



Universidad
de La Laguna

Escuela Técnica Superior de
Ingeniería Civil e Industrial

Trabajo Fin de Grado

CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA DEL PASEO MERÍTIMO DE SAN
ANDRÉS, TENERIFE

Documento N° 1

Memoria y anejos

Para optar al título de: Graduado/a en Ingeniería Civil

Autor/es: Judith Cordobés Curbelo

Tutor/es: D. Juan Eusebio González Fariñas

Junio de 2014

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. INTRODUCCIÓN	7
1.1. OBJETO DEL TRABAJO DE FIN DE GRADO (TFG)	8
1.2. SITUACIÓN ACTUAL.....	8
2. ANTECEDENTES.....	9
2.1. ANTECEDENTES ADMINISTRATIVOS.....	10
2.2. ANTECEDENTES TÉCNICOS	10
2.2.1. <i>Obra de emergencia para paliar los daños producidos del 29 al 31 de agosto de 2011 por el estado del mar en la avenida marítima de San Andrés, T. M. de Santa Cruz de Tenerife.....</i>	<i>10</i>
2.2.2. <i>Proyecto de remodelación de la Avenida Marítima de San Andrés.....</i>	<i>11</i>
3. DATOS PREVIOS	11
3.1. CARTOGRAFÍA Y BATIMETRÍA	12
3.2. INFORMACIÓN DE LA ESCOLLERA EXISTENTE	12
3.3. DATOS DE CLIMA MARÍTIMO.....	12
4. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	13
4.1. INTRODUCCIÓN.....	13
4.2. TEORÍA LINEAL DEL OLEAJE O TEORÍA DE AIRY ⁽⁸⁾	14
4.2.1. <i>Celeridad, longitud y periodo</i>	<i>15</i>
4.2.2. <i>Energía del oleaje.....</i>	<i>19</i>
4.3. TRANSFORMACIÓN DEL OLEAJE. PROPAGACIÓN.....	20
4.3.1. <i>Introducción.....</i>	<i>20</i>
4.3.2. <i>Refracción y shoaling</i>	<i>21</i>
4.4. ZONA DE ROMPIENTE (SURF ZONE WAVES).....	24
4.4.1. <i>Introducción.....</i>	<i>24</i>
4.4.2. <i>Tipos de rompiente.....</i>	<i>24</i>
4.4.3. <i>Criterio de rotura.....</i>	<i>25</i>
4.5. RUN-UP Y OVERTOPPING (REMORTE DEL OLEAJE Y SOBREPASO) ⁰	27
4.5.1. <i>Run-up.....</i>	<i>27</i>
4.5.2. <i>Overtopping</i>	<i>30</i>
4.5.3. <i>Cálculo del francobordo según la ROM.....</i>	<i>34</i>
5. ESTUDIO DE OLEAJE	35
5.1. DATOS INICIALES	35
5.2. ESTRUCTURA DEL ESTUDIO DE OLEAJE.....	37
5.3. ESTRUCTURA DE LOS CÁLCULOS	38

5.4. RESULTADOS	38
6. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS PARA LA MEJORA DE LA DEFENSA COSTERA	40
6.1. MANTENER LA LÍNEA DE COSTA	40
6.2. AVANZAR HACIA EL MAR.....	41
6.3. RETROCESO CONTROLADO.....	41
6.4. INTERVENCIÓN LIMITADA.....	42
6.5. NO HACER NADA.....	42
6.6. SISTEMA RANAGALLE	43
7. CONCLUSIONES.....	45
8. BIBLIOGRAFÍA.....	49

ANEJO N°1 – Clima Marítimo

ANEJO N°2 – Planos de la remodelación de la escollera, cedidos por el Servicio Provincial de Costas de Tenerife

ANEJO N°3 – Cálculos de propagación, run-up y overtopping

ANEJO N°4 – Resultados

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1-1: SITUACIÓN DE SAN ANDRÉS	7
FIGURA 1-2: EVENTO DE INUNDACIÓN, 29 DE AGOSTO DE 2011 (SITIO WEB DE RTVE, 2011).....	7
FIGURA 1-3: ESCOLLERA, NOVIEMBRE 2013	8
FIGURA 1-4: RELLENO ENTRE EL BORDILLO Y LA ESCOLLERA	9
FIGURA 2-1: SITUACIÓN ACTUAL DE LA AVENIDA MARÍTIMA DE SAN ANDRÉS, TENERIFE.....	10
FIGURA 4-1. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL OLAJE (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER, 2002).....	13
FIGURA 4-2. CARACTERÍSTICAS DE UN GRUPO DE OLAS, FORMADO POR LA SUMA DE VARIAS CON DIFERENTES PERIODOS. (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER, 2002).....	18
FIGURA 4-3. LÍNEA DE COSTA RECTA CON TODAS SUS ISOBATAS UNIFORMEMENTE SEPARADAS Y PARALELAS A LA LÍNEA DE COSTA. (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER, 2002).....	21
FIGURA 4-4. VARIACIÓN DE LA ALTURA DE OLA A LO LARGO DE UN RAYO. (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER, 2002)	23
FIGURA 4-5. TIPOS DE ROMPIENTE. (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER, 2002)	25
FIGURA 4-6. ÍNDICE DE PROFUNDIDAD EN FUNCIÓN DE $H_b/(gT^2)$ (WEGGEL 1972). (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER, 2002)	27
FIGURA 4-7. REMONTE Y SOBREPASO DEL OLAJE.....	28
FIGURA 4-8. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE DIFERENTES ESTRUCTURAS EN RELACIÓN AL OVERTOPPING. (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER, 2002).....	31
FIGURA 5-1 DETERMINACIÓN DE LA LÍNEA DE COSTA DEL PASEO MARÍTIMO PARA LA REALIZACIÓN DE LOS CÁLCULOS, ASÍ COMO LAS DIRECCIONES DE PROCEDENCIA DEL OLAJE.....	36
FIGURA 5-2. ROSA DE OLAJE DE LA BOYA DE SANTA CRUZ PARA LAS ALTURAS SIGNIFICANTES DE OLA ENTRE JUNIO Y AGOSTO DE 2011. (ÁREA DE MEDIO FÍSICO, 2011).....	36
FIGURA 6-1. SAN ANDRÉS EN EL AÑO 1905. (FEDAC)	41
FIGURA 6-2. FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA RANAGALLE. (RANAGALLE)	43
FIGURA 6-3. MONTAJE DEL SISTEMA RANAGALLE. (RANAGALLE).....	44
FIGURA 6-4. EL SISTEMA RANAGALLE INSTALADO EN UN ENTORNO PÚBLICO. (RANAGALLE).....	44
FIGURA 6-5. DISPOSICIÓN DE LA BARRERA (SÁNCHEZ AFONSO, 2012).....	45

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 4-1. CLASIFICACIÓN DEL OLEAJE. (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER, 2002)	16
TABLA 4-2. COEFICIENTES A Y C PARA RUNUP. (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER, 2002)	30
TABLA 4-3. COEFICIENTE REDUCTOR DE RUGOSIDAD. (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER, 2002)	30
TABLA 4-4. MODELOS PARA LA FORMULACIÓN DEL CAUDAL MEDIO DE SOBREPASO DE AGUA. (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER, 2002)	33
TABLA 4-5. MODELO DE OWEN PARA EL CÁLCULO DE OVERTOPPING. (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER, 2002).....	34

1. Introducción

El barrio de San Andrés, en Santa Cruz de Tenerife, ha sido partícipe de múltiples inundaciones a lo largo de su historia, incluso el propio Castillo de San Andrés se ha visto afectado en más de una ocasión por las aguas que desembocan al Barranco del Cercado.



Figura 1-1: Situación de San Andrés

Más allá de los esporádicos episodios de lluvias torrenciales, como la fuerte riada del 31 de marzo de 2002 que azotó Santa Cruz y provocó el desbordamiento del barranco del Cercado, la mayor amenaza que afecta a este pueblo está condicionada por las periódicas inundaciones ocasionadas por una suma de mareas solares y lunares, combinadas con el propio oleaje, habiendo destruido en numerosas ocasiones tanto el paseo marítimo como el antiguo muelle embarcadero. El oleaje de agosto de 2011 ha sido uno de los peores que se recuerda, viéndose el barrio inundado hasta 80 m tierra adentro con cada pleamar.



Figura 1-2: Evento de inundación, 29 de agosto de 2011 (Sitio web de RTVE, 2011)

1.1. Objeto del Trabajo de Fin de Grado (TFG)

El presente TFG tiene por objeto la definición y la valoración de las características hidráulicas del paseo marítimo de San Andrés, en Santa Cruz de Tenerife

Entre los objetivos del mismo, se encuentra la realización de un estudio de oleaje mediante el cual se realizan los cálculos de la trepada y el rebase del oleaje en diferentes tramos de la avenida marítima de San Andrés y en la propuesta de alternativas para la mejora de esta defensa costera urbana.

1.2. Situación actual

En la actualidad, la Avenida Marítima de San Andrés se encuentra recientemente remodelada, así como la escollera que, tras el grave episodio de oleaje del pasado agosto de 2011, ha sido reparada.

Estos episodios ocurren con normalidad cada año entre agosto y septiembre, con la llegada de las denominadas Mareas Vivas.¹

Dos semanas después de la finalización de las obras de la última remodelación de la Avenida Marítima, hubo un episodio de sobrepaso de oleaje y se procedió a cerrar al tráfico a causa de las mareas altas.

De la reparación de la escollera de protección del 2011, cabe destacar que las rocas de la escollera han sido colocadas de una manera bastante ordenada, quedando un talud prácticamente liso (Figuras 3 y 4).



Figura 1-3: Escollera, noviembre 2013



Figura 1-4: Escollera, noviembre 2013

¹ Véase Anexo N°1

Otro dato a destacar es la colocación de un relleno entre la cresta de la escollera y el murete colindante de la avenida (Figura 1-4: Relleno entre el bordillo y la Escollera).



Figura 1-4: Relleno entre el bordillo y la Escollera

2. Antecedentes

La Avenida Marítima de San Andrés es el eje principal de entrada y salida del Barrio de San Andrés y de la Playa de Las Teresitas, y ha sido remodelada recientemente (25 de Mayo de 2013 a principios de agosto, véase Figura 2-1), después de la finalización de la reparación de la escollera (finales de diciembre de 2011). Se compone actualmente de tres zonas:

- Zona al Poniente: Calzada de salida del Barrio de San Andrés de dos carriles, adyacente a las franjas de aparcamientos en batería recientemente repavimentados junto a la calle Dique, esta última a cota inferior a la calzada anterior y adyacente a su vez a los locales comerciales y edificios de viviendas existentes.
- Zona central: Rambla de 2,00 mts. de anchura recientemente remodelada y plantada con una hilera de palmeras canarias.
- Zona al Naciente: Calzada de entrada al Barrio de San Andrés de dos carriles recientemente repavimentados y franja adyacente del nuevo paseo peatonal.



Figura 2-1: Situación actual de la Avenida Marítima de San Andrés, Tenerife

2.1. Antecedentes administrativos

13 de Septiembre de 2011: El Servicio Provincial de Costas comienza las obras de emergencia para paliar los daños producidos del 29 al 31 de agosto de 2011 por el estado del mar en la Avenida Marítima de San Andrés, en el T. M. de Santa Cruz de Tenerife, que tendrían una duración de tres meses.

25 de Mayo de 2013: El servicio técnico de proyectos urbanos, infraestructuras y obras del Excelentísimo Ayuntamiento de Santa Cruz de Tenerife comienza las obras de remodelación de la Avenida Marítima del barrio de San Andrés, que finalizarán en el mes de agosto de ese mismo año.

Existe un proyecto elaborado por la Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife para la construcción de un dique semi-sumergido, el cual el Ayuntamiento de Santa Cruz de Tenerife ha exigido al Estado que se realice con carácter inmediato la declaración de emergencia, en el mes de septiembre de 2013.

2.2. Antecedentes técnicos

2.2.1. Obra de emergencia para paliar los daños producidos del 29 al 31 de agosto de 2011 por el estado del mar en la avenida marítima de San Andrés, T. M. de Santa Cruz de Tenerife.

Las obras han consistido en la reparación de las tres zonas principales en las que se habían localizado las averías del talud. Para ello se han aportado unas 2.300 toneladas de escollera con piedras de 4 a 5 toneladas y se ha ejecutado un manto adicional de escollera, con la aportación de un total de 12.500 toneladas a lo largo de todo el dique. Con ello se ha intentado

garantizar la estabilidad del mismo, a la vez que se ha pretendido contribuir a evitar parte de los rebases que se han venido produciendo en el litoral de San Andrés.

