

ESTABILIDAD DE UN DIQUE EXENTO SEMISUMERGIDO MEDIANTE UN MODELO FISICO

BREAKWATER STABILITY STUDY BY A PHYSICAL MODEL

Paolo Gyssels¹, Mariana Pagot¹, Gerardo Hillman¹, Héctor Muratore¹ y Andrés Rodríguez¹

¹Laboratorio de Hidráulica LH, Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, 5000 Córdoba, Argentina,

pgyssels@@efn.uncor.edu,mpagot@efn.uncor.edu,ghillman@efn.uncor.edu,hectormuratore@gmail.com,

arodrig@efn.uncor.edu

Palabras claves: modelo físico, diques exentos, estabilidad, metodología experimental. Physical model, breakwater stability, experimental methodology.

Abstract

In the following paper the results of physical experiments on a submerged breakwater in the Argentinean littoral are presented. The structure was designed to protect a part of the “Mar del Plata” coast from wave erosion. The main objective of this study was to verify the structure stability during design storm conditions. The methodology has been developed referring basically to the DELOS (2002) and HYDRALABIII (2007) European projects in order to establish the most standard methodology to be applied in 2D wave channel experiments.

The experiments were conducted at the Hydraulic Laboratory of the National University of Córdoba in a 23 m long, 0.5 m wide and 0.9 m deep 2D wave channel. The waves were generated by a wave maker and measured with 8 resistance wave gauges. A scale of 1:30 has been adopted to perform tests.

All tests confirmed the stability of the frontal part of the structure but further investigation is needed to verify stability conditions of the rear and upper parts of the structure.

Resumen

En este trabajo se presenta el desarrollo y los resultados alcanzados a partir de la modelación física bidimensional de una protección costera exenta conformada por un dique semi-sumergido con coraza de enrocado. El dique tipo corresponde al prediseñado por el Laboratorio de Hidráulica (LH) de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC), para las defensas de Mar del Plata y los ensayos han sido financiados por proyectos de investigación de la SeCyT-UNC y del Ministerio de Ciencia y Técnica de la provincia de Córdoba. El objetivo principal del estudio ha sido verificar experimentalmente la estabilidad del talud expuesto a las condiciones de diseño.

El presente trabajo se ha realizado en el marco de dos proyectos de investigación financiados por SeCyT-UNC y el Ministerio de Ciencia y Técnica de la provincia de Córdoba. El objetivo principal del estudio ha sido verificar experimentalmente la estabilidad del talud expuesto a las condiciones de diseño. Para ello, se han reunido las experiencias existentes en bibliografía y toda la información disponible para aplicar una metodología que pueda aplicarse a la mayoría de los ensayos en laboratorio con las mismas características del presentado en este estudio.

Los ensayos se han realizado en un canal vidriado de 23 m de largo, 0.5 m de anchura y 0.9 m de altura, utilizando un generador de oleaje de paleta frontal, bidimensional (HR-Wallingford). Las mediciones de oleaje se realizaron con 8 sensores de tipo resistivo. Para desarrollar esta modelación ha sido necesario readecuar las instalaciones disponibles, adaptando el fondo con el objeto de alcanzar las condiciones de rotura de la ola de diseño y definir la correcta ubicación de la estructura. Los ensayos han representado condiciones de oleaje extremo, similares a los medidos en Mar del Plata, asociado a 50 años de período de retorno con piezas de 5 Tn en la coraza y niveles de marea entre pleamar y bajamar. Se seleccionó una escala de 1:30.

1 INTRODUCCIÓN

Las estructuras en enrocado con baja cota de coronación (Low crested and submerged structures, LCS) como la aquí estudiada, se utilizan generalmente dispuestas paralelamente a la costa para la protección y recreación de playas (Figura 1), reduciendo la energía del oleaje incidente en la costa. En particular, se diseñan para permitir un cierto grado de transmisión de la energía del oleaje sobre y a través de la estructura, o causando rotura del oleaje en aguas someras.

La metodología de trabajo se ha basado principalmente en el documento HydralabIII (2007). La

evaluación de la estabilidad de la estructura se ha realizado experimentalmente y utilizando la formulación de Van der Meer (1991) para diques sumergidos.

La evaluación visual del daño se ha realizado utilizando técnicas de video después de haber pintado las piezas del talud exterior en franjas con variación de colores.

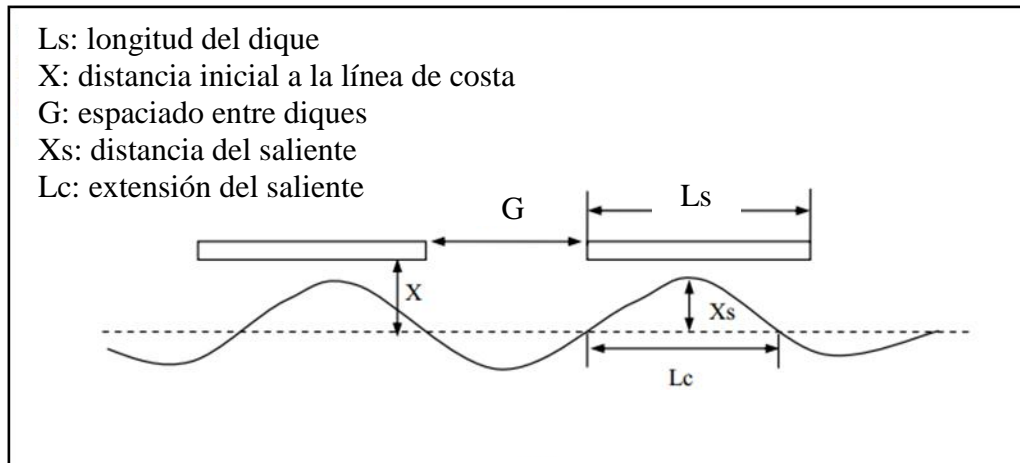


Figura 1. Vista en planta de un esquema de diques rompeolas exentos.

