



INSTITUTO NACIONAL DEL AGUA
SUBSECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS
SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS
REPÚBLICA ARGENTINA



MODELACIÓN DEL IMPACTO DE UN RELLENO COSTERO SOBRE LA DINÁMICA DEL RÍO DE LA PLATA

Informe de Avance N° 6



Informe LHA 300-07-09
Ezeiza, Agosto de 2009

Laboratorio de Hidráulica

MODELACIÓN DEL IMPACTO DE UN RELLENO COSTERO SOBRE LA DINÁMICA DEL RÍO DE LA PLATA

Informe de Avance 6

Obras de Defensa Perimetrales

RESUMEN: Se presentan condiciones y criterios de diseño, y un dimensionamiento preliminar de algunas alternativas de protección de márgenes para las obras de relleno.

PALABRAS CLAVE: Olas – Modelación Matemática – Defensa de Costas – Ciudad Autónoma de Buenos Aires

Informe	LHA-300-07-09
Fecha	Agosto, 2009
PROYECTO	854
COMITENTE	GOBIERNO DE LA CIUDAD DE BUENOS AIRES

AUTORIDADES DEL INA

PRESIDENTE

Dr. Raúl A. LOPARDO

GERENTE DE PROGRAMAS Y PROYECTOS

Ing. Jorge A. MAZA

DIRECTOR DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA

Ing. Julio C. DE LÍO

DIRECTOR DEL PROYECTO

Dr. Ángel N. MENÉNDEZ

EQUIPO DE TRABAJO

Ing. R. Cáceres

Ing. N. Tomazin

Téc. Mec. C.A. Haspert

M.M.O. S.L. Peralta

INFORME PRODUCIDO POR

Ing. Roberto CASTELLANO

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCION.....	1
2	SINTESIS Y ESTADO DE AVANCE	2
3	METODOLOGIA.....	3
4	MODELACION MATEMATICA DE CONDICIONES EXTREMAS	4
4.1	Implementación del modelo	4
4.2	Escenarios.....	5
4.3	Resultados.....	7
5	ASPECTOS DE INGENIERIA.....	13
5.1	Determinación de la Vida Útil.....	15
5.2	Determinación del período de retorno de diseño.....	15
5.3	Ola de diseño	16
5.4	Marco teórico para el dimensionado	17
5.4.1	Sobrepaso	17
5.4.2	Sobrepaso Tolerable	22
5.4.3	Estabilidad	24
5.4.4	Taludes de bloques premoldeados.....	25
5.4.5	Daño admisible.....	26
5.4.6	Revestimientos de elementos premoldeados	27
5.4.7	Tablestacas	27
5.5	Geometría general de la sección transversal.....	28
5.6	Predimensionado	33
5.7	Etapas constructivas	44
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	46
7	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	47

ANEXO I CORRELACIÓN ENTRE NIVELES DEL RÍO (Estación Palermo) E INTENSIDAD Y DIRECCIÓN DEL VIENTO (Estación Aeroparque)

MODELACIÓN DEL IMPACTO DE UN RELLENO COSTERO SOBRE LA DINÁMICA DEL RÍO DE LA PLATA

Informe de Avance 6 Obras de Defensa Perimetrales

Agosto, 2009

1 INTRODUCCION

El Gobierno de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires ha proyectado la construcción de un relleno en el Río de la Plata, adyacente a la Isla Demarchi, el que estará constituido primordialmente por el material originado en la construcción del aliviador del Arroyo Maldonado.

El presente **Informe de Avance 6** se refiere a los estudios realizados en relación con la caracterización del oleaje en las proximidades de las obras, la selección de condiciones hidrodinámicas extremas para el diseño de estructuras, la formulación de tipologías de obra para la defensa perimetral del relleno a la acción hidrodinámica, su dimensionamiento preliminar y algunas recomendaciones referidas a estrategias constructivas.

Los estudios se desarrollan de acuerdo a los términos de referencia del convenio celebrado entre el Instituto Nacional del Agua y el Ministerio de Desarrollo Urbano del Gobierno de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires.

2 SINTESIS Y ESTADO DE AVANCE

El propósito de esta etapa del estudio es la propuesta y el dimensionamiento de algunas estructuras de protección que conformarán el perímetro del área de relleno proyectada como así también la evaluación de las posibles etapas constructivas de la obra.

El presente Informe de Avance N° 6 describe las tareas realizadas con referencia a ello, y que han consistido en primera instancia en la aplicación del modelo matemático SWAN para la verificación de condiciones hidráulicas extremas de proyecto en el perímetro de la obra de relleno, mediante la simulación de los procesos de generación y propagación de olas bajo distintos escenarios extremos determinados por condiciones de viento y nivel de las aguas del Río de la Plata.

En segunda instancia se proponen un conjunto de tipologías de obra de defensa perimetrales, y se verifica el dimensionamiento preliminar de la misma de acuerdo a las condiciones hidráulicas establecidas en la fase previa. Esto se ha llevado a cabo mediante formulaciones empíricas que permiten relacionar las variables solicitantes (altura de ola, nivel del río) con las resistentes (geometría general de la sección, cota del coronamiento).