Los trabajos se han realizado por el procedimiento de emergencia, previsto en el artículo 97 de la Ley de Contratos del Sector Público, con un importe de 490.602,49 euros aportados por el Gobierno de España. Los trabajos se han desarrollado a lo largo de un periodo de unos tres meses, aproximadamente.

En el *Anejo N° 2*, se recogen tres planos de este proyecto de emergencia para la remodelación de la escollera cedidos por el Servicio Provincial de Costas de Tenerife; un primer plano donde se refleja la situación previa a la remodelación, señalando las tres zonas más damnificadas por dicho evento de inundación; un segundo plano de la planta general de obras; y un tercero de ocho secciones de la escollera en un tramo de 80 metros.

2.2.2. Proyecto de remodelación de la Avenida Marítima de San Andrés

Se ha tratado de mejorar la actual Avenida de entrada al Barrio de San Andrés, muy deteriorada y envejecida por la acción agresiva del ambiente marino y del intenso tráfico rodado que diariamente circula a través de ella.

Breve descripción de las obras realizadas:

La Rambla central que anteriormente tenía 7,00 metros de anchura y dos hileras de palmeras, ha quedado con un nuevo ancho de 2,00 metros y una sola hilera central de palmeras, resultando así un nuevo vial de dos pares de carriles, dos de salida junto a la hilera de aparcamientos en batería repavimentados junto a la calle Dique, y otros dos de entrada, junto a la nueva franja de aparcamientos en hilera. Todo esto ubicado junto al nuevo paseo marítimo peatonal, dotado a su vez de nuevo alumbrado público y nuevos bancos de hormigón visto junto a la escollera, con la misma alineación primitiva que tenían los anteriores muretesbancos, demolidos con motivo de las obras de reparación de la escollera.

3. Datos previos

Para la realización de este TFG ha sido necesario recopilar una serie de informaciones que se exponen a continuación.

3.1. Cartografía y batimetría

Para la realización de un estudio de oleaje, es necesario conocer la disposición del fondo marino a estudiar. Por ello, se ha recurrido a la Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife, donde se ha solicitado un archivo .dwg con la batimetría de la zona de San Andrés, que incluye la cartografía del barrio y cercanías.

A partir de esta información, se han realizado 33 secciones transversales del fondo marino con una longitud de 2,1 km, donde la profundidad oscila entre los 90 y 100 metros, y a lo largo de toda la avenida marítima, separadas cada 10 metros. Dichas secciones se encuentran reflejadas en los planos comprendidos entre el N°3 y el N° 19 en el Documento N°2.

Se verifica así que el fondo marino a estudiar es aproximadamente plano e inclinado, con una pendiente media de un 4,67%, obtenida de los planos realizados de dichas secciones.

Asimismo, se ha podido obtener, para cada una de las 33 secciones, la cota de corona de la escollera de toda la avenida. En el Plano N°2 del Documento N°2 se recoge un mapa de dichas secciones, así como un cuadro resumen de las cotas obtenidas.

3.2. Información de la escollera existente

De los planos de la última remodelación de la escollera anteriormente mencionada, reflejados en el *Anejo N° 2*, se ha podido obtener:

- El talud de la escollera, 2/3
- El peso de las rocas, entre 4 y 5 toneladas
- La cota al pie de la obra, cota 0

3.3. Datos de clima marítimo

Para realizar un análisis de los eventos extremos históricos de oleaje, se ha solicitado a Puertos del Estado unas series históricas de datos de oleajes y mareas de la Boya de Santa Cruz de Tenerife. Se ha proporcionado cuatro series:

- REMRO, Red Española de Medida de Registros de Oleaje, la antigua red de boyas escalares: Datos de oleaje desde el año 1981 hasta el año 2007
- REDCOS, Red de boyas Costeras de Puertos del Estado (sustituye a REMRO): Datos de oleaje desde el año 2009 hasta el año 2012

- Dos series de REDMAR, la Red de Mareógrafos: La primera con datos de mareas desde el año 1992 hasta el 2009 y la segunda desde el año 2009 hasta el 2012

En el Anejo N°1, Clima Marítimo, se explican todos los conceptos clave para la obtención de estas series de datos.

4. Fundamentación teórica

4.1. Introducción

El oleaje puede representarse como una onda progresiva mediante las variables x (espacio) y t (tiempo) o mediante su combinación (fase), definida como $\theta = kx - \omega t$.

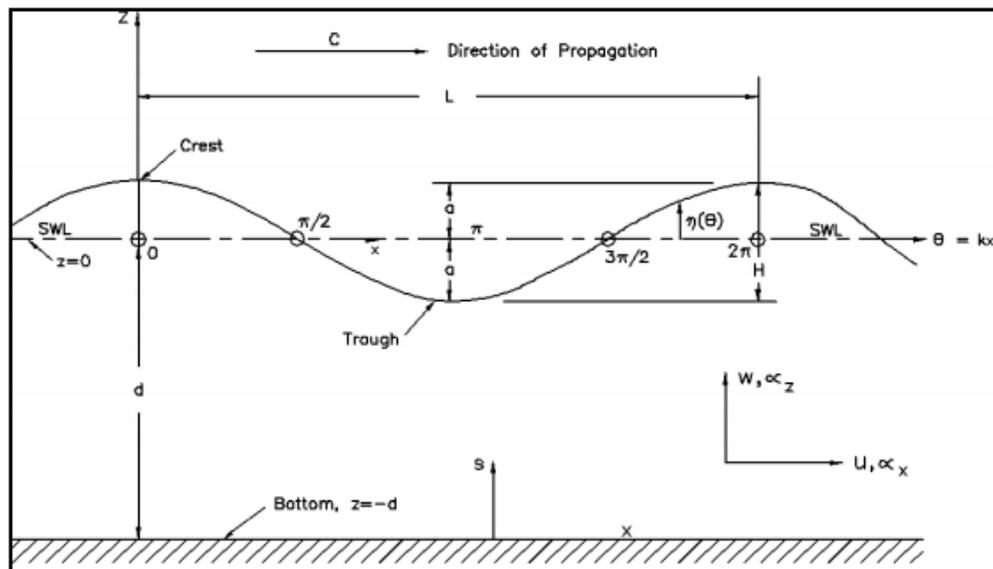


Figura 4-1. Definición de los parámetros del oleaje (U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

Como se muestra en la Figura 4-1, el punto más alto de la onda es la cresta y el punto más bajo es el seno. Para oleaje lineal o de pequeña amplitud, la altura de la cresta por encima del nivel medio del mar sumado a la distancia desde el seno al nivel medio del mar, es igual a la amplitud de la ola, a . Por tanto, $a = H/2$, donde H es la altura de la ola. El intervalo de tiempo en que un punto recorre la distancia entre dos crestas o senos sucesivos, se denomina periodo del oleaje, T . La longitud de onda, L , es la distancia horizontal existente entre dos puntos idénticos en dos crestas o senos sucesivos. La profundidad, d , es la distancia entre el nivel medio del mar y el fondo.

4.2. Teoría lineal del oleaje o teoría de Airy ⁽⁸⁾

En este TFG se ha empleado la más elemental de las teorías del oleaje, que fue desarrollada por Airy (1845). Es de fácil aplicación y proporciona una aproximación razonable de las características del oleaje para un amplio abanico de parámetros del oleaje. Aunque existen limitaciones para su aplicación, la teoría lineal puede emplearse si se satisfacen, en cierta medida, las siguientes condiciones:

- El fluido es homogéneo e incompresible, además, la densidad ρ es constante.
- Se desprecia la tensión superficial
- Se desprecia el efecto Coriolis debido a la rotación de la tierra
- La presión en la superficie libre es uniforme y constante
- El fluido es ideal (no existe viscosidad)
- El fluido es irrotacional
- El fondo es plano e impermeable
- La amplitud de la ola es pequeña y no varía en el espacio-tiempo.
- Las olas son planas (dos dimensiones)

La condición de irrotacionalidad del fluido permite usar el término matemático de potencial de velocidad Φ , que es una función escalar cuyo gradiente (es decir, la variación de Φ en función de las coordenadas x e y en un plano bidimensional, donde x es el plano horizontal y z el plano vertical) en cada punto del fluido es el vector velocidad.

Así, la velocidad del fluido en la dirección x es

$$\mathbf{u} = \frac{\partial \Phi}{\partial x} \quad (4-1)$$

la velocidad del fluido en la dirección z es

$$\mathbf{w} = \frac{\partial \Phi}{\partial z} \quad (4-2)$$

La incompresibilidad del fluido lleva implícita otra función matemática, denominada función corriente, Ψ , que es ortogonal a la función potencial Φ . Esto implica que las líneas de flujo son equidistantes, es decir, que no divergen ni convergen. Al ser ortogonales entre sí, se puede obtener Ψ a partir de Φ , y viceversa, usando las ecuaciones

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = \frac{\partial \Psi}{\partial z} \quad (4-3)$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = -\frac{\partial \Psi}{\partial x} \quad (4-4)$$

Denominadas condiciones de Cauchy-Riemann². Tanto Φ como Ψ satisfacen la ecuación de Laplace, que toma el flujo como un fluido ideal (incompresible y no viscoso). Así, en base a las condiciones anteriormente descritas, se puede explicar el comportamiento del oleaje bajo la hipótesis de un flujo ideal. La ecuación de Laplace, en términos de potencial de velocidad, viene dada por

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (4-5)$$

y en términos de la función corriente

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial z^2} = 0 \quad (4-6)$$

La teoría lineal del oleaje se describe normalmente en términos de la función potencial Φ .

Una onda sinusoidal oscilatoria se define, fundamentalmente, por su longitud L , altura H , periodo T y profundidad d . En la Figura 4-1, además de los parámetros ya definidos, se tiene el parámetro η , que define el desplazamiento de la superficie del agua respecto al SWL en función de x y del tiempo, t . En la cresta de la ola, η es igual a la amplitud de la ola, z , o a la mitad de la altura de la ola, $H/2$.

4.2.1. Celeridad, longitud y periodo

La velocidad con la que una ola se propaga se denomina celeridad, C . Si la distancia recorrida por una ola durante el tiempo equivalente al periodo de la ola es igual a una longitud de onda, la celeridad puede definirse en función del periodo y longitud como

$$C = \frac{L}{T} \quad (4-7)$$

La expresión que define la celeridad en función de la longitud de onda y la profundidad viene dada por

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \quad (4-8)$$

Esta ecuación se denomina *relación de dispersión* e indica que las olas con diferentes periodos se propagan con distinta velocidad. Una ola viajará más rápidamente que otra si su periodo es mayor. Dada la Ecuación 4-7, se puede expresar la Ecuación 4-8 como

$$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (4-9)$$

² Whitham 1974; Milne-Thompson 1976

Las expresiones $2\pi/L$ y $2\pi/T$ se denominan, respectivamente, *número de onda*, k , y *frecuencia angular*, σ . De las Ecuaciones 4-7 y 4-9, se obtiene la expresión de longitud de onda en función de la profundidad y el periodo

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) = \frac{gT}{\sigma} \tanh(kd) \quad (4-10)$$

La resolución de la Ecuación 4-10 supone cierta dificultad debido a que la incógnita L aparece en ambos lados de la ecuación. El SPM³ establece tabulados valores de d/L y d/L_0 , donde L_0 es la longitud de onda en aguas profundas, para simplificar la solución de dicha ecuación. Eckart (1952) propone una expresión aproximada con un error máximo del 10%

$$L \simeq \frac{gT^2}{2\pi} \sqrt{\tanh\left(\frac{4\pi^2}{T^2 g}\right)} \quad (4-11)$$

La Ecuación 5-11 da explícitamente L en función del periodo, T . El error máximo del 10 % sucede para $d/L \simeq 1/2$.

De lo anterior, se puede escribir la *ecuación de dispersión* como:

$$\sigma^2 = gk \tanh kh \quad (4-12)$$

Esta relación implica que las olas de periodo largo se desplazan más rápidamente, porque

$$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{CT} \sim \frac{gT}{2\pi} \text{ para } h \gg L \quad (4-13)$$

En la siguiente tabla se clasifica el oleaje en relación al criterio d/L , y los valores que toma la función $\tanh(2\pi d/L)$.