2 METODOLOGÍA

La estructura ensayada (pre-diseño en LH-UNC, 2007) se compone de una armadura exterior de dos capas y de un núcleo de material de menor tamaño (Figura 2). Uno de los aspectos más importantes en el diseño de estas estructuras es la evaluación de la estabilidad de la misma que se realiza mediante el estudio del daño producido por el oleaje incidente. En el caso de estructuras en escollera el daño comienza con el movimiento de las piezas del manto principal debido a las fuerzas hidrodinámicas. En particular se definen 4 tipos de daño (Losada et al., 1986 y Vidal et al., 1991):

- 1) Inicio de Avería: Definido cuando un determinado número de piezas de la capa exterior del manto principal son desplazados de sus posiciones originales a una nueva posición, situada a más de un diámetro de la inicial;
- 2) Avería de Iribarren: Definido cuando el oleaje empieza a actuar directamente sobre las piezas de la capa interior del manto principal;

- 3) Inicio de Destrucción: coincide con el Inicio de Avería en la segunda capa del manto principal;
- 4) Destrucción: Definido cuando se inicia la extracción de las piezas del manto secundario.

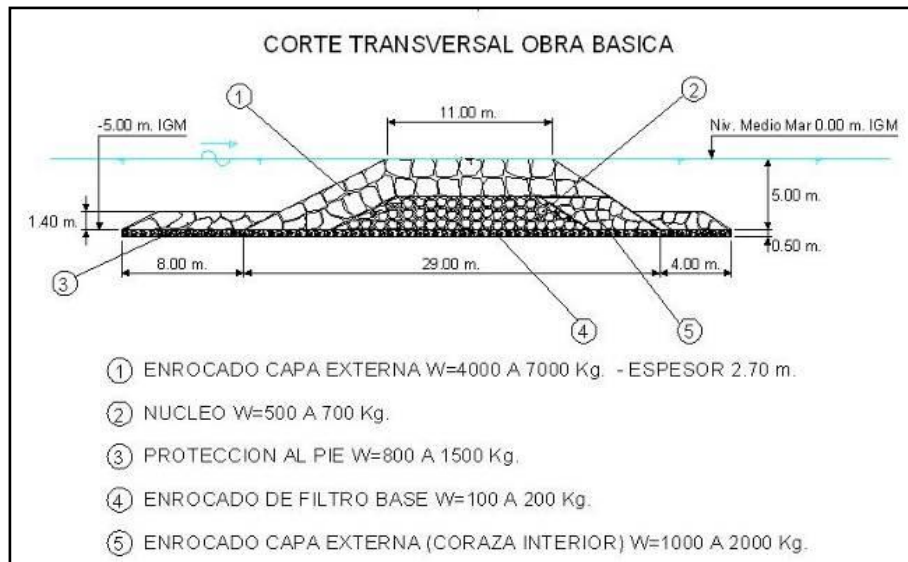


Figura 2. Sección transversal de la defensa en escollera.

En este contexto, la modelación física es la herramienta adecuada para la evaluación de la estabilidad de este tipo de estructuras en cuanto permite simular condiciones de oleaje extremos para diferentes niveles de marea. Además, se comparan los resultados experimentales con formulaciones de tipo empírico que han sido determinadas sobre ensayos particulares evaluando diferentes tipologías de estructuras.

2.1 Cuantificación del daño

Para la cuantificación del daño se ha utilizado la metodología propuesta en HydralabIII (2007), donde se realiza la contabilidad del número de elementos individuales que se desplazan. En este caso, se han pintado los elementos con colores diferentes (rojo, amarillo y verde) en tres zonas para distinguir el movimiento de las piezas (Figura 3).

Para verificar el tipo de obra en examen se suele emplear el criterio de Inicio de Avería (o Daño), para el cual el nivel de daño S es igual a 2. Los valores del parámetro S para diferentes niveles de daño y para diferentes estructuras, se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Valores del parámetro S para diferentes niveles de daño. (Unidad: Roca) (Fuente: Van der Meer, 1988)

Pendiente	Daño Inicial	Daño Intermedio	Falla
1:1,5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4 – 1:6	3	8-12	17



Figura 3. Estructura en modelo con franjas de diferente color.

2.2 Fórmulas de estabilidad

Van der Meer (1991) propuso la siguiente fórmula válida en el caso de diques sumergido con dos capas de protección en el paramento exterior:

$$\frac{h'_c}{h} = (2.1 + 0.1 \cdot S) \exp(-0.14 \cdot N_s^*) \quad (1)$$

Donde:

h es la profundidad;

h'_c es la altura de la estructura sobre el lecho marino (h- h'_c es la profundidad de la cresta de la estructura);

S es el coeficiente de avería para el criterio adoptado;

N_s^* es el número de estabilidad espectral, $N_s^* = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} s_p^{-1/3}$;

s_p es el peralte de la ola calculado para la ola de pico en aguas profundas, $s_p = \frac{H_s}{L_{op}}$;

H_s es la altura de onda significativa a pie del dique;

L_{op} es la longitud de onda en aguas profundas correspondiente al período de pico;

D_{n50} es el diámetro medio de la escollera;

$\Delta = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)$, donde ρ_s es la densidad de la pieza en enrocado y ρ_w la densidad del agua.

En el presente estudio, el estado de mar de cálculo que alcanza el pie del dique tiene las mayores olas limitadas por la rotura debida al fondo. Las máximas alturas de ola que alcanzan el dique son las determinadas por la rotura y es de prever que se presentarán suficientes veces durante la vida de la obra como para ser determinantes del nivel de avería final alcanzado. Por ello, en estos casos, la altura de ola de cálculo será la altura de ola máxima que, por condiciones de fondo, se puede producir en el pie de la estructura.