3 METODOLOGIA

La metodología general aplicada ha consistido en el desarrollo de las siguientes etapas:

- a) Determinación del período de retorno para la caracterización de eventos extremos, de acuerdo a la seguridad deseable para la obra.
- b) Determinación de la altura de oleaje en el perímetro de la obra mediante modelación matemática. Selección de condiciones de diseño.
- c) Propuesta de algunas tipologías de obra para la solución de la defensa perimetral de la isla a la acción del oleaje.
- d) Aplicación de modelos empíricos de estabilidad de estructuras y sobrepaso de oleaje para la verificación de la geometría de los distintos tipos de sección transversal.

En el **Capítulo 4** se presenta las acciones realizadas para la caracterización del clima de olas en el perímetro de la isla, mediante la aplicación del modelo matemático SWAN.

En el **Capítulo 5** se presentan algunas consideraciones para la selección de las condiciones hidráulicas de diseño, se describen algunos modelos empíricos para evaluar el sobrepaso de olas y la estabilidad de la sección transversal, y se dimensionan algunas tipologías de obra de defensa perimetral.

4 MODELACION MATEMATICA DE CONDICIONES EXTREMAS

En el **Informe de Avance N° 4** se realizó una estimación preliminar de la altura de ola para algunos escenarios extremos en el área del relleno. En el presente informe se ha incorporado la geometría de relleno definitiva. Para estimar las olas en el entorno del mismo se empleó el modelo matemático SWAN, lo que permitió determinar las propiedades del oleaje generado por el viento a lo largo del perímetro del relleno.

4.1 Implementación del modelo

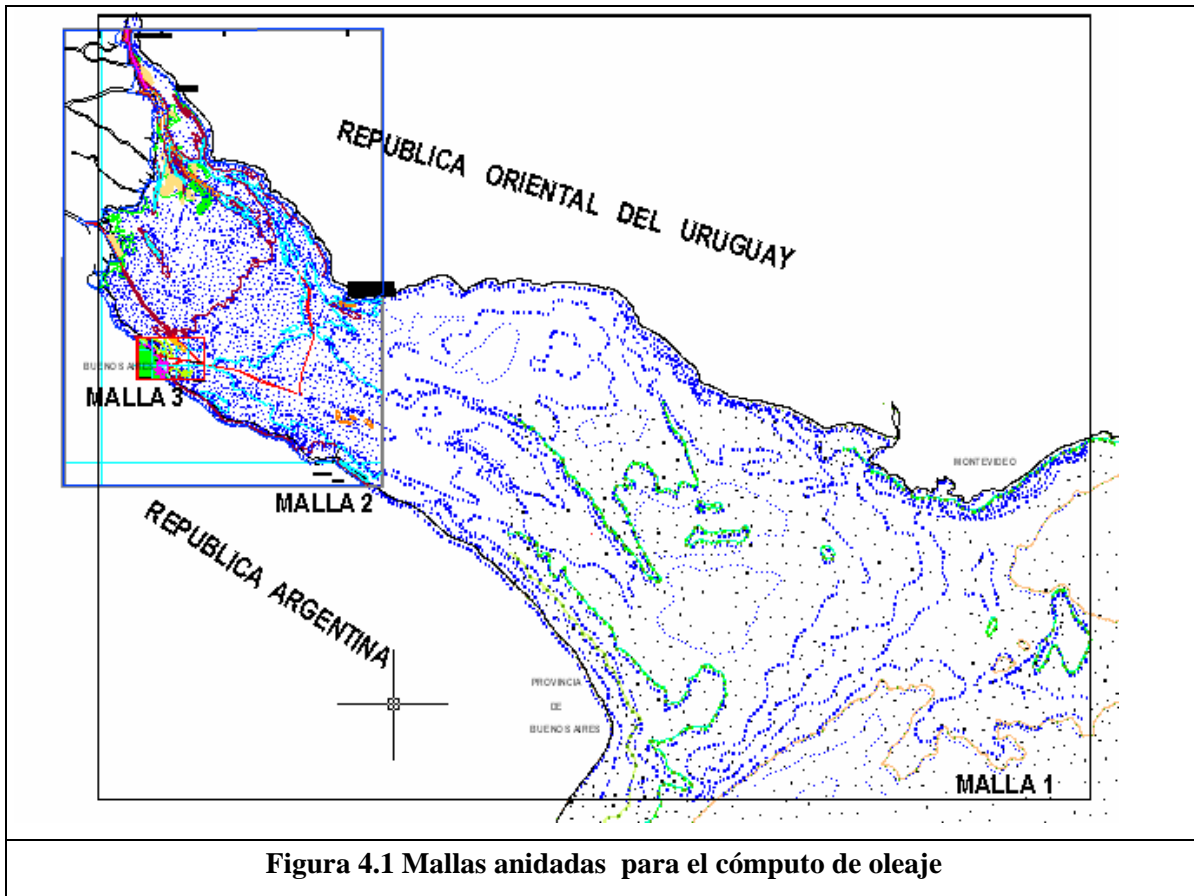
Como se ha indicado en Informes de Avance previos, el modelo se implementó sobre tres grillas de cálculo anidadas de resolución creciente.