Classification of Water Waves			
Classification	d/L	kd	$\tanh(kd)$
Deep water	$1/2$ to ∞	π to ∞	$\simeq 1$
Transitional	$1/20$ to $1/2$	$\pi/10$ to π	$\tanh(kd)$
Shallow water	0 to $1/20$	0 to $\pi/10$	$\simeq kd$

Tabla 4-1. Clasificación del oleaje. (U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

En aguas profundas, $\tanh(kd)$ se aproxima a la unidad, por lo que las Ecuaciones 4-7 y 4-8 se reducen a

$$C_0 = \sqrt{\frac{gL_0}{2\pi}} = \frac{L_0}{T} \quad (4-14)$$

y la ecuación 4-9 a

³ (United States Army Corps of Engineers; Coastel Engineering Research Center (U.S.), 1984)

$$C_0 = \frac{gT}{2\pi} \quad (4-15)$$

Para aguas someras, es decir, $2\pi d/L < 1/4$ o $d/L < 1/25$, la Ecuación 4-8 puede simplificarse a

$$C = \sqrt{gd} \quad (4-16)$$

Dividiendo la Ecuación 4-9 entre la Ecuación 4-15, se obtiene

$$\frac{C}{C_0} = \frac{L}{L_0} = \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) = \tanh kd \quad (4-17)$$

Si ambos lados de la Ecuación 4-14 se multiplican por d/L , se obtiene

$$\frac{d}{L_0} = \frac{d}{L} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) = \frac{d}{L} \tanh kd \quad (4-18)$$

Por tanto, la relación de dispersión también puede escribirse como

$$L = L_0 \tanh(kh) \quad (4-19)$$

o como

$$C = \frac{g}{\sigma} \tanh(kh) \quad (4-20)$$

$$L = C * T \quad (4-21)$$

Calcular L requiere de métodos numéricos.

La ecuación que describe la posición de un punto de la superficie de la ola, en función del tiempo y la distancia x horizontal, puede expresarse como

$$\eta = a \cos(kx - \omega t) = \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) = a \cos \theta \quad (4-22)$$

donde η es la elevación del punto de la superficie con respecto al SWL.

Para conocer la velocidad a la que se propagan las olas en el espacio tiempo, hay que determinar la velocidad a la que se desplaza un tren de ondas, denominada velocidad de grupo, C_g , que presenta diferencias respecto a la velocidad a la que se desplaza cada ola individual.

El concepto de velocidad de grupo puede definirse como la interacción de dos ondas propagándose en la misma dirección, con pequeñas diferencias en sus longitudes de onda y periodos. La ecuación de la superficie de la onda viene dada por:

$$\eta = \eta_1 + \eta_2 = \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L_1} - \frac{2\pi t}{T_1}\right) + \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L_2} - \frac{2\pi t}{T_2}\right) \quad (4-23)$$

donde η_1 y η_2 son las dos componentes. Para simplificar, se ha asumido que los valores de altura de ola son idénticos. Los valores de longitud de onda, L_1 y L_2 , se asume que son ligeramente diferentes para determinados valores de x en el periodo de tiempo dado, las dos componentes estarán en fase, y la altura resultante de ola será $2H$; para otros valores de x , las dos ondas estarán desfasadas y la altura resultante será cero. El perfil resultante de la superficie de dos olas sinusoidales viene dada por la ecuación 4-23 y se muestra en la Figura 4-2. La envolvente de dicha superposición se define mediante la ecuación

$$\eta_{envelope} = \pm H \cos \left[\pi \left(\frac{L_2 - L_1}{L_1 - L_2} \right) x - \pi \left(\frac{T_2 - T_1}{T_1 T_2} \right) t \right] \quad (4-24)$$

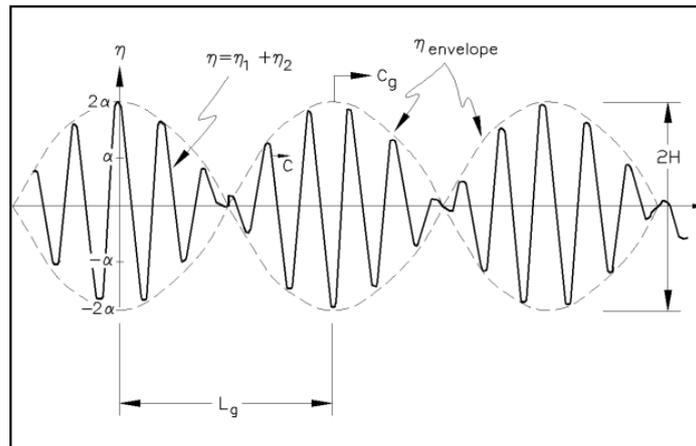


Figura 4-2. Características de un grupo de olas, formado por la suma de varias con diferentes periodos. (U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

La velocidad de propagación de lo definido en la Ecuación 4-19, representa la velocidad de grupo, definida como

$$C_g = \frac{1}{2} \frac{L}{T} \left[1 + \frac{\frac{4\pi d}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi d}{L}\right)} \right] = nC \quad (4-25)$$

donde

$$n = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\frac{4\pi d}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi d}{L}\right)} \right] \quad (4-26)$$

En aguas profundas, el término $(4\pi d/L)/\sinh(4\pi d/L)$ es aproximadamente cero y $n=1/2$, resultando

$$C_g = \frac{1}{2} \frac{L}{T} = \frac{1}{2} C_0 \quad (\text{aguas profundas}) \quad (4-27)$$

En aguas someras, $\sinh(4\pi d/L) \approx 4\pi d/L$ y

$$C_{gs} = \frac{L}{T} = C \approx \sqrt{gd} \quad (\text{aguas someras}) \quad (4-28)$$

4.2.2. Energía del oleaje

Por último, se define la energía total del oleaje como la suma de su energía cinética y su energía potencial. La energía cinética es la parte de la energía total que se obtiene a partir de la velocidad de las partículas, debido al movimiento de las olas. La energía cinética por unidad de longitud de la cresta de una ola definida mediante la teoría lineal, puede expresarse como

$$\overline{E}_k = \int_x^{x+L} \int_{-d}^{\eta} \rho \frac{u^2+w^2}{2} dz dx \quad (4-29)$$

que integrando, queda como

$$\overline{E}_k = \frac{1}{16} \rho g H^2 L \quad (4-30)$$

La energía potencial por unidad de longitud se define como

$$\overline{E}_p = \int_x^{x+L} \rho g \left[\frac{(\eta+d)^2}{2} - \frac{d^2}{2} \right] dx \quad (4-31)$$

que integrando, queda como

$$\overline{E}_p = \frac{1}{16} \rho g H^2 L \quad (4-32)$$

De acuerdo a la teoría de Airy, si la energía potencial está referenciada al SWL, y todas las olas se propagan en la misma dirección, la energía cinética es igual a la energía potencial, y la energía total, por unidad de ancho de cresta, se expresa como

$$E = E_k + E_p = \frac{\rho g H^2 L}{16} + \frac{\rho g H^2 L}{16} = \frac{\rho g H^2 L}{8} \quad (4-33)$$

La energía promedio por unidad de superficie, denominada energía específica, se expresa como

$$\overline{E} = \frac{E}{L} = \frac{\rho g H^2}{8} \quad (4-34)$$

Según la teoría lineal, el flujo medio de energía por unidad de ancho de la cresta de la ola, transmitida a través de un plano vertical perpendicular a la dirección de avance, es

$$\overline{P} = \frac{1}{T} \int_t^{t+r} \int_{-d}^{\eta} p u dz dt \quad (4-35)$$

integrando,

$$\overline{P} = \overline{E} n C = \overline{E} C_g \quad (4-36)$$

donde \overline{P} se conoce generalmente como la potencia del oleaje, y n ha sido definida previamente en la Ecuación 4-21

Para aguas profundas y someras, la Ecuación 4-30 queda de la siguiente manera

$$\bar{P}_0 = \frac{1}{2} \bar{E}_0 C_0 \text{ (aguas profundas)} \quad (4-37)$$

$$\bar{P} = \bar{E} C_g \text{ (aguas someras)} \quad (4-38)$$

La cantidad de energía que entra en una región, según la teoría lineal, será la misma que la cantidad de energía que sale de la misma. Además, cuando las olas se propagan de manera que sus crestas son paralelas a las isobatas:

$$\bar{E}_0 n_0 C_0 = \bar{E} n C \quad (4-39)$$

puesto que

$$n_0 = \frac{1}{2}$$

$$\frac{1}{2} \bar{E}_0 C_0 = \bar{E} n C$$

4.3. Transformación del oleaje. Propagación⁴

4.3.1. Introducción

Los procesos que pueden afectar al oleaje, en su propagación desde aguas profundas a aguas someras, son:

- a) Refracción
- b) Shoaling⁵
- c) Difracción
- d) Disipación debido a fricción
- e) Disipación debido a filtraciones
- f) Rotura
- g) Crecimiento adicional debido al viento
- h) Interacción oleaje-corrientes
- i) Interacciones ola-ola

Los primeros tres efectos son derivados de la propagación propiamente dicha, ya que son el resultado de la convergencia o divergencia de olas debido a las variaciones batimétricas del fondo, que influye en la dirección de las olas y provoca que la energía de dichas olas se concentre o extienda. La difracción tiene lugar cuando se interrumpe la propagación del oleaje con algún obstáculo o estructura. Los siguientes tres efectos se encargan de disipar la energía

⁴ (U.S. Army Corps of Engineer, 2002) Part II, Chapter III

⁵ En español, asomeramiento

que transporta el oleaje, mientras que el viento es un aporte adicional de energía. La presencia de corrientes importantes puede afectar a la propagación y disipación del oleaje. Por último, las interacciones ola-ola son el resultado del acoplamiento no lineal de las componentes de la ola, lo que se traduce a la transferencia de energía desde unas olas a otras.

4.3.2. Refracción y shoaling

Considerando un oleaje estacionario que se propaga monocromáticamente a través de una región con una línea de costa rectilínea donde no existe corrientes, con todas sus isobatas espaciadas uniformemente y paralelas a la línea de costa, y la cresta de la ola inicialmente tiene un ángulo respecto a la costa distinto de 0 grados, parte de la ola (punto A) estará en aguas menos profundas que otra parte de la misma (punto B). Debido a que la profundidad en A, h_A , es menor que la profundidad en B, h_B , la velocidad de la ola en A será menor que en B porque

$$C_A = \frac{g}{\omega} \tanh k h_A < \frac{g}{\omega} \tanh k h_B = C_B \quad (4-40)$$

La variación de velocidad a lo largo de la cresta de la ola hace que la cresta tienda a ubicarse más paralela a la costa. Esto puede visualizarse mejor si se dibujan rayos perpendiculares a las crestas de las olas, como se muestra en la Figura 4-3.

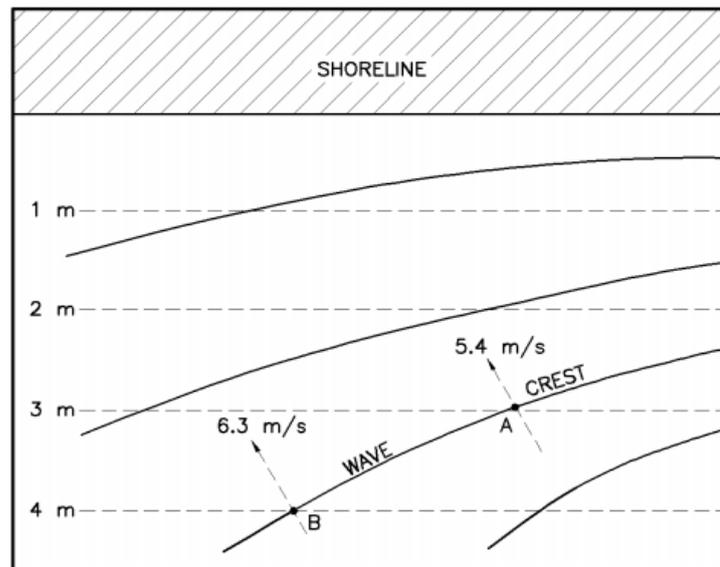


Figura 4-3. Línea de costa recta con todas sus isobatas uniformemente separadas y paralelas a la línea de costa. (U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

A continuación, se define la ecuación que especifica cuánto varía el ángulo de incidencia a la costa, así como la ecuación para la obtención de la altura de la ola. La componente x del sistema de coordenadas se toma como la ortogonal a la línea de costa; la coordenada y se toma como paralela a la línea de costa.

Para una ola monocromática, la función de fase de la ola

$$\Omega(x, y, t) = (k \cos\theta + k \sin\theta - \omega t) \quad (4-41)$$

puede usarse para definir el vector del número de ola \vec{k} como

$$\vec{k} = \nabla \Omega \quad (4-42)$$

como \vec{k} es un vector, se puede tomar el rotacional de \vec{k} como

$$\nabla \times \vec{k} = 0 \quad (4-43)$$

Que es igual a cero debido a que \vec{k} es el gradiente de un escalar y el rotacional de un gradiente es cero.