3 REALIZACION DEL MODELO FISICO

Los ensayos se han realizado en el canal de oleaje del Laboratorio de Hidráulica (LH), de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales - Universidad Nacional de Córdoba (UNC) durante los años 2010 y 2011.

El canal de oleaje tiene 23.5 m de largo, 0.9 m de altura y 0.5 m de ancho. El generador de oleaje bidimensional fue adquirido a HR Wallingford. Este generador cuenta con una paleta vertical con desplazamiento horizontal a través de un motor eléctrico, que genera un campo de velocidades controlado, el cual a su vez deforma la superficie libre del agua, dando lugar a una serie de ondas, ondas solitarias, además de oleaje regular (es decir con un único periodo constante y olas de igual altura) u oleaje de tipo irregular, donde tanto el periodo como las alturas cambian de ola a ola. El tren de ondas que se pueden generar, se corresponden a espectros de energía típicos de la naturaleza

(Jonswap, Pierson Moskowitz, entre otros) o a series medidas directamente por una boya de oleaje en el mar. Las olas generadas en el canal son controladas por el programa computacional HP Wavemaker. (HR Wallingford, 2008 y 2009).

El oleaje de aguas profundas en prototipo, se determinó mediante el procesamiento de registros de la National Oceanic & Atmospheric Administration (NOAA) de EEUU, en base a datos cada 3 horas de la Serie Histórica 1997-2006, para la Altura Significativa (Hs), Período y Dirección de Incidencia de las olas, correspondientes a tres puntos ubicados en aguas profundas y próximos a la zona de interés: P1 en Lat. 38° S, Long. 56.25° W; P2 en Lat. 38° S, Long. 57.50° W; P3 en Lat. 39° S, Long. 58.75° W. En la Tabla 2 se muestran los valores extremos omnidireccionales de altura de ola significativa obtenidos por análisis estadístico de los datos de la NOAA.

Tabla 2. Alturas de ola significantes omnidireccionales por diferentes períodos de retorno en aguas profundas.

Tr (años)	Hs (m)
2	5.9
10	6.7
50	7.5
100	7.8

Las mareas son de régimen mixto. En algunos momentos son diurnas (un período por día) y en otros momentos son semi-diurnas (dos períodos por día) (INCYTH, 1984). Las corrientes que llegan a producir en el eje principal Norte-Sur son de aproximadamente $0.05\div 0.15 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$. El Servicio Hidrográfico Naval calculó una amplitud máxima de 1.73 m y una amplitud media de 0.78 m en el período 2006-2007.

3.1 Determinación de la escala del modelo

La escala de longitudes del modelo es determinada con el cumplimiento de la similitud geométrica, cinemática y dinámica. La similitud geométrica se cumple cuando todas las longitudes geométricas en el prototipo (L_p) mantienen una relación constante con las correspondientes longitudes en el modelo (L_m), tal que: $n_L=L_p/L_m$. La similitud cinemática establece que los fenómenos que dependen del tiempo en el modelo conservan una relación constante en el tiempo con los fenómenos en prototipo

($n_r = t_p/t_m$). La similitud dinámica establece que las relaciones entre las fuerzas en prototipo y el modelo se mantienen constantes ($n_r = F_p/F_m$). La similitud dinámica implica el cumplimiento de las similitudes geométricas y cinemáticas.

En modelos físicos de oleaje, normalmente el cumplimiento de la similitud dinámica se obtiene adoptando la similitud de Froude donde la gravedad tiende a equilibrar las fuerzas de inercia.

La escala de longitudes adoptada para realizar el modelo físico de la estructura marítima ha sido de 1:30, resultante de considerar factores como:

- condiciones de diseño del oleaje y niveles de marea, ajustándolos a las dimensiones del canal y a la capacidad del generador de oleaje;
- dimensiones de las piezas que componen el manto principal con respecto a las dimensiones del canal;
- resolución requerida de las mediciones y capacidad instrumental;
- cumplimiento de la condición de flujo turbulento entre las primeras capas de la estructura, $Re \geq O(10^4)$ (Van der Meer, 1988);
- experiencia propia del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba con modelos físicos hidráulicos de más de cuatro décadas.

En particular, los factores determinantes para la selección de la escala en la modelación física han sido los siguientes:

a) valores máximos y mínimos de marea: para garantizar un nivel mínimo de agua y así realizar las mediciones y sobre todo para alcanzar un nivel máximo que garantizara la superposición de la ola de diseño contenida por el canal de oleaje;

b) altura de ola máxima en el espectro de diseño: para garantizar que la ola máxima quede contenida dentro del canal durante los ensayos;

c) tamaño de las rocas del manto principal: para garantizar la presencia de un número adecuado de rocas en el sentido transversal del canal para la evaluación del daño.

La determinación de la escala máxima posible considerando estos factores, tiene que minimizar los efectos de escala y en particular hacer despreciable el efecto de la viscosidad en la capa límite y en los flujos dentro de las dos capas del manto principal (Hughes, 2003).

Una vez definida la máxima escala posible para el modelo se ha procedido a estimar los efectos de escala y de laboratorio. Los efectos de escala son los efectos no deseados que aparecen por haber reducido el prototipo a una determinada escala geométrica. Los efectos de laboratorio son los efectos no deseados debido a que el fenómeno natural se reproduce en un laboratorio donde se introducen perturbaciones en los procesos simulados debido a la presencia de los contornos, de los instrumentos y de las instalaciones en general.

Los efectos de escala y de laboratorio que aparecen en el modelo físico a escala reducida realizado se resumen a continuación:

- El efecto más importante surge por el flujo entre las sub-capas y en el núcleo. Normalmente no se verifica en las primeras capas donde se asegura que Re sea mayor que $4 \cdot 10^4$ (HydralabIII, 2007). En el presente modelo se ha verificado que el número de Reynolds para las condiciones de flujo en las primeras capas de la armadura resulta ser:

$$Re_D = \frac{\sqrt{gH_s} D_n}{\nu} \cong 4 \cdot 10^4 \quad (2)$$

Donde:

g es la aceleración de la gravedad;

H_s es la altura de onda significativa a pie del dique;

D_n es el diámetro nominal de la pieza ($n=50$ en este caso);

ν es la viscosidad cinemática del agua.