Malla 1: 78,5 Km x 113,0 Km; 158 nodos 227 nodos; $\Delta x = \Delta y = 500$ m. Varias cartas

Malla 2: 16600 x 10300 m ; 167 x 104 nodos; $\Delta x = \Delta y = 100$ m. (Carta H-156)

Malla 3: 2500 x 2500 m; 251 x 251 nodos; $\Delta x = \Delta y = 10$ m (Carta H-156)

La posición relativa de las tres mallas se muestra en la **Figura 4.1**.



Los canales de navegación fueron incorporados en las mallas de cálculo 2 y 3. La profundidad del canal de acceso al puerto de Buenos Aires y el área de antepuerto es de 10 m bajo el plano de referencia. El ancho del canal es de 140 m.

El acoplamiento de las grillas permite escribir el resultado de las simulaciones realizadas para la Grilla 1 sobre el contorno de la Grilla 2, sirviendo como dato de entrada para la segunda simulación. El proceso se repite de igual manera entre las Mallas 2 y 3.

4.2 Escenarios

El crecimiento de las olas generadas por el viento está determinado por la intensidad del mismo, la duración, y la distancia sobre la cual sopla (fetch).

El nivel del río es también una de las variables básicas para la estimación del oleaje, en tanto afecta a los mecanismos de generación, propagación y disipación del mismo. En el Informe de Avance 4 se utilizó de manera preliminar un nivel extraordinario de +4 m para todos los vientos capaces de generar ola hacia el área del proyecto, aunque es claro que los niveles extraordinarios del río se asocian esencialmente a condiciones de sudestada, en tanto vientos del sector N y NW generan un efecto contrario (Balay, 1961).

En el presente **Informe de Avance N° 6**, se ha realizado un análisis más detallado referido a este aspecto, lo que permitió adoptar niveles de río asociados a la intensidad y dirección particular del viento, conformando así un conjunto de escenarios más realistas para la modelación matemática definitiva.

Los niveles de río asociados a la intensidades y dirección del viento utilizados para la modelación matemática final surgen de un análisis de correlación realizado a partir de registros horarios simultáneos de vientos (estación Aeroparque) y niveles del río (Estación Palermo) durante el período 1990-1999, y que se presenta en el **Anexo I**.

Acorde con ello se realizaron ahora simulaciones del modelo numérico bajo las condiciones que se indican en la **Tabla 4.1**. Teniendo en cuenta que los vientos del sector N y NNE generan una reducción del nivel del río respecto de los valores astronómicos, la situación más desfavorable en cuanto al oleaje que llega al pie del relleno no es necesariamente la de vientos más intensos, a los que se asocian niveles de agua más reducidos, limitando el desarrollo y la llegada del oleaje al área costera.

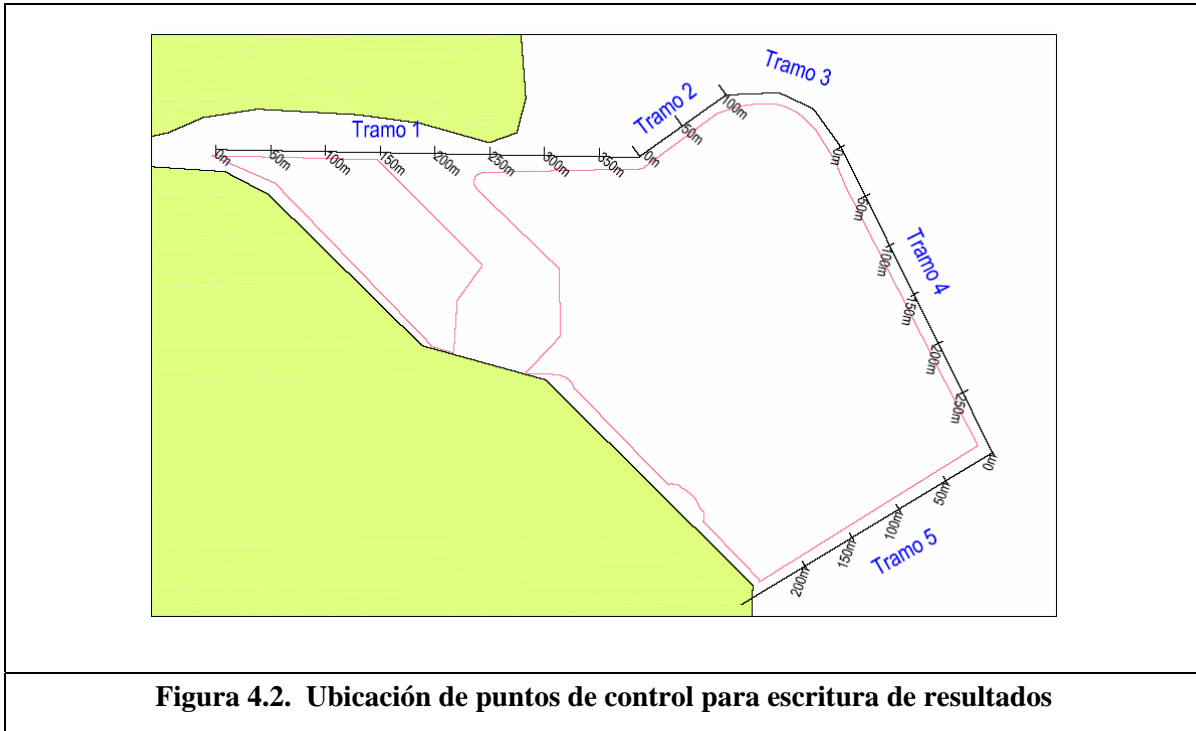
Por esa razón se agregaron para esas direcciones escenarios de menor período de retorno ($T_r = 100$) años para los cuales los vientos son de menor intensidad y los niveles de río resultan más altos. Los valores de nivel asignados a cada dirección son estimativos y se han definido a partir de los gráficos del Anexo I, con excepción de la dirección SE, al que se asignó el nivel máximo del río estimado para un período de retorno de 225 años (+4,40 m).