Sustituyendo las componentes de \vec{k} , la Ecuación 4-37 resulta

$$\frac{\partial(k \sin\theta)}{\partial x} - \frac{\partial(k \cos\theta)}{\partial y} = 0 \quad (4-44)$$

Dado que el problema está definido para contornos rectos y paralelos, las variaciones en la dirección y son cero. Así, usando la relación de dispersión se vincula k y C (nótese que $k = 2\pi/CT$ y el periodo de la ola es constante). La Ecuación 4-38 se simplifica a

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\sin\theta}{c} \right) = 0 \quad (4-45)$$

$$\frac{\sin\theta}{c} = \text{constante} \quad (4-46)$$

Definida C_0 como la celeridad de la ola en aguas profundas, y conocido $\sin(\theta_0)/c_0$ si el ángulo de la ola es conocido, la Ecuación 4-40 queda como

$$\frac{\sin\theta}{c} = \frac{\sin\theta_0}{c_0} \quad (4-47)$$

Esta relación equivale a la Ley de Snell. La ecuación puede resolverse fácilmente, comenzando con un punto de la cresta de la ola en aguas profundas y estimando los nuevos valores que toma C a medida que va cambiando la profundidad.

Las variaciones de la altura de ola a lo largo del rayo pueden estimarse considerando dos rayos ligeramente distanciados el uno del otro (Figura 4-4. Variación de la altura de ola a lo largo de un rayo.). En aguas profundas, el flujo de energía (EC_n (también EC_g)) a través de la distancia de la cresta de la ola b_0 puede estimarse mediante $(ECn)_0 b_0$. Considerando un punto

ubicado a una cierta distancia a lo largo del rayo, el flujo de energía es $(ECn)_1 b_1$. Dado que los rayos son ortogonales a la cresta de la ola, no habrá transferencia de energía a través de los rayos y el principio de la conservación de energía verifica que

$$(ECn)_0 b_0 = (ECn)_1 b_1 \quad (4-48)$$

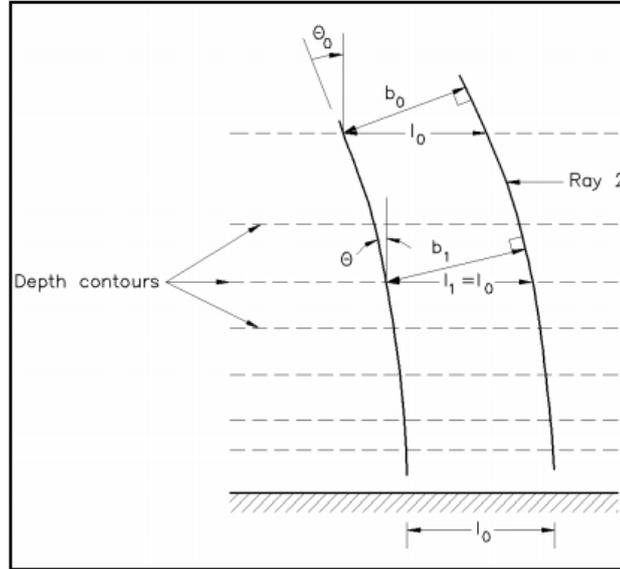


Figura 4-4. Variación de la altura de ola a lo largo de un rayo.
(U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

De lo explicado en la sección 4.2.2, la altura y energía de una ola monocromática viene dada por la Ecuación 4-28

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad (4-28)$$

y la altura de ola en la posición 1 está, por tanto, relacionada con la altura de ola en aguas profundas mediante

$$H_1 = H_0 \sqrt{\frac{c_{g0}}{c_{g1}}} \sqrt{\frac{b_0}{b_1}} \quad (4-49)$$

Esta ecuación es normalmente escrita como

$$H_1 = H_0 K_s K_r \quad (4-50)$$

donde K_s es el coeficiente de shoaling y K_r es el coeficiente de refracción. En el caso de que los contornos sean sencillos, rectos y paralelos, el valor de b_1 puede obtenerse a partir de b_0

$$K_r = \left(\frac{b_0}{b_1}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{\cos \theta_0}{\cos \theta_1}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{1 - \sin^2 \theta_0}{1 - \sin^2 \theta_1}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (4-51)$$

donde el segundo rayo es el primero desplazado una cierta distancia hacia la costa.

4.4. Zona de rompiente (surf zone waves)⁶

4.4.1. Introducción

Como se ha explicado, a medida que las olas que se propagan hacia la costa y la profundidad d va disminuyendo, su velocidad C y longitud de onda L disminuye, mientras que el peralte de la ola H/L aumenta. Cuando dicho peralte alcanza su valor límite ($H/L=0.142$), que depende de la profundidad relativa d/L y la pendiente del fondo β , la ola rompe y disipa su energía.

4.4.2. Tipos de rompiente

Los tipos de rompiente se refieren a la forma con que rompen las olas. Pueden clasificarse en 4 grupos: spilling (descrestamiento), plunging (voluta), collapsing (colapso) y surging (oscilación), como se muestra en la Figura 4-5. La rotura tipo spilling tiene lugar cuando la cresta de la ola se vuelve inestable, y cae en cascada hacia el lado de la adquiriendo un aspecto espumoso. En el tipo plunging, la cresta de la ola gira sobre sí misma y rompe dentro de la base de la ola, produciendo una gran salpicadura. En la rotura tipo collapsing, la cresta de la ola se mantiene intacta, mientras que la parte inferior cara a la costa se vuelve más abrupta y rompe, produciendo un flujo turbulento e irregular en la superficie. Por último, en la rotura tipo surging la cresta de la ola se mantiene intacta y la parte frontal de la ola avanza hacia la costa antes de que rompa.

El tipo de rotura está correlacionado con el parámetro de similitud de surf ξ_o , definido como

$$\xi_o = \tan\beta \left(\frac{H_o}{L_o} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (4-52)$$

donde el subíndice o denota la condición de aguas profundas (Galvin 1968, Battjes 1974). En una costa con pendiente uniforme, el tipo de rotura se estima mediante las siguientes relaciones.

Surging/collapsing	$\xi_o > 3.3$
Plunging	$0.5 < \xi_o < 3.3$
Spilling	$\xi_o < 0.5$

⁶ (U.S. Army Corps of Engineer, 2002) Part II, Chapter IV

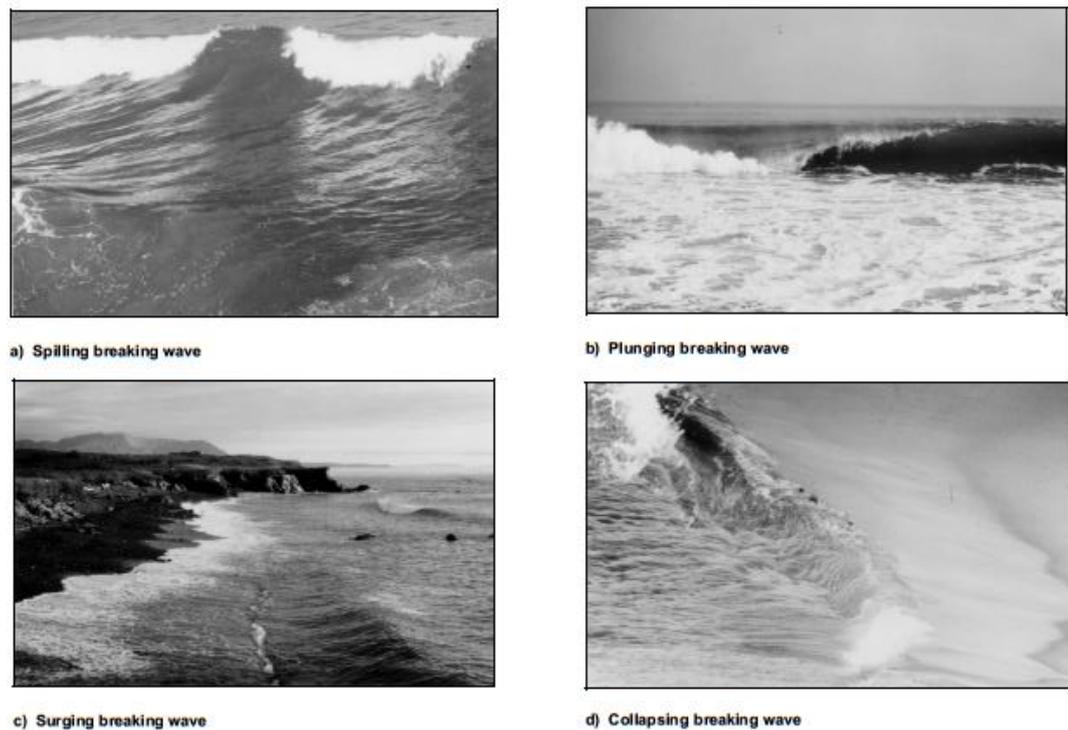


Figura 4-5. Tipos de rompiente. (U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

4.4.3. Criterio de rotura

Se han realizado muchos estudios con el fin de encontrar relaciones que determinen la altura de ola en el momento de la rotura, H_b . El término *índice de rotura* se usa para describir la altura de ola adimensional. Los dos índices de rotura son el *índice de profundidad de rompiente*

$$\gamma_b = \frac{H_b}{d_b} \quad (4-53)$$

donde d_b es la profundidad de la rompiente, y el *índice de la altura de rotura*, que es

$$\Omega_b = \frac{H_b}{H_o} \quad (4-54)$$

Los primeros estudios para determinar el índice de rotura se llevaron a cabo mediante olas solitarias. McCowan (1891) teóricamente determinó un índice de profundidad de rompiente de $\gamma_b = 0.78$ para una ola solitaria viajando a través de un fondo horizontal. Este valor es muy usado en la práctica como una primera estimación del índice de rotura. Munk (1949) formuló la expresión $\Omega_b = 0.3(H_o/L_o)^{-1/3}$ para el índice de la altura de rotura de una ola solitaria. Estudios posteriores, basados en olas periódicas, por Iversen (1952), Goda (1970), Weggel (1972), Singamsetti y Wind (1980), Sunamura (1980), Smith y Kraus (1991), y otros

han establecido que los índices de rotura dependen de la pendiente de la costa y el peralte del oleaje incidente.

A partir de datos obtenidos en laboratorio con olas monocromáticas rompiendo sobre un fondo liso, plano e inclinado, Weggel (1972) obtuvo la siguiente expresión para el índice de la profundidad de rompiente

$$\gamma_b = b - a \frac{H_b}{gT^2} \quad (4-55)$$

para $\tan \beta \leq 0.1$ y $H'_o/L_o \leq 0.06$, donde T es el periodo de la ola, g es la aceleración de la gravedad, y H'_o es la altura de ola sin refracción en aguas profundas. Los parámetros a y b están determinados empíricamente en función de la pendiente del fondo con las expresiones

$$a = 43.8(1 - e^{-19\tan\beta}) \quad (4-56)$$

y

$$b = \frac{1.56}{(1 + e^{-19\tan\beta})} \quad (4-57)$$

La altura de ola rompiente H_b aparece en ambos lados de la Ecuación 4-49, por lo que debe ser resuelta iterativamente. La Figura 4-6 muestra como el índice de la profundidad de rompiente depende del peralte de la ola y de la pendiente del fondo. Para olas de menor peralte, el índice de rotura (Ecuación 4-49) está limitado por el valor teórico de 0.78 para un fondo de pendiente 0, y dos veces su valor (la suma de la componente incidente perfectamente reflejada), para fondos cuya pendiente tiende a infinito. Para pendientes no uniformes debe usarse la media de la pendiente del fondo desde el punto de rotura a un punto distanciado una longitud de onda hacia aguas profundas.

Komar y Gaughan (1973) formularon una relación semi-empírica para el índice de la altura de rompiente a partir de la teoría lineal

$$\Omega_b = 0.56 \left(\frac{H'_o}{L_o} \right)^{-1/5} \quad (4-58)$$

El coeficiente 0.56 fue determinado empíricamente en laboratorio y mediante datos de campo.