En el caso en examen, las características del flujo aseguran que la viscosidad es despreciable en la capa límite, manteniéndose siempre en condiciones de flujo totalmente turbulento.

- Las estimaciones han indicado que se puede asumir despreciable el efecto debido al uso del agua

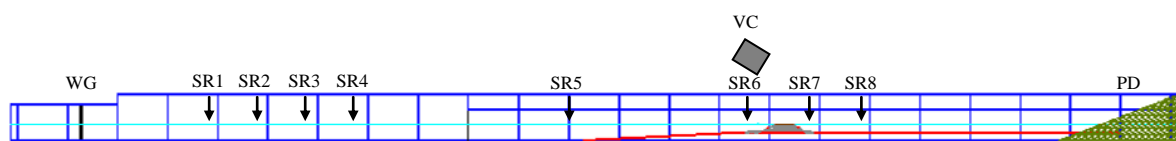
dulce (método de Sharp, 1985).

- Para considerar el efecto del contorno del canal sobre la estabilidad de la estructura, se han despreciado del análisis los dos bloques de cada lado que quedan influenciados (Hughes, 1993).
- El efecto de la tensión superficial se desprecian por niveles de agua superiores a 2 cm (Vergara, 1995).
- Los efectos de la rugosidad del fondo se consideran despreciables: utilizando la metodología de Keulegan (1950b) se aprecia una disminución de la altura de ola, a lo largo del canal, del orden de 10^{-4} m.

3.2 Geometría del ensayo

El canal de oleaje donde se han desarrollado los ensayos aquí presentados, está subdividido en cinco tramos (Figura 4):

1. un tramo de desplazamiento de la pala y estructura absorbente por detrás, de 1.5 m.
2. un tramo plano de 10 m de largo,
3. una rampa de 3 m de largo,
4. un falso fondo plano de 7 m de largo (para lograr la ola de diseño al pie de la estructura)
5. una playa disipativa (PD) de 2 m de largo.



WG = "Wave Gauge"; VC = "Video Camara"; SR = "Sensor".

Figura 4. Perfil del canal de oleaje. Estructura modelada y ubicación sensores (SR) y la videocámara

La estructura modelada se ha colocado a una distancia apropiada desde los extremos para minimizar sus efectos sobre esta y para obtener las condiciones del oleaje de diseño al pie de la estructura. Para ello, ha sido necesario diseñar y colocar una rampa y un falso fondo. La rampa con pendiente del 5%, permite la modificación de la ola incidente logrando un asomeramiento (shoaling) y permitiendo alcanzar la ola de diseño en condición de rotura al pie de la estructura ensayada.

El primer tramo plano del canal se correspondería a una situación de aguas profundas en la zona de

generación del oleaje, mientras que en el segundo tramo recto las condiciones son de aguas someras. La distancia entre el generador y la estructura es suficiente para asegurar que el posicionamiento de la instrumentación permita la correcta medición de la ola incidente y reflejada cerca de la pala (en la práctica tal distancia debe de ser de aproximadamente 3 a 5 m desde la pala según HydralabIII, 2007).

3.3 Estructura modelada

La estructura a verificar es la que aparece en la Figura 2, donde se han ensayado piezas del manto principal de 5 Tn y piezas del núcleo de 500 kg.

Se han dispuesto las piezas seleccionadas del manto principal, por arriba del núcleo, en dos capas que constituyen la coraza exterior.

El paramento externo de la estructura modelada, correspondiente a la primera capa de la coraza, se ha pintado de dos colores distintos. Las primeras dos líneas más cercanas al coronamiento y las primeras dos líneas en el coronamiento, se han pintado de color rojo y las tres líneas siguientes del talud exterior de color amarillo. Las piezas de la segunda capa se han pintado todas de un tercer color verde (Figura 5). De esta forma, se pueden identificar y diferenciar los desplazamientos de las rocas desde las diferentes partes de la estructura.

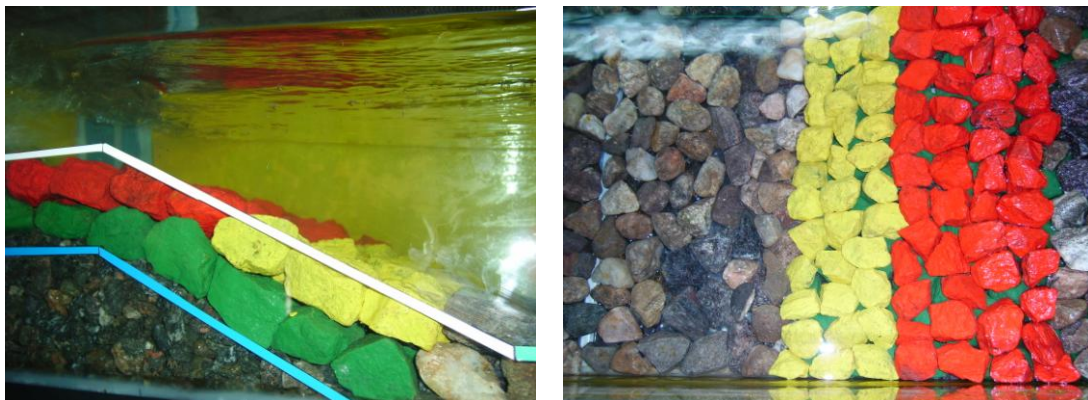


Figura 5. Estructura en modelo físico realizado en el LH-UNC. Vista en perspectiva y desde arriba.