Tabla 4.1 Escenarios extremos para cálculo de oleaje

Escenario	Tr (años)	Viento		Nivel (m)
		Dirección	W (m/s)	
1.a	100	N	20,1	1
1.b	225	N	21,4	0,5
2.a	100	NNE	25,9	2
2.b	225	NNE	28,4	1
2.c	225	NNE	28,4	2
3	225	NE	20,1	1,5
4	225	ENE	19,3	1,5
5.a	225	E	23,1	2,5
5.b	225	E	23,1	3
6	225	ESE	20,8	3,5
7	225	SE	25,9	4,4

4.3 Resultados

Los resultados de la modelación (altura significativa de ola H_s y período de pico T_p) se expresaron sobre un conjunto de puntos de control ubicados a lo largo del perímetro del relleno en su configuración final. El desarrollo de este perímetro es de aproximadamente 1.140 m y ha sido dividido en 5 tramos o sectores según se indica en la **Figura 4.2**.



En las **Figura 4.3 a 4.7.** se presentan los resultados para cada uno de los tramos indicados en la **Figura 4.2.**

Puede advertirse que, mientras que las olas generadas por vientos del E adquieren su máxima altura ($H_s \cong 2.0$ m) sobre el tramo que enfrenta al Río de la Plata, las olas generadas por vientos del NNE presentan una distribución levemente más homogénea, y cuyos máximos (también del orden de 2.0 m) se encuentran sobre el lateral que enfrenta al canal de acceso S.

Dada la marcada uniformidad de las distribuciones espaciales establecidas, se puede concluir que en principio el dimensionado de la obra de protección del talud no admitirá una sectorización por tramos, en lo que se refiere al la parte del perímetro que enfrenta al Río de la Plata.

En lo concerniente al período de pico espectral de oleaje correspondiente a $Tr = 225$ años, el mismo resultó $T_p = 5,2$ s.