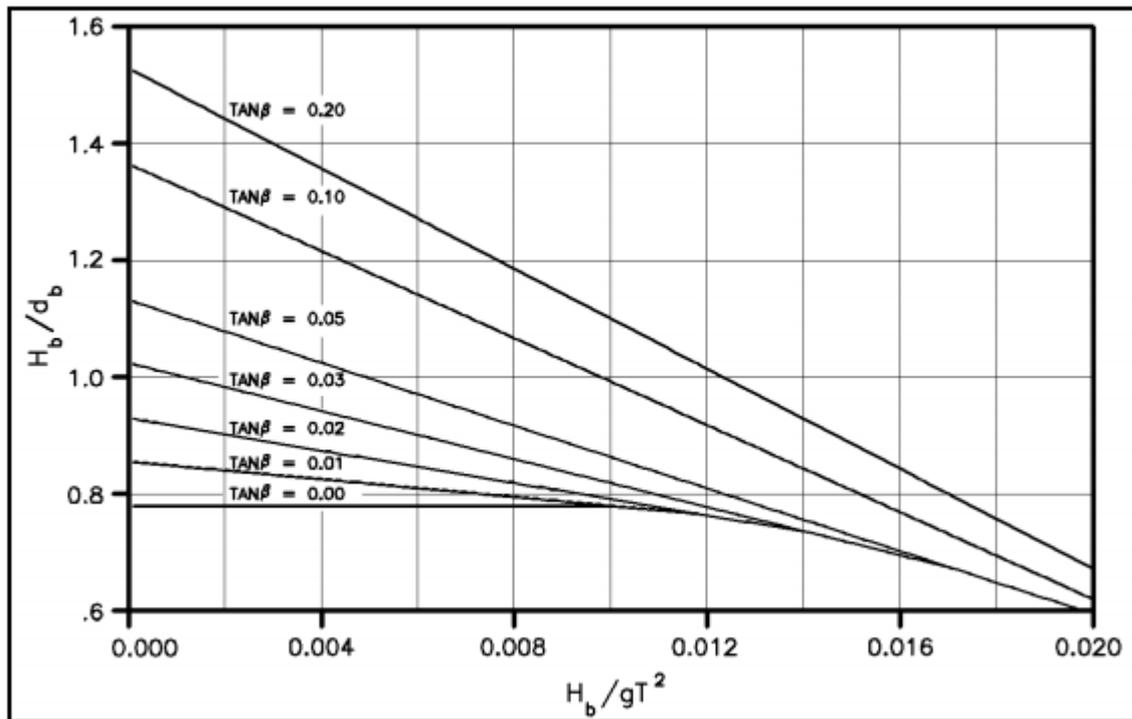


Figura 4-6. Índice de profundidad en función de $H_b/(gT^2)$ (Weggel 1972). (U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

4.5. Run-up y overtopping (remonte del oleaje y sobrepaso) ⁽⁷⁾

El run-up del oleaje es uno de los factores más importantes que afecta al diseño de estructuras costeras, debido a que determina la cota de coronación de las estructuras que no admiten sobrepaso de agua.

El overtopping tiene lugar cuando la cota de coronación es inferior al run-up, provocando inundaciones y daños al otro lado de la estructura.

4.5.1. Run-up

Es la cota que alcanza el oleaje al incidir sobre una estructura. Una vez ha roto, la parte de la energía que no ha sido disipada durante el proceso de rotura se invierte en trepar por el talud de la propia estructura.

El Run-up, R_u , depende de la altura y el peralte de la ola incidente, así como de su interacción con la ola anterior reflejada, el talud de la estructura, la rugosidad de su superficie, y la permeabilidad y porosidad de dicho talud. Los valores máximos de velocidad del flujo ascendente y de las cotas de runup, para un estado dado de la mar y un determinado talud, son

⁷ (U.S. Army Corps of Engineer, 2002) Part VI, Chapter V

los obtenidos a partir de taludes lisos e impermeables. Incrementando la permeabilidad del talud se reduce la velocidad del flujo a lo largo de la superficie del talud y, por lo tanto, la cota del runup, debido a que una gran parte del flujo es interceptada por la estructura.

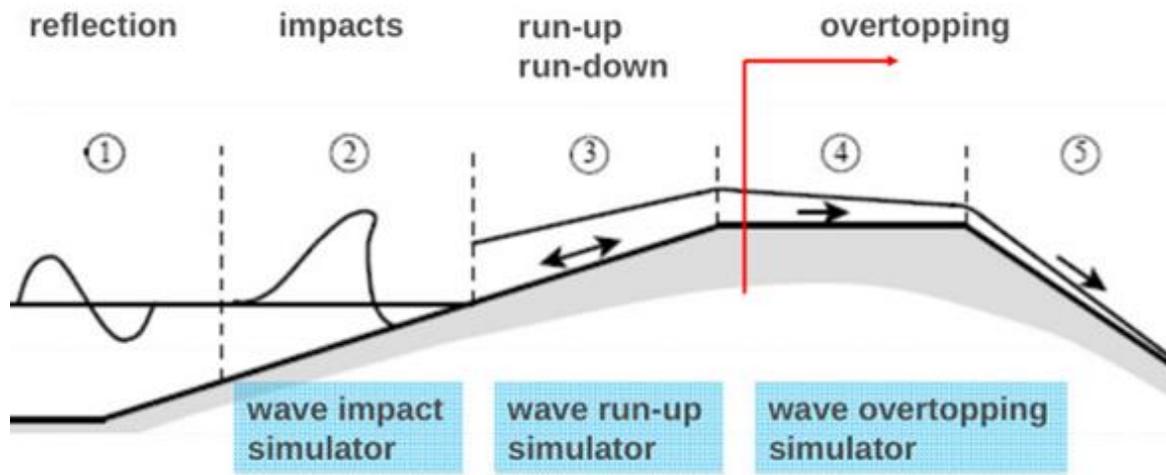


Figura 4-7⁸. Remonte y sobrepuje del oleaje.

El runup depende del tipo de rotura del oleaje, que puede definirse mediante el parámetro de similitud de surf, ξ , (también llamado número de Irribarren), ya visto en la Sección 244.4.2.

El número de Irribarren fue originalmente definido para oleaje regular como

$$\xi_o = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_o}} \quad (4-59)$$

donde,

α = ángulo del talud

s_o = peralte de la ola en aguas profundas (H_o/L_o)

H_o = altura de ola en aguas profundas

L_o = longitud de onda en aguas profundas ($gT^2/2\pi$)

T = periodo de la ola

g = aceleración de la gravedad

La altura de ola H_b en el punto de rotura es a veces sustituido por H_o , en cuyo caso el número de Irribarren se denota como ξ_b .

Para oleaje irregular, el parámetro de similitud de surf se define como

⁸ Obtenida de la web de Van der Meer Consulting B.V.

$$\xi_{om} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{om}}} \quad \text{ó} \quad \xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{op}}} \quad (4-60 - 4-61)$$

donde

$$s_{om} = \frac{H_s}{L_{om}} = \frac{2\pi}{g} \frac{H_s}{T_m^2} \quad (4-62)$$

$$s_{op} = \frac{H_s}{L_{op}} = \frac{2\pi}{g} \frac{H_s}{T_p^2} \quad (4-63)$$

y

H_s = altura de ola significativa al pie de la estructura

T_m = periodo medio

T_p = periodo pico

El runup relativo R_u/H es función de ξ , del ángulo de incidencia del oleaje, y la geometría del talud (sección, rugosidad de la superficie, porosidad).

El run up puede formularse mediante la siguiente expresión general para oleaje irregular (Battjes 1974)

$$\frac{R_{ui\%}}{H_s} = (A\xi + C)\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta \quad (4-64)$$

donde

$R_{ui\%}$ = runup excedido por el i por ciento del oleaje incidente

ξ = parámetro de similitud de surf, ξ_{om} ó ξ_{op}

A, C = coeficientes que dependen de ξ e i

γ_r = coeficiente reductor por la influencia de la rugosidad de la superficie ($\gamma_r = 1$ para taludes lisos)

γ_b = coeficiente reductor por la influencia de una berma ($\gamma_b = 1$ para los casos donde yo haya berma)

γ_h = coeficiente reductor por la influencia de las condiciones en aguas someras

γ_β = coeficiente reductor por la influencia del ángulo de incidencia β del oleaje

Los coeficientes A y C vienen dados por la siguiente tabla

Table VI-5-2
Coefficients in Equation VI-5-3 for Runup of Long-Crested Irregular Waves on Smooth Impermeable Slopes

ξ	R_u	ξ -Limits	A	C	σ_{Ru} / R_u
ξ_{op}	$R_{u2\ percent}$	$\xi_p \leq 2.5$	1.6	0	≈ 0.15
		$2.5 < \xi_p < 9$	-0.2	4.5	
	R_{u3}	$\xi_p \leq 2.0$	1.35	0	≈ 0.10
		$2.0 < \xi_p < 9$	-0.15	3.0	

Tabla 4-2. Coeficientes A y C para Runup. (U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

En cuanto al coeficiente γ_r , los valores originales adoptados en publicaciones holandesas y en el antiguo Shore Protection Manual han sido actualizados en base a experimentos realizados, incluyendo pruebas a gran escala con olas aleatorias. Estos valores se muestran en la Tabla 4-3. Los nuevos valores de γ_r tomados de Waal y van der Meer (1992) son válidos para $1 < \xi_{op} < 3-4$. Para mayores valores de ξ_{op} , el coeficiente γ_r se irá incrementando hasta llegar a 1.

Table VI-5-3
Surface Roughness Reduction Factor γ_r in Equation VI-5-3, Valid for $1 < \xi_{op} < 3-4$

Type of Slope Surface	γ_r
Smooth, concrete, asphalt	1.0
Smooth block revetment	1.0
Grass (3 cm length)	0.90 - 1.0
1 layer of rock, diameter D , ($H_s/D = 1.5 - 3.0$)	0.55 - 0.6
2 or more layers of rock, ($H_s/D = 1.5 - 6.0$)	0.50 - 0.55
Roughness elements on smooth surface (length parallel to waterline = l , width = b , height = h)	
Quadratic blocks, $l = b$	
h/b	b/H_s area coverage
0.88	0.12 - 0.19 1/9
0.88	0.12 - 0.24 1/25
0.44	0.12 - 0.24 1/25
0.88	0.12 - 0.18 1/25 (above SWL)
0.18	0.55 - 1.10 1/4
Ribs	
1.00	0.12 - 0.19 1/7.5

Tabla 4-3. Coeficiente reductor de rugosidad. (U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

De acuerdo con Waal y Van der Meer (1992), el efecto de la berma puede tenerse en cuenta mediante la siguiente formulación, a partir de los resultados obtenidos en el programa Delft Hydraulics

$$\gamma_\beta = \begin{cases} =1.0 & \text{for } 0^\circ < \beta \leq 10^\circ \\ =\cos(\beta - 10^\circ) & \text{for } 10^\circ < \beta \leq 63^\circ \\ =0.6 & \text{for } \beta > 63^\circ \end{cases} \quad (4-65)$$

4.5.2. Overtopping

El sobrepaso de agua debido a las olas generadas por el viento está desigualmente distribuido en el tiempo y en el espacio, ya que la cantidad de agua varía considerablemente

de ola a ola. La mayor parte del sobrepaso de agua durante una tormenta se debe a una pequeña fracción de olas. De hecho, el sobrepaso de agua (en m^3/s por metro lineal) de una sola ola, puede superar en más de 100 veces el caudal medio de overtopping durante el pico de la tormenta.

El overtopping tiene lugar solo cuando la cota del runup excede el francobordo de la estructura, R_c . en la Figura 4-8 se muestra la notación usada para describir la geometría de los perfiles de varios tipos de estructura.

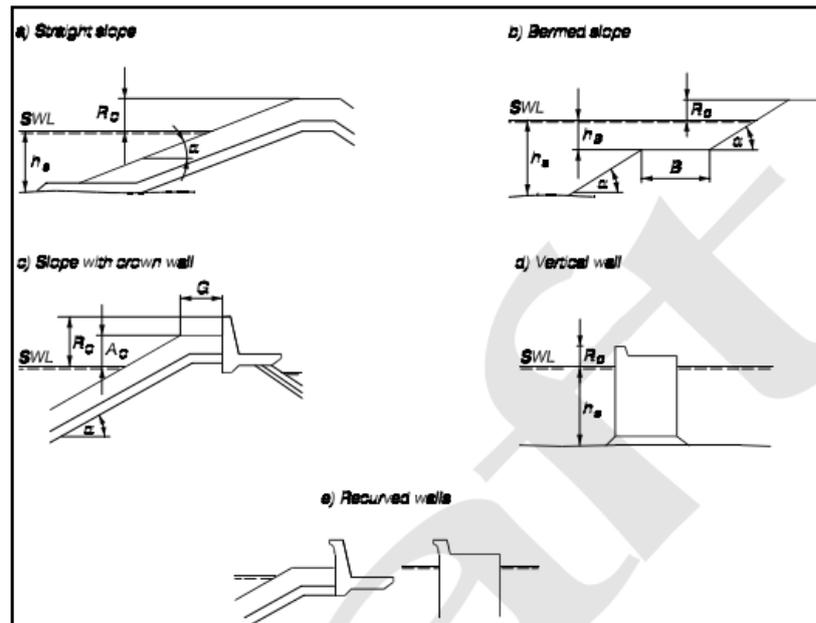


Figura 4-8. Parámetros geométricos de diferentes estructuras en relación al overtopping. (U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

El francobordo relativo, R_c/H_s , es un simple, pero muy importante, parámetro adimensional para la predicción de overtopping. Sin embargo, el periodo de la ola o su peralte son también parámetros significantes, así como los parámetros geométricos que describen la permeabilidad de la estructura, porosidad y rugosidad de la superficie. Bajo ciertas condiciones, un botaolas como el mostrado en la Figura 4-8 puede resultar efectivo para reducir el overtopping. Para pequeños valores de R_c/H_s (<0.3) cuando el overtopping es excesivo, la geometría de la parte de la cresta de la estructura cobra menos importancia debido a que las olas pasarán igualmente sobre la estructura.

