla 9-6: Datos del estudio Tocopilla, Antofagasta.