La colocación de las rocas se ha realizado de dos formas: (a) en forma ordenada y manual garantizando un buen encastre entre los elementos y resultando en una buena trabazón; (b) en forma aleatoria con una trabazón menor que en el caso anterior. No se encontraron diferencias significativas

en los resultados entre las dos formas de colocación de la roca.

3.4 Instrumental utilizado

Se han colocado 8 sensores resistivos (Figura 6a) para mediciones de altura de ola y se ha utilizado una videocámara digital (Figura 6b) para identificar los movimientos de las piezas a lo largo de los ensayos.

La distribución de los sensores resistivos sobre el canal se ha realizado en el proceso de calibración de la ola de diseño. Cuatro de estos se han colocado antes de la estructura modelada, a lo largo del primer tramo plano, para separar y medir la ola incidente y reflejada por la estructura y por la playa disipativa. Otros dos sensores se han ubicado antes de la estructura, sobre la rampa, para medir la transformación de la ola. Los restantes dos sensores se han colocado detrás de la estructura para medir la ola transmitida para futuras estimaciones.

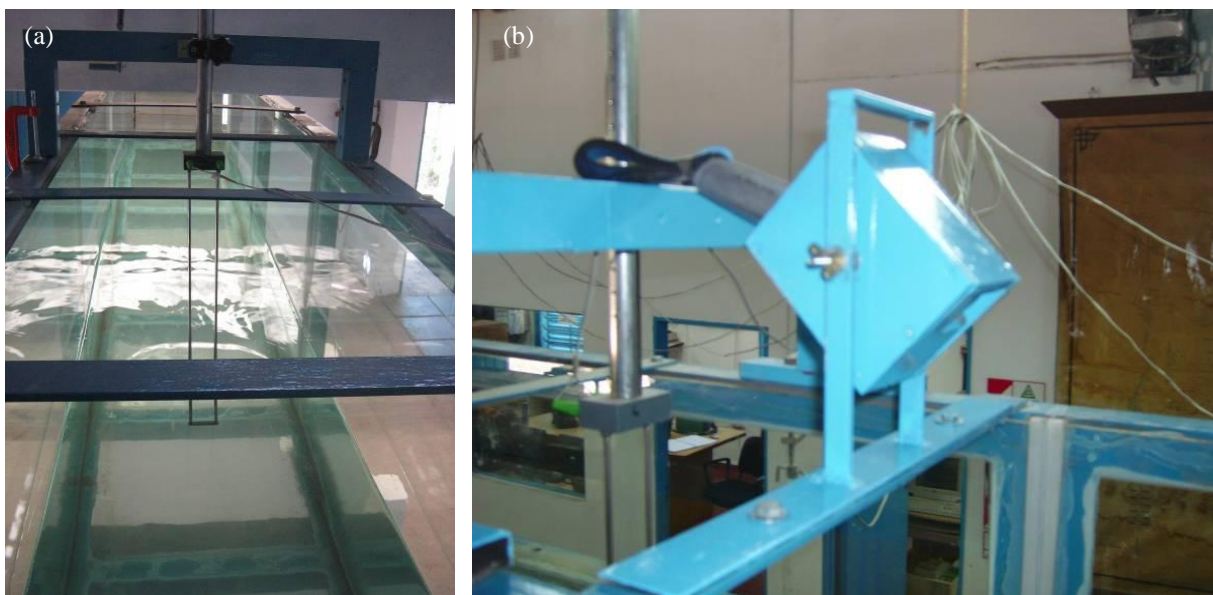


Figura 6. (a) Sensor de nivel de tipo resistivo para medir la altura de ola y (b) Soporte de videocámara para identificar los movimientos de las piezas.

4 DISEÑO DE LOS ENSAYOS

Se han diseñado los ensayos para determinar la estabilidad de la estructura frente a condiciones extremas de oleaje (asociadas a 50 años de período de retorno) con piezas de 5 Tn y niveles de marea de pleamar, media marea y bajamar, más el nivel de marea meteorológica.

El procedimiento de ensayos de estabilidad estructural sigue el siguiente esquema de generación:

- A. Generación de oleaje poco energético con el fin de conseguir un asentamiento global de la estructura antes del ensayo de estabilidad.
- B. Generación del oleaje por niveles crecientes de Hs hasta llegar a un 120% del nivel de diseño (de 50 años de período de retorno).

La estructura no ha sido reparada al finalizar un escalón de energía para permitir una acumulación del daño al incrementar el nivel de tormenta y alcanzar la condición de diseño.

El oleaje que llega a la pala es de tipo JONSWAP con parámetros característicos Hs (altura significativa) y Tp (período de pico), y parámetro de apuntamiento medio $\gamma = 3,3$.

Las alturas de ola de diseño y los niveles de marea de diseño se muestran en la Tabla 3. En esta tabla, se tienen en cuenta las sobre-elevaciones del mar por tormenta (“wave set-up”, “wind set-up” y “pressure set-up”) las cuales se han estimado ser del orden de 1 m en correspondencia de eventos con 50 años de período de retorno. Las alturas de ola se corresponden con las máximas alturas de olas limitadas por el fondo y calculadas propagando desde mar abierto el oleaje de 50 años de período de retorno usando el criterio de Goda (1975) para la rotura. En la Tabla 3 se muestran los resultados de la propagación con y sin las sobre-elevaciones por tormenta.

Tabla 3. Valores de altura de ola significativa de diseño (Hs) al pie del dique y niveles asociados.

Nivel	Prof.	Nivel de tormenta	Altura a rotura sin niveles de tormenta (Goda)	Altura a rotura con niveles de tormenta (Goda)
Marea (m)	Total (m)	Marea total* (m)	Hs (m)	Hs (m)
BM = -0.75	4.3	BM = 0.25	3.02	3.61
MM = 0.00	5.0	MM = 1.00	3.45	4.01
PM = 1.00	6.0	PM = 2.00	4.01	4.56

* Marea total = marea astronómica + marea meteorológica

4.1 Calibración del oleaje modelado

El proceso de calibración ha sido necesario para definir la ola teórica para programar el movimiento de la pala de manera tal que durante la propagación la ola llegase a la condición de diseño (oleaje de 50 años de período de retorno limitado por rotura) en la sección del canal donde se coloca la

estructura.