La formulación para el cálculo de overtopping en estructuras en talud se basa en ecuaciones empíricas, obtenidas de pruebas realizadas en modelos hidráulicos a escala reducida con distintas geometrías de estructuras. En general, el caudal medio de sobrepaso de agua por unidad de longitud de la estructura, q , es función de unos parámetros estándar:

$$q = \text{funcion}(H_s, T_{op}, \sigma, \beta, R_c, h_s, g, \text{geometría de la estructura})$$

donde

H_s = altura de ola significativa

T_{op} = periodo de la ola asociado con el pico del espectro en aguas profundas

σ = propagación del oleaje

β = ángulo de incidencia del oleaje

R_c = francobordo

h_s = profundidad al pie de la estructura

g = aceleración de la gravedad

La Tabla 4-4 recoge las formulaciones obtenidas por múltiples autores para el cálculo adimensional del overtopping, Q , y del francobordo, R , a partir de dos modelos matemáticos:

$$Q = a e^{-(bR)} \quad (4-66)$$

y

$$Q = a R^{-b} \quad (4-67)$$

donde Q es el caudal medio adimensional por metro lineal y R el francobordo adimensional.

Authors	Structures	Overtopping model	Dimensionless discharge Q	Dimensionless freeboard R
Owen (1980, 1982)	Impermeable smooth, rough, straight and bermed slopes	$Q = a \exp(-bR)$	$\frac{q}{g H_s T_{om}}$	$\frac{R_c}{H_s} \left(\frac{s_{om}}{2\pi} \right)^{0.5} \frac{1}{\gamma}$
Bradbury and Allsop (1988)	Rock armored impermeable slopes with crown walls	$Q = a R^{-b}$	$\frac{q}{g H_s T_{om}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s} \right)^2 \left(\frac{s_{om}}{2\pi} \right)^{0.5}$
Aminti and Franco (1988)	Rock, cube, and Tetrapod double layer armor on rather impermeable slopes with crown walls, (single sea state)	$Q = a R^{-b}$	$\frac{q}{g H_s T_{om}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s} \right)^2 \left(\frac{s_{om}}{2\pi} \right)^{0.5}$
Ahrens and Heimbaugh (1988 b)	7 different seawall/revetment designs	$Q = a \exp(-bR)$	$\frac{q}{\sqrt{g H_s^3}}$	$\frac{R_c}{(H_s^2 L_{op})^{1/3}}$
Pedersen and Burcharth (1992)	Rock armored rather impermeable slopes with crown walls	$Q = a R$	$\frac{q T_{om}}{L_{om}^2}$	$\frac{H_s}{R_c}$
van der Meer and Janssen (1995)	Impermeable smooth, rough straight and bermed slopes	$Q = a \exp(-bR)$	$\frac{q}{\sqrt{g H_s^3}} \sqrt{\frac{s_{op}}{\tan \alpha}}$ for $\xi_{op} < 2$	$\frac{R_c \sqrt{s_{op}}}{H_s \tan \alpha} \frac{1}{\gamma}$ for $\xi_{op} < 2$
			$\frac{q}{\sqrt{g H_s^3}}$ for $\xi_{op} > 2$	$\frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma}$ for $\xi_{op} > 2$
Franco, de Gerloni, and van der Meer (1994)	Vertical wall breakwater with and without perforated front	$Q = a \exp(-bR)$	$\frac{q}{\sqrt{g H_s^3}}$	$\frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma}$
Pedersen (1996)	Rock armored permeable slopes with crown walls	$Q = R$	$\frac{q T_{om}}{L_{om}^2}$	$3.2 \cdot 10^{-5} \frac{H_s^5 \tan \alpha}{R_c^2 A_c \cdot B}$

Tabla 4-4. Modelos para la formulación del caudal medio de sobrepaso de agua. (U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

A continuación se expone el modelo de Owen (1980, 1982) para el cálculo de overtopping, empleado en este TFG.

Para taludes rectos o con berma, como los que se muestran en la Figura 4-8 (a y b), y oleaje incidente irregular:

$$\frac{q}{g H_s T_{om}} = a \exp \left(-b \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{om}}{2\pi}} \frac{1}{\gamma_r} \right) \tag{4-68}$$

Coefficients in Eq VI-5-22
Straight smooth slopes.
Non-depth limited waves.

Slope	a	b
1 : 1	0.008	20
1 : 1.5	0.010	20
1 : 2	0.013	22
1 : 3	0.016	32
1 : 4	0.019	47

Surface roughness reduction
factor γ_r .
Updated γ_r -values are given
in Table VI-5-3.

Smooth impermeable (including smooth concrete and asphalt)	1.0
One layer of stone rubble on imperme- able base	0.8
Gravel, gabion mattresses	0.7
Rock riprap with thickness greater than $2D_{n50}$	0.5 - 0.6

Coefficients in Eq VI-5-22
Bermed smooth slopes.
Non-depth limited waves.

Slope	h_B (m)	B (m)	$a \cdot 10^4$	b
1 : 1	-4.0	10	64	20
1 : 2			91	22
1 : 4			145	41
1 : 1	-2.0	5	34	17
1 : 2			98	24
1 : 4			159	47
1 : 1	-2.0	10	48	19
1 : 2			68	24
1 : 4			86	46
1 : 1	-2.0	20	8.8	15
1 : 2			20	25
1 : 4			85	50
1 : 1	-2.0	40	3.8	23
1 : 2			5.0	26
1 : 4			47	51
1 : 1	-1.0	5	155	33
1 : 2			190	37
1 : 4			500	70
1 : 1	-1.0	10	93	39
1 : 2			340	53
1 : 4			300	80
1 : 1	-1.0	20	75	46
1 : 2			34	50
1 : 4			39	62
1 : 1	-1.0	40	12	49
1 : 2			24	56
1 : 4			1.5	63
1 : 1	0	10	97	42
1 : 2			290	57
1 : 4			300	80

Tabla 4-5. Modelo de Owen para el cálculo de Overtopping. (U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

4.5.3. Cálculo del francobordo según la ROM⁹

“Para que un dique de escollera sin superestructura sea irrebalsable, se recomienda que la cota de coronación del manto principal satisfaga la condición:

$$\frac{F_t}{H_*} > 0.9$$

medida en vertical con respecto al nivel del mar simultáneo y compatible con el estado del mar en el que se puede presentar la altura y el periodo de ola H_* , T, ($H_* \approx 1.5 H_l$).

⁹ (Puertos del Estado, 2009)

5. Estudio de oleaje

Como se ha expuesto previamente en el Capítulo 1, el objeto principal de este TFG es el de la realización de un estudio de oleaje en el litoral de San Andrés, para la determinación de las características del oleaje durante los eventos de inundación, así como los cálculos aproximados de la trepada del oleaje y el caudal de agua que sobrepasa. En el Capítulo 4, se ha expuesto toda la fundamentación teórica en la que se han basado los cálculos de este TFG, expuestos en el *Anejo N° 3*.

A continuación, se detallan otras consideraciones fundamentales para la realización del estudio de oleaje.

5.1. Datos iniciales

- Para realizar dichos cálculos, se ha fijado un acimut de 60° como referencia a la línea de costa del paseo marítimo de San Andrés, como se muestra en la Figura 5-1.
- Se ha tomado una pendiente media del 4,67%, como se ha expuesto previamente en la Sección 3.1.
- Se sabe que los vientos predominantes en Canarias son los vientos alisios, de componente nordeste. La rosa de oleaje, ilustrada en la Figura 5-2, refleja claramente que aproximadamente el 80% del oleaje registrado por la boya tiene procedencia NE y ENE.

Sin embargo, en relación a la geometría de la costa de San Andrés, el oleaje que más directamente incide es el de componente sur y sureste. El oleaje más frecuente, procedente del noreste, no incide tan directamente, además del abrigo que le proporciona el dique colindante con la Playa de las Teresitas.

Por todas estas consideraciones, se han realizado cálculos para la totalidad de las direcciones que caben en el rango ENE-SW, es decir, las 8 direcciones de procedencia del oleaje que inciden en la zona, referidos a sectores direccionales de $22,5^\circ$ cada uno, como se muestra en la Figura 5-1. Las restantes se omiten, ya que la propia línea de costa de San Andrés hace sombra a un azimut de 180° , correspondiente al rango de sectores direccionales comprendido entre WSW y NE.

- Las cotas de coronación de las distintas secciones de la escollera, como se ha comentado en el Capítulo 3, se recogen en el cuadro resumen del plano N° 2, correspondiente al Documento N° 2.

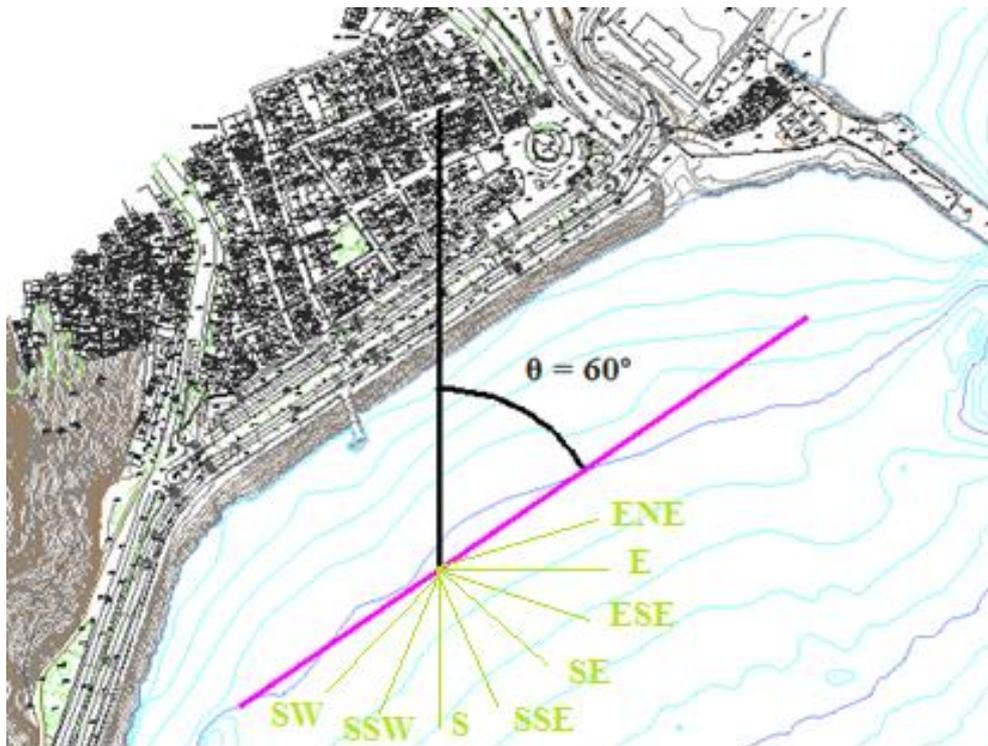


Figura 5-1 Determinación de la línea de costa del paseo marítimo para la realización de los cálculos, así como las direcciones de procedencia del oleaje.