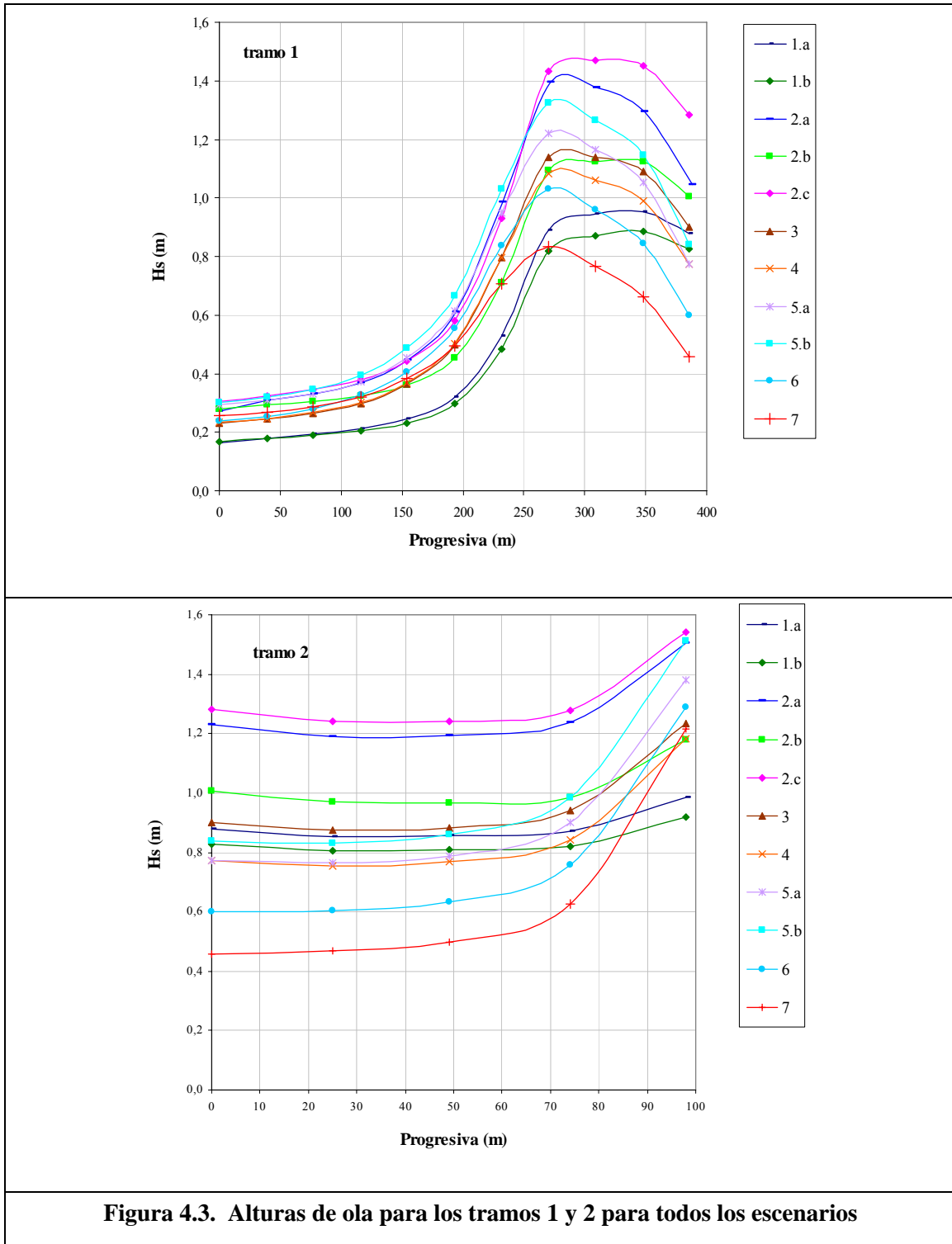
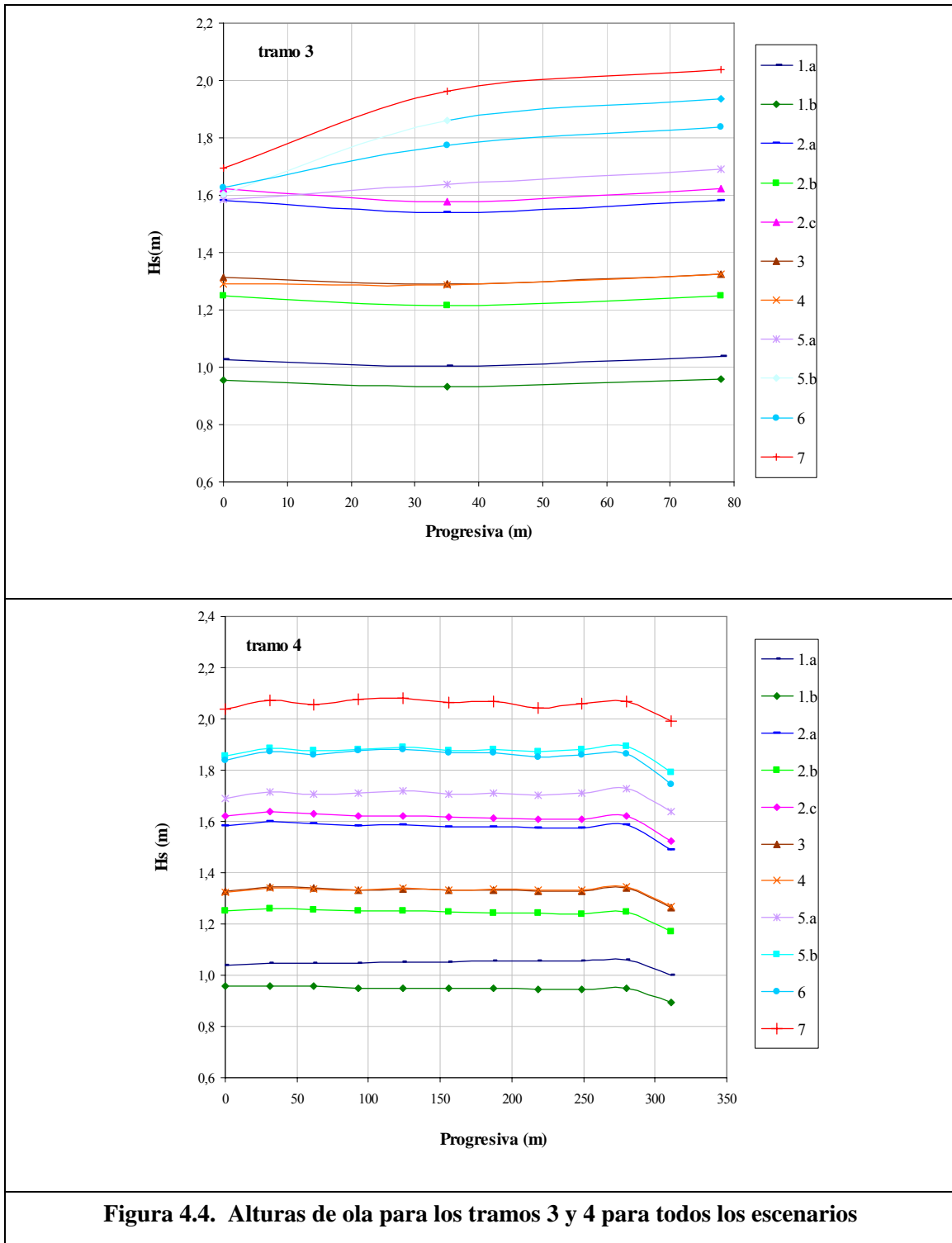
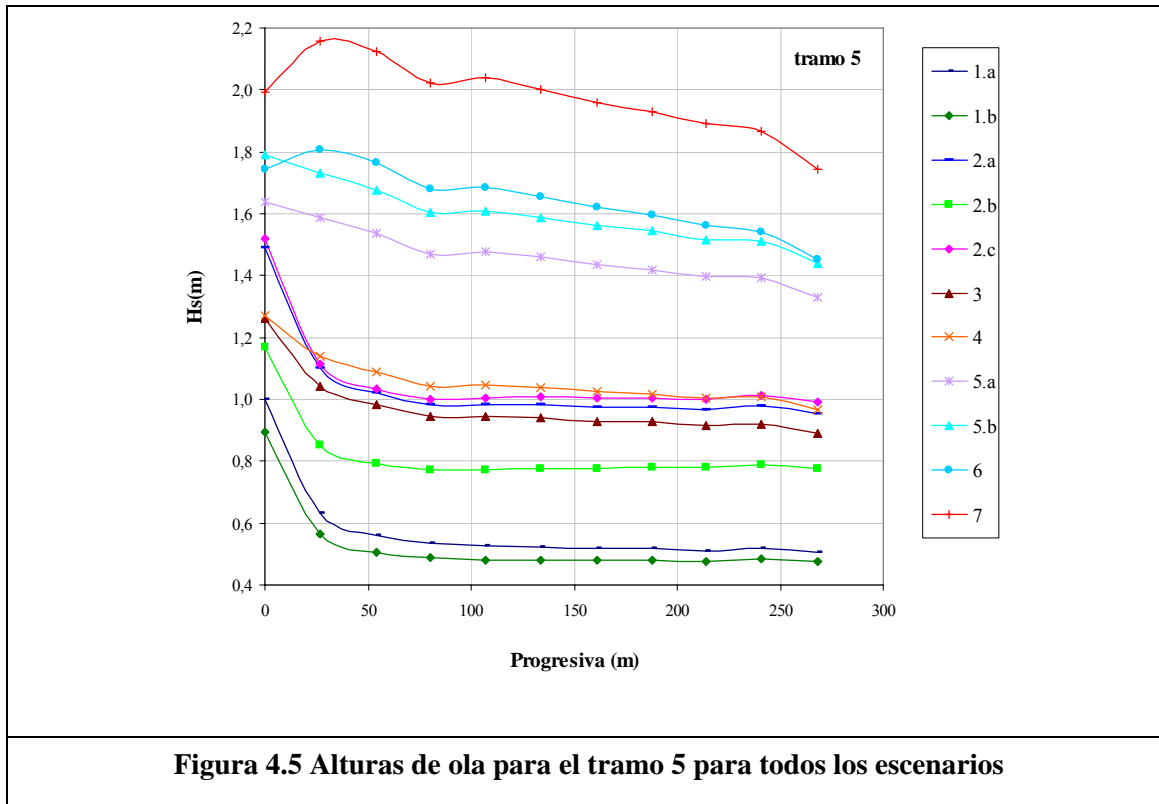