La calibración se ha realizado buscando los oleajes de diseño correspondientes a los tres niveles de marea ensayados sin colocar estructura en el canal y posteriormente con la estructura colocada. En primer lugar se ha ensayado con oleajes regulares y en segundo lugar con oleajes irregulares.

En la Tabla 4 se muestran los valores de oleajes obtenidos al finalizar la rampa en el canal, sin la estructura colocada, comparados con los oleajes de diseño en prototipo. Los resultados indican una variación máxima del 5%.

Tabla 4. Valores de altura de ola en modelo y prototipo como resultado de la calibración.

Nivel	Diseño en prototipo		Modelo: pie estructura	Modelo: input en la pala
	Hs (m)	Tp (s)	Hs (m) - Hmo (m)	Hs (m)
BM = 0.25	3.61	9.4	3.57 – 3.25	3.50
MM = 1.00	4.01	9.9	3.78 – 3.61	4.00
PM = 2.00	4.56	10.5	4.54 – 4.33	4.70

4.2 Esquema de los ensayos realizados

La simulación en el modelo se realiza escalando la serie de oleaje (la tormenta de diseño) en el prototipo en una serie equivalente en el modelo (Hughes, 1993). Después de la construcción del modelo se ha expuesto la estructura a un oleaje con energía reducida para permitir la compactación de las piezas (“shakedown”), siguiendo a Hudson y Davidson (1975) que recomiendan propagar oleaje con un 50% de energía con respecto a la tormenta de diseño. También se aplicó el criterio de Owen y Allsop (1983) quienes recomiendan (después del “shakedown”) ensayar oleajes crecientes hasta alcanzar el daño o hasta alcanzar un 120% de energía de diseño. Este procedimiento debe incluir ensayos por diferentes períodos de ola y por diferentes profundidades correspondiente a cada escalón de energía. La duración de cada escalón de energía por ensayo fue superior a 3 horas en prototipo (criterio de Jensen, 1984). Se generaron un mínimo de 1000 olas para cada escalón, con un total de 5000 olas por ensayo (Tabla 5).

Tabla 5. Esquema de un ensayo de base asumido en el presente trabajo.

- 1000 olas con 50% de la ola de diseño (“shakedown”)
- 3000 olas divididas en
 - 1000 olas al 70% de la ola de diseño;
 - 1000 olas al 90% de la ola de diseño;
 - 1000 olas al 100% de la ola de diseño;
- 1000 olas de sobrecarga al 120% de la ola de diseño

Cada ensayo de base, se ha realizado para los 3 diferentes niveles de marea: en Pleamar (PM), Media marea (MM) y Bajamar (BM).

5 RESULTADOS OBTENIDOS

En el trabajo aquí presentado se contó el número de rocas movidas más de un diámetro para calcular N_a en las secciones donde se produjo el movimiento, de ancho correspondiente a un D_{n50} .

Se realizaron repeticiones de 500 olas por escalón sin encontrar diferencias con los ensayos de 1000 olas.

Se presentan los resultados de los ensayos de oleaje por niveles de energía crecientes. La relación entre H_s - T_p para cada nivel de altura considerado se ha determinado a partir de la siguiente ecuación donde los parámetros a y b se han obtenidos con los datos de prototipo.

$$T_p = aH_s + b$$

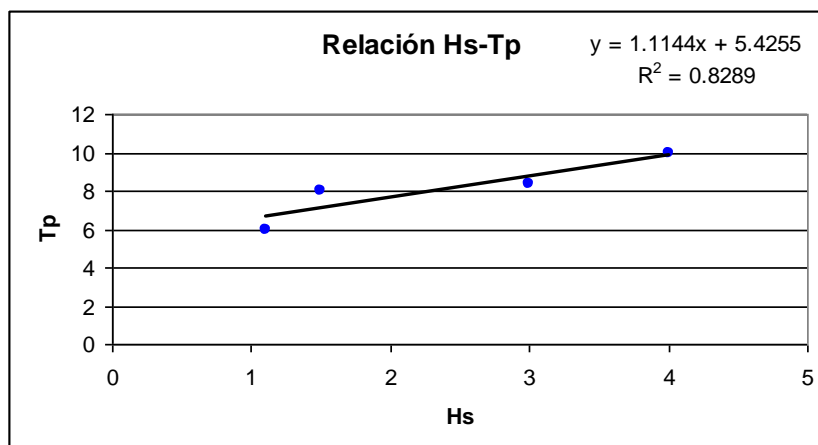


Figura 7. Curva de la relación Hs-Tp obtenida a partir de los datos de prototipo.

En la Tabla 6 se resumen los resultados de alturas de ola y períodos obtenidos en el punto de medida

SR6 ubicado delante de la estructura después de la rampa (Figura 4), en condiciones de Pleamar (PM). En la Tabla 7 se muestran los resultados para el nivel de Marea Media (MM) en el mismo sensor y en la Tabla 8 para el nivel de Bajamar (BM). En todos los casos se ha considerado también el nivel de la marea meteorológica. Estos resultados presentados corresponden al ensayo con 1000 olas por escalón de energía.

Se observa que los valores obtenidos por un nivel del 100% no coinciden exactamente con los valores de la calibración habiendo estado, estos últimos, obtenidos sin la estructura colocada. Los niveles de altura significativa (Hs) no coinciden con los de altura dada por el espectro (Hmo) debido a que son equivalentes rigurosamente solo en aguas profundas.