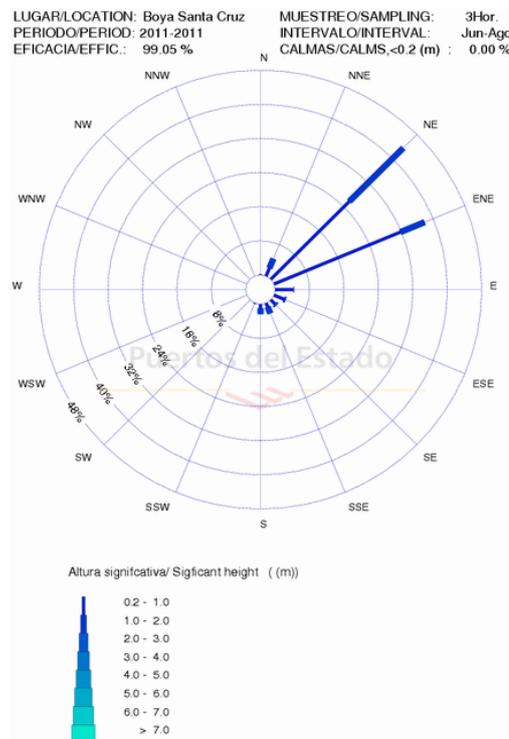


Figura 5-2. Rosa de oleaje de la boya de Santa Cruz para las alturas significantes de ola entre junio y agosto de 2011. (Área de Medio Físico, 2011)

5.2. Estructura del estudio de oleaje

A partir de las series históricas de datos de oleaje de la boya de Santa Cruz de Tenerife obtenidas (véase Sección 3.3), se ha realizado un análisis para una serie de eventos de determinadas características.

- Se ha analizado el evento de inundación del 29 de agosto de 2011, durante las tres horas que más sobrepaso de agua se observó: a las 13:00 h, con altura de ola máxima de 1,9 m, periodo pico de 14,3 s. y nivel del mar de 2.93 m (coincidiendo con la máxima pleamar); a las 14:00 h, con $H_{m\acute{a}x}=2.1$ m, $T_p=14.3$ s y nivel del mar de 2.85 m; y a las 15:00 h, con $H_{m\acute{a}x}=2.5$ m, $T_p=14.3$ s y nivel del mar de 2.48 m. La dirección de procedencia del oleaje predominante en los tres casos ha sido la SSE.
- No se ha podido realizar el análisis del evento de agosto de 2012 debido a la no disponibilidad de datos (las series proporcionadas por Puertos del Estado sólo contienen datos hasta febrero de 2012).
- Con el fin de obtener resultados globales del comportamiento del oleaje en el litoral de San Andrés, se han analizado otros eventos pasados para cada una de las direcciones de procedencia del oleaje que inciden en él. En el Anejo N°4, como se verá más adelante, se muestran los resultados de los cálculos para dichos eventos. A continuación, se muestra entre paréntesis la numeración empleada en dicho anejo para facilitar su comprensión.
 - De la serie de datos REDCOS, se ha tomado el evento de la altura de ola máxima (1.2), sucedido el 5 de febrero de 2012, a las 12:00 h., con $H_{m\acute{a}x} = 5.4$ m, periodo pico $T_p = 9.5$ s y nivel del mar de 2.02 m, y el sucedido una hora antes (1.1), coincidiendo con la pleamar, analizándose con su altura de ola significativa espectral $H_{m0}=3.3$ m, $T_p=9.1$ s. y nivel del mar de 2.12 m.
 - De la misma serie de datos, se ha tomado el evento de periodo medio de ola máximo (1.3), del 5 de febrero de 2012, analizándose con su altura de ola máxima, $H_{m\acute{a}x} = 1.9$ m, periodo pico $T_p = 14.3$ s y nivel del mar de 1,42 m, unas características que simulan un estado del mar en condiciones “normales”.
 - De la antigua serie REMRO, se ha analizado igualmente el evento de altura de ola máxima (2.2), del 4 de diciembre de 1991, a las 19:00 h., con $H_{m\acute{a}x} = 7.2$ m, $T_p = 8.7$ s y se ha establecido, por falta de datos, un nivel del mar de 3 m, para simular las peores condiciones posibles a partiendo de los datos históricos

de oleaje. Conjuntamente, se han realizado los cálculos referidos a su altura de ola significativa espectral (2.1), $H_{m0} = 3.6$ m.

- Por último, se ha tomado el evento de la máxima pleamar registrada (2.3), de 3.05 metros, el día 8 de septiembre de 2006 a las 14:00 h., con altura de ola máxima de 1.6 metros y periodo pico de 11.6 segundos.

5.3. Estructura de los cálculos

- Se ha empleado la metodología descrita en el Capítulo 4, fundamentada en el Coastal Engineering Manual.
- Cada evento de los anteriormente descritos, se han analizado por separado en una misma hoja de Mathcad¹⁰ elaborada para este TFG, introduciendo cada vez los datos característicos de cada uno de ellos.
- El programa elaborado consta de dos partes:
 - En la primera parte, se realizan los cálculos de la propagación del oleaje para obtener los resultados de la rompiente en la costa (si la ola ya ha roto o no, la profundidad de la rompiente, la altura de la ola rompiente y el tipo de rotura). Asimismo, se muestra una tabla que refleja el coeficiente de refracción y el ángulo de incidencia del oleaje para cada metro de profundidad, desde el punto de partida (boya a 56 metros de profundidad)
 - En la segunda parte, se realizan los cálculos de la trepada del oleaje (runup) sobre la escollera existente y, en su caso, del caudal en m^3/s por metro lineal de la misma (overtopping). En esta parte, se realizan los cálculos para cada una de las 33 secciones en las que se ha dividido la escollera, separadas cada 10 metros cada una, identificándose en cada caso la cota de coronación correspondiente.

5.4. Resultados

Los resultados se adjuntan en las tablas resumen del Anejo N°4. En cada una de ellas se muestra tanto los datos característicos de cada evento como los resultados obtenidos de la propagación del oleaje. Para cada una de las secciones de la escollera, numeradas desde la

¹⁰ Software algebraico de computadora, distribuido por PTC

sección 1 hasta la 33, se muestra si existe sobrepaso de agua o no para los datos dados y, en su caso, el caudal de agua que sobrepasa por metro lineal.

- En la página 1 del Anexo N°4, se muestran los resultados del evento del 29 de agosto de 2011. A partir de los caudales obtenidos, se observa que a las 13:00 h, coincidiendo con la pleamar, se produjo más sobrepaso de agua que a las horas posteriores.
- En las ocho páginas posteriores se muestran los resultados del resto de los eventos analizados, cada una de ellas para una dirección de procedencia del oleaje distinta, empezando desde la ENE hasta la SW. A continuación, se expone un breve comentario de cada uno de dichos eventos:
 - 1.1. El oleaje procedente del ENE es no rompiente, y existe sobrepaso en las secciones comprendidas entre la 22 y la 25. Para el resto de las direcciones de procedencia del oleaje, existiría sobrepaso entre las secciones 7 y 29, con oleaje incidente rompiente.
 - 1.2. Con una altura de ola mayor y un nivel del mar algo inferior, existiría sobrepaso en el rango de secciones 16-27
 - 1.3. Con estas condiciones, no existiría sobrepaso de agua en ningún punto de la escollera.
 - 2.1. Se observa oleaje no rompiente para la dirección de procedencia ENE y sobrepaso de agua entre las secciones 4 y 33; oleaje rompiente para las direcciones comprendidas entre E y SSW, y sobrepaso de agua en la totalidad de la escollera; oleaje no rompiente para el procedente del suroeste, igualmente con sobrepaso de agua en todas las secciones.
 - 2.2. Existe sobrepaso en toda la escollera, y el oleaje es rompiente.
 - 2.3. En este caso de pleamar máxima registrada, se tienen unas condiciones de oleaje similares a las del evento del 29 de agosto de 2011: una altura de ola relativamente pequeña, y un periodo pico algo más amplio que en los casos con oleaje más abrupto. Para la dirección de procedencia ENE, no existiría sobrepaso de agua. A partir de la dirección E, se observa sobrepaso de agua entre las secciones 16 y 28 y, a medida que se va girando el análisis hacia el sur, el rango de secciones donde existe sobrepaso de agua va aumentando progresivamente hasta abarcar toda la escollera, así como los caudales de agua correspondiente. La dirección de procedencia donde se observa el máximo caudal de sobrepaso, es la SSE. A partir de dicha dirección, los caudales vuelven a disminuir progresivamente hasta la dirección de procedencia SSW,

donde existe sobrepaso de agua entre las secciones 7 y 29. Con el oleaje procedente del SW, no existe sobrepaso de agua.

6. Análisis de alternativas para la mejora de la defensa costera

EUROSION¹¹ es un programa que ha llevado a cabo la Dirección General de Medio Ambiente de la Comisión Europea con el fin de controlar el fenómeno de la erosión costera en Europa. En el informe de los resultados del estudio EUROSION se expone un cuadro de estrategias políticas para la gestión costera en Europa, que son las siguientes:

- Actitud 1: **Mantener la línea de costa** conservando o cambiando los status de protección. Esta política debe cubrir aquellas situaciones en las que las obras o las intervenciones están orientadas a mejorar o mantener el nivel de protección de la línea de defensa ya existente.
- Actitud 2: **Avanzar hacia el mar**, construyendo nuevas defensas mar a dentro, por delante de las existentes.
- Actitud 3: **Retroceso controlado**, identificando una nueva línea de costa.
- Actitud 4: **Intervención limitada** utilizando los procesos naturales para reducir el riesgo, dejando actuar a los procesos costeros.
- Actitud 5: **No hacer nada** si no hay nada en juego que justifique una defensa costera.

A continuación, se procede a analizar cada una de las estrategias aplicables al caso de San Andrés.

6.1. Mantener la línea de costa

La solución más corriente ante eventos de inundación similares a los que suceden en el barrio de San Andrés, consiste en elevar la cota de la estructura afectada. En este caso, para que no existiese sobrepaso de agua durante eventos de características parecidas a los que hasta ahora han inundado el barrio, habría que elevar la cota del paseo marítimo hasta más de tres metros. Esta solución representaría un gran impacto visual para el pueblo, debido a la restricción que supone de las vistas al mar desde las viviendas y negocios situados en primera línea. Por ello, los vecinos no ven viable esta propuesta para solventar el problema.

¹¹ (Comisión Europea, 2005)

6.2. Avanzar hacia el mar

Ante la continuada negativa del pueblo de San Andrés para la elevación de la cota del paseo, la Autoridad Portuaria ha elaborado un proyecto para la construcción de un dique semi-sumergido en el frente marítimo del barrio, una posible solución que los vecinos llevan años esperando. Esta propuesta supone un coste de 2,8 millones de euros. El Ayuntamiento de Santa Cruz ha exigido al Estado, el pasado mes de septiembre, que se realizara con carácter urgente la declaración de emergencia de dichas obras. A día de hoy, el dique semi-sumergido, convertido en un tema de máximo interés mediático en la isla, sigue sin ver la luz.

6.3. Retroceso controlado

Gestionar el retroceso de la línea de costa es una alternativa frente a construir o a mantener estructuras costeras. El retroceso controlado permite que zonas que no estaban previamente expuestas a inundaciones por parte del mar, pasen a ser inundadas. Los vecinos más antiguos del barrio de San Andrés aseguran que las inundaciones del barrio comenzaron a posteriori de la construcción de la avenida marítima. Existen fotos históricas, como la reconstrucción de una fotografía del año 1905 que se muestra a continuación, donde se observa cómo era el barrio antes de la construcción de la carretera y la ocupación urbanística de la actual primera línea de costa.



Figura 6-1. San Andrés en el año 1905. (FEDAC)

Esta técnica es empleada cuando los terrenos adyacentes al mar son de poco valor, permitiendo así que dichos terrenos sean inundados. Uno de los principales inconvenientes es el coste que supone la compra de las tierras a inundar, además de unas compensaciones que hay que entregar a los residentes damnificados para su relocalización.

Aun así, en muchos casos esta técnica acaba resultando bastante más económica que construir una infraestructura para la defensa costera de gran envergadura, como supone la propuesta del dique semisumergido, valorado inicialmente en 2,8 millones de euros y que no asegura al cien por cien una solución definitiva al problema. Habría que valorar si la reubicación de los habitantes de las viviendas afectadas no supone gastos superiores al estipulado.

El mayor inconveniente que supone esta técnica es los daños y perjuicios que ocasiona a los residentes de la zona al expulsarlos de su lugar de residencia.

6.4. Intervención limitada

Las intervenciones limitadas son acciones que resuelven el problema solo en cierta medida, realizadas en zonas de poca relevancia económica. Dentro de esta estrategia se incluye, a modo de ejemplo, la propuesta de defensa costera en superficie expuesta como Proyecto de Fin de Carrera por Alejandro Sánchez Afonso en el año 2012. El sistema consiste en la instalación de unos paneles plegables formados por perfiles de aluminio estructural aligerado y madera estructural, dispuestos en capas y sistema de juntas que garantizan la estanqueidad del conjunto. Dichos paneles se ubican plegados en el plano de la acera interior de la avenida marítima, de modo que visualmente forman parte del revestimiento de la misma. Durante episodios de inundación, los paneles se despliegan y ensamblan a modo de barrera hidráulica, impidiendo el paso del agua hacia las viviendas. Este sistema supone una solución económica al problema de las inundaciones en las viviendas y locales del barrio, con el inconveniente de que la avenida se vería igualmente inundada, por lo que la carretera quedaría inutilizable durante los eventos de inundación, además de requerir mano de obra para llevar a cabo el despliegue de los paneles.