Figura 4.3. Alturas de ola para los tramos 1 y 2 para todos los escenarios





Puede notarse que los vientos que soplan desde NNE (escenario 2.c) y SE (escenario 7) son los que generan las situaciones más desfavorables en los tramos 1-2 y los tramos 3-4-5 respectivamente, con olas que superan los 2 m sobre el frente más expuesto.

En la **Tabla 4.2**, se presenta una síntesis de los resultados para los tramos indicados, habiéndose indicado sólo el valor máximo de todos los escenarios modelados, y el que se adoptará como ola de diseño en el tramo correspondiente.

Tabla 4.2 Ola de diseño por tramo

TRAMO	Progresiva (m)		N (m)	Hs (m)	Tm(s)	Tp(s)
	de	a				
1a	0	50	2,0	0,30	1,8	5,2
1b	50	200	2,0	0,70	3,0	5,2
1c	200	386	2,0	1,50	3,6	5,2
2a	0	80	2,0	1,30	3,6	5,2
2b	80	100	2,0	1,60	4,1	5,2
3	0	78	4,4	2,00	4,4	6,4
4	0	311	4,4	2,10	4,4	6,4
5a	0	100	4,4	2,15	4,4	5,2
5b	100	268	4,4	2,00	4,0	5,2

5 ASPECTOS DE INGENIERIA

La isla cuya construcción se proyecta se halla en aguas costeras del Río de la Plata, expuesta en consecuencia a la acción de los agentes hidrodinámicos dominantes en la región, como los son las olas, las corrientes y las mareas.