Tabla 6. Valores de alturas de ola y de período de pico por niveles de energía crecientes en Pleamar obtenidos en el sensor SR6.

Nivel de PM	1000 olas		
	Hs (m)	Hmo (m)	Tp (s)
50 %	2.23	2.2	8.43
70 %	3.43	3.21	9.13
90 %	4.37	3.96	9.96
100 %	4.71	4.26	10.95
120 %	5.00	4.50	12.17

Tabla 7. Valores de alturas de ola y de período de pico por niveles de energía crecientes en Media Marea obtenidos en el sensor SR6.

Nivel de MM	1000 olas		
	Hs (m)	Hmo (m)	Tp (s)
50 %	1.87	1.84	7.82
70 %	2.87	2.66	9.13
90 %	3.72	3.34	9.96
100 %	4.21	3.92	10.96
120 %	4.35	4.02	10.95

Tabla 8. Valores de alturas de ola y de período de pico por niveles de energía crecientes en BajaMar obtenidos en el sensor SR6.

Nivel de BM	1000 olas		
	Hs (m)	Hmo (m)	Tp (s)
50 %	1.71	1.67	8.17
70 %	2.54	2.4	8.56
90 %	3.38	3.06	9.44
100 %	3.66	3.35	9.78
120 %	4.11	3.88	10.95

5.1 Resultado de la estabilidad de la estructura modelada

Sobre la curva de estabilidad por $S = 2$ (Inicio de avería) se han representado los puntos experimentales obtenidos calculando el número de estabilidad espectral (N^*_s) y la altura relativa de la

cresta (h'_c/h).

En la Figura 8 se presentan las gráficas para PM, MM y BM. Se observa que, al aumentar el nivel de energía del oleaje los puntos se acercan a la curva de Inicio de Avería.

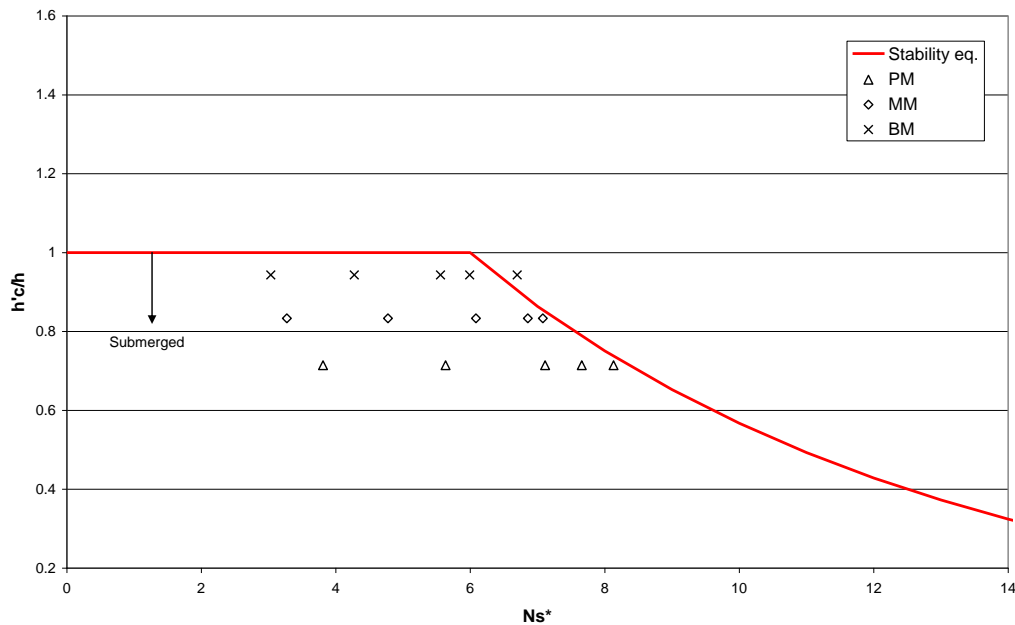


Figura 8. Variabilidad de la estabilidad del talud exterior en función del número de Iribarren con respecto a la curva de nivel de daño $S=2$ (inicio de avería) calculada en aguas someras.

Utilizando la formulación de Van der Meer (1991), los casos más desfavorables se presentan en Bajamar donde los puntos se ubican por encima del valor de Inicio de Avería con oleajes superiores al 100% del oleaje de diseño. En Marea Media y en Pleamar no se genera inestabilidad.

Cuantificando el daño mediante técnicas de video (identificar rocas movidas), no se observaron movimientos de las piezas en el talud exterior en los casos ensayados. En particular, se observaron solamente movimientos de cabeceo de las piezas solamente con oleajes del 120% de energía. Esta observación concuerda satisfactoriamente con las gráficas de estabilidad mostradas en la Figura 8.

Únicamente, las formulaciones estiman un movimiento en Bajamar por el 120% de energía.

6 CONCLUSIONES

Los ensayos realizados en el modelo físico de la estructura marítima a escala 1:30 han validado la metodología desarrollada y han verificado el pre-diseño de la estructura mediante el cumplimiento de

la condición de estabilidad de las rocas del talud exterior. La estabilidad ha sido evaluada mediante observaciones directas del daño (definido por el movimiento de las piezas) y mediante la comparación con formulaciones de estabilidad (Van der Meer, 1991). Los ensayos han cubierto escalones de energía crecientes en tres niveles diferentes de marea (Bajamar, Marea Media y Pleamar), con tormentas de diseño para un período de retorno de 50 años. Mediante un falso fondo se consiguió en los ensayos que la altura de ola máxima al pie de la estructura fuese la de rotura, cumpliendo la semejanza con el prototipo. Como criterio de daño se ha empleado el de Inicio de Avería, definido por el movimiento de una roca, de la capa externa del talud exterior, por más de un diámetro equivalente.

El número total de olas en cada ensayo ha sido igual a 5000. Las piezas del talud exterior han sido acomodadas manualmente al inicio de cada ensayo, y no se encontraron diferencias con las pruebas con colocación aleatoria.