6.5. No hacer nada

La opción de ‘no hacer nada’, supone la repetición de las inundaciones en el barrio de San Andrés cada vez que se den unas condiciones similares a las expuestas anteriormente, lo que conlleva importantes daños materiales.

6.6. Sistema RANAGALLE

Ante la actual situación económica, y el carácter de urgencia que presenta encontrar una solución viable a la problemática de San Andrés, este TFG apuesta por intervenir limitadamente, ya que es la alternativa intermedia entre todas las expuestas.

En la línea del PFC de Alejandro Sánchez, se expone a continuación un sistema patentado por la empresa italiana Ranagalle S. r. l, creada por los hermanos italianos Michelle y Luca Marroco como respuesta al problema de las inundaciones que afectan a la isla de Grado (Italia) relacionado con las mareas altas.

El sistema consiste en una compuerta automática, que como motor utiliza la misma presión hidráulica del agua de la inundación.

“Durante la inundación, el sistema detecta el agua y, antes que el nivel del agua comience a aumentar, aprovecha el empuje hidráulico para activarse y subir progresivamente flotando hasta la altura deseada. Una vez cesa la inundación, la compuerta se retrae automáticamente.”



Figura 6-2. Funcionamiento del sistema Ranagalle. (Ranagalle)

El sistema se monta en fábrica y viene probado antes de ser enviado al destino final, donde se colocará sobre una zanja que recogerá el agua del sistema. La empresa propone unas alturas estándar: 60 – 80 – 100 – 120 – 150 cm, pero puede fabricarse en otras medidas.



Figura 6-3. Montaje del sistema Ranagalle. (Ranagalle)

Este sistema representa, ante las barreras de montaje manual, una solución más cómoda y sofisticada, ya que no requeriría mano de obra en el momento de alarma, garantizando igualmente su eficacia y operatividad al no necesitar corriente eléctrica para funcionar, sino el agua de inundación.



Figura 6-4. El sistema Ranagalle instalado en un entorno público. (Ranagalle)

A partir del análisis realizado en el PFC (Sánchez Afonso, 2012), la disposición más adecuada para la colocación de la barrera sería la ilustrada en la Figura 6-5.

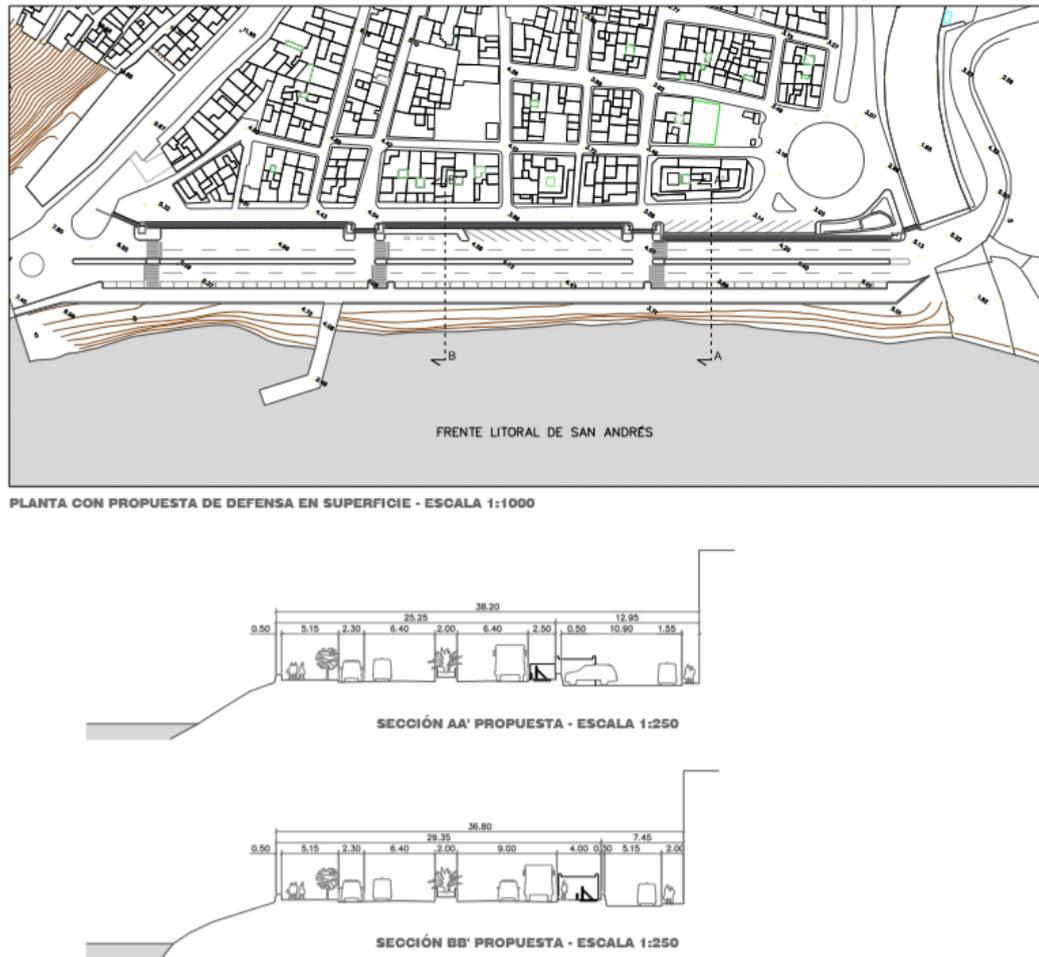


Figura 6-5. Disposición de la barrera (Sánchez Afonso, 2012)

7. CONCLUSIONES

De lo comentado en la Sección 1.2 y como se observa en las Figuras 1-3 y 1-4, cabe destacar que la colocación de las rocas no ha sido la más idónea en cuanto a funcionalidad hidráulica. El aspecto liso que presenta hace que pueda actuar como una rampa para el oleaje, consiguiendo de esta manera el efecto contrario del deseado. El CEM¹² refleja claramente que los elementos de toda escollera han de colocarse de una manera irregular o aleatoria (*random*). Cuanto más regular sea la colocación de las rocas, mayor será su run-up, así como el sobrepaso de agua.

Se observa también que, dado que las principales características del material del relleno colocado entre la escollera y el murete (véase Figura 1-4) son su tamaño relativamente reducido y, en consecuencia, su bajo peso, es altamente probable que este material, al entrar

¹² (U.S. Army Corps of Engineer, 2002)

en contacto con la corriente que genera la ruptura del oleaje entre las piezas de escollera, salga despedido de la zanja e inunde la avenida, impactando contra las edificaciones, mobiliario urbano y los paseantes ocasionales de la avenida.

Del análisis del oleaje procedente de cada una de las direcciones posibles incidentes en San Andrés, así como el evento de inundación más relevante de los últimos años, como ha sido el del día 29 de agosto de 2011, se puede concluir que:

- Los episodios que más negativamente afectan a la zona son los que poseen componente SSE, al incidir más directamente sobre la línea de costa
- Una altura de ola relativamente grande no implica directamente sobrepaso de agua, ya que las alturas de ola del 29 de agosto de 2011 apenas superaban los 2 metros. El problema reside en que el nivel del mar ascendió hasta casi 3 metros, al sumarse las mareas de componente solar y lunar. Asimismo, al analizarse un evento de características similares del oleaje, pero con un nivel del mar de 1.4 metros, se comprobó que no existiría sobrepaso para ninguna dirección de procedencia del oleaje.
- De haber tenido dicho oleaje procedencia ENE, como es normal en Canarias, tampoco habría existido sobrepaso de agua.
- Con tormentas que producen alturas de ola excesivamente grandes (entre 5 - 7 metros), si podría producirse sobrepaso de agua ante oleaje procedente del noreste.
- Para para que no existiese sobrepaso de agua ante eventos de similares características, la cota de coronación del paseo debería elevarse unos 4 metros.

Tras analizar distintas alternativas en función de las estrategias de gestión costera que propone la Comisión Europea, se concluye que existen múltiples soluciones que se pueden adoptar para evitar los daños materiales que provocan las inundaciones en el barrio de San Andrés, sin que suponga un coste de casi 3 millones de euros, como propone la Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife con el proyecto del dique semi-sumergido, ni privar a los vecinos del pueblo de sus privilegiadas vistas al mar de las que siempre han podido disfrutar.

Los sistemas de barrera contra inundaciones, ya propuestos en un PFC anterior, son mundialmente empleados como protección ante inundaciones de todo tipo (desbordamientos

de ríos o subida de mareas, entre otros), y existen cada vez más empresas que se encargan de su fabricación y puesta en obra, mediante métodos cada vez más fiables y sofisticados.

En este TFG se ha propuesto un sistema cuyo principio de funcionamiento es la presión hidráulica, que aporta fiabilidad, comodidad y eficacia. No evita las inundaciones de la avenida, pero sí los daños y desperfectos que se producen en las viviendas y locales de la primera línea del barrio, aportando tranquilidad a los vecinos que, ante episodios de mareas altas, viven ante el miedo de que el mar se adentre de nuevo en sus propiedades.

San Andrés necesita una solución urgente y, dado la actual situación económica, resulta impropio hablar de soluciones de tan alto coste que no se van a poder llevar a cabo a corto plazo.

8. BIBLIOGRAFÍA

Área de Medio Físico. (2011). *Red Costera de Boyas. Informe de datos de la boya de Santa Cruz de Tenerife. Periodo: Dic. 2010 - Nov. 2011*. Obtenido de http://www.puertos.es/oceanografia_y_meteorologia/redes_de_medida/index.html

Área de Medio Físico. (2014). *Resumen de parámetros relacionados con el nivel del mar y la marea que afectan a las condiciones de diseño y explotación portuaria, Puerto de Santa Cruz de Tenerife*. Obtenido de http://www.puertos.es/oceanografia_y_meteorologia/redes_de_medida/index.html

Comisión Europea. (2005). *Eurosion*. Obtenido de http://www.eurosion.org/project/eurosion_es.pdf

Diario de avisos. (Octubre de 2012). *Diario de Avisos*. Obtenido de <http://www.diariodeavisos.com/2012/10/estudiante-laguna-propone-defensa-abatible-para-evitar-oleaje-en-san-andres/>

FEDAC. (s.f.). *Fondo de Fotografía Histórica de la FEDAC*. Obtenido de www.fotosantiguascanarias.org

García Román, M. D., & González Fariñas, J. E. (2014). *Apuntes de Ingeniería Marítima y Costera*. La Laguna: Universidad de La Laguna.

Ministerio de Fomento, Gobierno de España. (s.f.). *Puertos del Estado*. Obtenido de www.puertos.es

Puertos del Estado. (2009). *Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.3-91*.

Puertos del Estado. (2009). *Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 1.0-09, Capítulo II*.

Ranagalle. (s.f.). *Ranagalle*. Obtenido de <http://www.ranagalle.it/sito/es/azienda-paratie-antiallagamento-protezione-acqua-alta-barriera/>

Ruiz, A., Nistal, A., Pérez, B., Huerta, M., Ruiz, M. I., Nieto, J. C., y otros. (s.f.). *Ingeniería del Agua. Vol. 2 Num. Extraordinario*. Obtenido de Base de datos de clima

marítimo en España:

<https://upcommons.upc.edu/revistes/bitstream/2099/3351/1/25article5.pdf>

Sánchez Afonso, A. (2012). *Defensa costera en superficie para el pueblo de San Andrés*. San Cristóbal de La Laguna: Escuela Técnica Superior de Ingeniería Civil e Industrial, Universidad de La Laguna.

Sitio web de RTVE. (30 de Agosto de 2011). Recuperado el 2014, de Sección: telediario: <http://www.rtve.es/alacarta/videos/telediario/fuertes-olas-siguen-azotando-san-andres-tenerife/1185679/>

U.S. Army Corps of Engineer. (2002). *Coastal Engineering Manual*. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC: Engineer Manual 1110-2-1100.

United States Army Corps of Engineers; Coastel Engineering Research Center (U.S.). (1984). *Shore Protection Manual*. Washington DC: U. S. Army Coastal Engineering Research Center.

Wikipedia. (2014). *Wikipedia*. Obtenido de http://es.wikipedia.org/wiki/Gesti%C3%B3n_costera#No_hacer_nada