Tanto la integridad de la estructura como diversos aspectos funcionales (usos de los terrenos generados) deben ser evaluados cuidadosamente tanto en la configuración final prevista como en las etapas constructivas, teniendo en cuenta que la obra se ejecutará progresivamente en la medida en que se generen los materiales de desecho de excavaciones y demoliciones previstos. Así, el desarrollo de los terrenos que se ganen será un proceso gradual que demandará meses o años en adquirir su configuración final.

La presencia de la isla afectará los patrones de corrientes y oleaje en su entorno, efectos que deben ser cuantificados cuidadosamente de manera de establecer y corregir consecuencias indeseadas en las áreas aledañas. La presencia de la Central Costanera, con su sistema de refrigeración por agua tomada del Río de la Plata y vertida nuevamente al mismo, ha sido objeto de una evaluación detallada como parte de este estudio en lo referente a la potencial afectación de las obras al sistema de refrigeración.

Los campos de olas y corrientes modificados por la presencia de la isla traerán aparejado también una modificación de los patrones de transporte de sedimentos en el entorno como así también de la propagación del oleaje; esto es particularmente importante en un área donde la presencia del Canal de Acceso Sur al Puerto de Buenos Aires y de otra infraestructura portuaria se hallan a muy escasa distancia de las obras proyectadas, por lo que los efectos indicados deben ser evaluados.

Igualmente la posibilidad de que parte de los materiales vertidos que conformarán la isla se movilicen temporariamente durante la fase constructiva por la acción hidrodinámica y afecten al entorno debe ser evaluada y minimizada.

En este Capítulo se realizan algunas consideraciones básicas referentes a la protección del relleno en su perímetro expuesto a la acción del oleaje, con vistas a asegurar su integridad estructural y a evaluar algunos aspectos funcionales. Los contenidos de este Capítulo intentan aportar algunos lineamientos generales para la formulación de un proyecto de obra, aunque no se han incorporado aspectos económicos, técnicos, constructivos que permitirán definir el proyecto y la ingeniería de detalle. El alcance de este Capítulo se limita entonces a proponer algunas tipologías de obra y a cuantificar el sobrepaso de olas y la estabilidad de los elementos resistentes que conforman el perímetro de las obras.

De este análisis resultan dimensiones geométricas de la sección transversal (cota superior, dimensiones generales de los componentes) necesarias para asegurar que las estructuras perimetrales de defensa satisfagan adecuadamente los requisitos de seguridad estructural y funcional para las que han sido concebidas.

En este marco se han evaluado algunas tipologías de obra que fueron consideradas viables, sin que ello resulte excluyente de otras soluciones.

Para la realización del predimensionado de obras se efectúan en primera instancia algunas consideraciones con referencia a los siguientes aspectos:

1. Vida útil de las obras
2. Riesgo admisible. Probabilidad de encuentro y período de retorno de diseño
3. Clima de olas y ola de diseño

A continuación se presentan algunas formulaciones empíricas que serán utilizadas para la determinación tanto de la estabilidad de la sección transversal a la acción del oleaje, como de la cota necesaria para asegurar la limitación del ingreso de agua a los terrenos de relleno por sobrepaso de olas.

Seguidamente se proponen algunas tipologías de obra de protección perimetral, se propone una solución para cada tramo y se predimensiona la sección en función de las condiciones de diseño correspondientes.

Finalmente se presentan algunas consideraciones y lineamientos generales referidos a las etapas constructivas de las obras.

5.1 Determinación de la Vida Útil

Para establecer la vida útil mínima de la obra de protección de los contornos del relleno se siguió el procedimiento de la ROM 0.0 (Recomendación de Obras Marítimas, Puertos del Estado, España, 2001) Capítulo 2, sección 2.10 y ROM 1.1, Sección 2.5.1.

La normativa indicada utiliza el **Índice de Repercusión Económica** (IRE), el cual “*valora cuantitativamente las repercusiones económicas por reconstrucción de la obra y por cese o afeción de las actividades económicas directamente relacionadas con ella, previsibles, en el caso de producirse la destrucción o la pérdida de operatividad total de la misma*” (ROM 0.0). Para este tipo de obras el IRE tiene un valor medio o alto, es decir $IRE = 6$ a 20 ó $IRE > 20$ (ROM 1.1), con lo cual la vida útil mínima a considerar es de 25 a 50 años. Para el presente proyecto se adopta una vida útil $n = 50$ años.

5.2 Determinación del período de retorno de diseño

La máxima probabilidad de fallo admisible para una obra de abrigo frente al conjunto de todos los posibles modos de fallo se determina en función del **Índice de Repercusión Social y Ambiental**, ISA (ROM 0.0). Este índice “*estima de manera cualitativa el impacto social y ambiental esperable en el caso de producirse la destrucción o la pérdida de operatividad total de la obra marítima, valorando la posibilidad y alcance de, (1) pérdidas de vidas humanas, (2) daños en el medio ambiente y en el patrimonio histórico - artístico y (3) de la alarma social generada, considerando*

que el fallo se produce una vez consolidadas las actividades económicas directamente relacionadas con la obra” (ROM 0.0).