Los resultados de las formulaciones experimentales concuerdan satisfactoriamente con los presentes resultados experimentales ya que evidencian estabilidad en la mayoría de los casos y solo una leve inestabilidad en bajamar a partir de oleajes con el 120% de energía del oleaje de diseño.

7 AGRADecIMIENTOS

Este trabajo se ha desarrollado desde el Laboratorio de Hidráulica de la FCEfyN de la UNC con la ayuda de Cristian Montanari y Lisandro Martínez, y se enmarca dentro de dos proyectos de investigación denominados "Procesos hidrodinámicos sobre modelos físicos de estructuras costeras", financiado por SeCyT-UNC y "Técnicas Experimentales para Caracterizar Flujos Complejos", financiado por el Min. CyT de la provincia de Córdoba en el programa PID 2008.

8 BIBLIOGRAFÍA

Coastal Engineering Manual - CEM. M 1110-2-1100. US Army Corps of Engineers – Washington, D.C. (2003)

DELOS. Environmental Design of Low Crested Coastal Defence Structures. EU Fifth Framework Programme 1998-2002.

GODA Y. Irregular wave deformation in the surf zone, Coastal Engineering in Japan, XVIII, 1975, p. 13-26.

HUDSON R. Y. and DAVIDSON, D.D. "Reliability of Rubble-Mound Breakwater Stability Models". 2nd Symposium on Modeling Techniques, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, pp 1603-1622., 1975

HYDRALAB III. "Guidelines for physical modelling of sediment dynamics". Deliverable NA3.1-3., 2007.

HR Wallingford Group. "Wave Generation System". User Manual. Inglaterra, 2008.

HR Wallingford Group. "Wave Generation System". Technical Manual. Inglaterra, 2009.

INCYTH (Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas), 1984. Estudio de la factibilidad de la disposición en el mar de los efluentes cloacales de la ciudad de Mar del Plata. Informe Final.

JENSEN O.J. "A Monograph on Rubble Mound Breakwaters". Danish Hydraulic Institute and Günbak and Gökce, 1984.

LH-UNC (Laboratorio de Hidráulica - Universidad Nacional de Córdoba). "Proyecto de Sistemas de Rompeolas Aislados al Sur de Punta Mogotes en la ciudad de Mar del Plata". Informe Final para la Municipalidad de Mar del Plata, 2007.

KEULEGAN, G.H. "The gradual damping of a progressive oscillatory wave with distance in a prismatic rectangular channel". National Bureau of Standards, Washington, DC, (1950b).

LOSADA M. A. y DESIRÈ J. M. "Stability of blocks as Breakwaters Armor Units". Journal structural engineering. ASCE. Vol. 112, No 11, pp. 2392-2401, 1986.

OWEN M.V. and ALLSOP, N.W. "Hydraulic modelling of rubble mound breakwaters". Proceedings Conference on Breakwater: Design and Construction, ICE, London, 1983.

SHARP, J.J. "Scaling the Weight of Breakwater Armor Units". Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, American Society of Civil Engineering, Vol 111, No. 3, pp 594-597, 1985.

VAN DER MEER. "Rock slopes and gravel beaches under wave attack". Doctoral thesis, Delft University of Technology. Also: Delft Hydraulics Communication No. 396, 1988.

VAN DER MEER, J.W. and d'ANGREMOND, K.. "Wave transmission at low-crested structures". ICE, Thomas Telford. In: Coastal structures and breakwaters. London, United Kingdom, p. 25 - 4, 1991.

VERGARA M.A. "Técnicas de modelación en Hidráulica". Alfaomega ED, 1995.

VIDAL C., LOSADA M. A., MEDINA R., MANSARD y GÓMEZ PINA. "A universal analysis for the stability of both low-crested and submerged breakwaters". 22rd Conferencia de Coastal Engineering, Venecia. Italia. Pp. 1679-7692, 1991.

Lista de Tablas

Tabla 1. Valores del parámetro S para diferentes niveles de daño. (Unidad: Roca) (Fuente: Van der Meer, 1988)	5
Tabla 2. Alturas de ola significantes omnidireccionales por diferentes períodos de retorno en aguas profundas.....	7
Tabla 3. Valores de altura de ola significativa de diseño (Hs) al pie del dique y niveles asociados.	13
Tabla 4. Valores de altura de ola en modelo y prototipo como resultado de la calibración.	14
Tabla 4. Esquema de un ensayo de base asumido en el presente trabajo.	15
Tabla 6. Valores de alturas de ola y de período de pico por niveles de energía crecientes en Pleamar obtenidos en el sensor SR6.	16
Tabla 7. Valores de alturas de ola y de período de pico por niveles de energía crecientes en Media Marea obtenidos en el sensor SR6.	16
Tabla 8. Valores de alturas de ola y de período de pico por niveles de energía crecientes en BajaMar obtenidos en el sensor SR6.	16

Lista de Figuras

Figura 1. Vista en planta de un esquema de diques rompeolas exentos.....	3
Figura 2. Sección transversal de la defensa en escollera.	4
Figura 3. Estructura en modelo con franjas de diferente color.	5
Figura 4. Perfil del canal de oleaje. Estructura modelada y ubicación sensores (SR) y la videocámara.....	10
Figura 5. Estructura en modelo físico realizado en el LH-UNC. Vista en perspectiva y desde arriba.	11
Figura 6. (a) Sensor de nivel de tipo resistivo para medir la altura de ola y (b) Soporte de videocámara para identificar los movimientos de las piezas.....	12
Figura 7. Curva de la relación H_s-T_p obtenida a partir de los datos de prototipo.....	15
Figura 8. Variabilidad de la estabilidad del talud exterior en función del número de Iribarren con respecto a la curva de nivel de daño $S=2$ (inicio de avería) calculada en aguas someras.....	17