Para el presente proyecto se adopta un ISA < 5 debido que las obras de protección se pueden considerar, habitualmente, con una repercusión social y ambiental baja, o no significativa (ROM 1.1). Por otra parte en este caso no se ha previsto la existencia de instalaciones o edificaciones que pudieran resultar afectadas. Con el ISA < 5, se obtiene una probabilidad de fallo conjunta recomendable $P_f = 0.2$.

Para determinar el período de retorno del temporal de diseño, según el criterio de riesgo de Borgman la probabilidad de fallo conjunta es (Goda, 2000):

$$P_f = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \approx 1 - e^{-\left(\frac{n}{Tr}\right)} \Rightarrow Tr = -\frac{n}{Ln(1 - P_f)} \quad (5.1)$$

Con lo cual para $n = 50$ años y $P_f = 0.2$, se obtiene $Tr = 224$ años.

5.3 Ola de diseño

La modelación matemática cuyos resultados preliminares han sido presentados en el Informe de Avance 4 para un conjunto de períodos de retorno del viento y del nivel del río, fue ajustada a los lineamientos antes indicados y a una evaluación más realista de la correlación entre dirección en que sopla el viento y la afectación del nivel del río (**Capítulo 4** del presente Informe de Avance 6).

El perímetro del relleno se consideró dividido en 5 sectores o tramos, en cada uno de los cuales fue posible definir una ola de diseño particular. Se considerará como ola de diseño en cada tramo a la máxima ola determinada en el tramo y para todas las situaciones evaluadas, a una distancia de 10 m del pié de la estructura.

5.4 Marco teórico para el dimensionado

Existen gran cantidad de formulaciones empíricas desarrolladas a partir de experiencias de laboratorio que permiten estimar de manera preliminar diversos aspectos estructurales y funcionales del comportamiento de una sección transversal de una obra de defensa a la acción del oleaje incidente.

En todos los casos las formulaciones empíricas deben ser consideradas como una guía para un predimensionado de la sección. En una etapa más avanzada del proyecto los modelos hidráulicos en escala reducida permiten la verificación final y la realización de los ajustes necesarios para asegurar el correcto comportamiento estructural y funcional del conjunto y de los elementos que conforman la sección transversal, especialmente en el caso de geometrías complejas.

Se han considerado dos aspectos básicos para el predimensionado de la sección transversal: su estabilidad estructural ante la acción del oleaje de diseño y las adecuadas dimensiones para reducir a niveles tolerables el pasaje de olas por sobre el coronamiento del talud. Ese pasaje, si es excesivo, pone en riesgo tanto la estabilidad de la estructura como la integridad de instalaciones, edificaciones, vehículos o personas que se hallaran sobre el área protegida.

5.4.1 Sobrepaso

El sobrepaso es el caudal medio por metro lineal que pasa por sobre una estructura cuando un conjunto de olas impactan secuencialmente sobre la misma. El sobrepaso de una ola sucede cuando el nivel de coronamiento es menor que el nivel de trepada (run-up) de la ola. Consecuentemente el parámetro básico que debe ser usado para cuantificarlo es la altura libre de coronamiento R_c (**Figura 5.1**). Esta altura corresponde a la diferencia de altura entre el nivel de aguas quietas y el nivel de coronamiento.

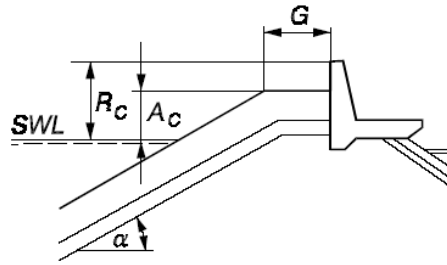


Figura 5.1. : Definición de las variables geométricas relevantes en la evaluación del sobrepaso.

Esquema de obra de un talud con muro en el coronamiento

Aunque el sobrepaso debido a una ola extrema individual puede ser considerablemente mayor que el caudal medio de sobrepaso la variable utilizada habitualmente para evaluar las propiedades funcionales de una estructura de defensa costera.

Entre las fórmulas empíricas de mayor aplicación para cuantificar el caudal medio de sobrepaso en corazas de enrocados se encuentran las de Pedersen y Burcharth (ec. 5.2) y la de Bradbury y Allsop (ec. 5.3) (CEM, 2001).

$$\frac{qT_{om}}{L_{om}^2} = 3.2 \times 10^{-5} \left(\frac{H_s}{R_c} \right)^3 \frac{H_s^2}{A_c G \cot \alpha} \quad (5.2)$$

$$\frac{q}{gH_s T_{om}} = a \left[\left(\frac{R_c}{H_s} \right)^2 \sqrt{\frac{s_{om}}{2\pi}} \right]^{-b} \quad (5.3)$$

Donde T_{om} y L_{om} son el período y longitud de ola medios, en aguas profundas. Las demás variables geométricas se pueden ver en la **Figura 5.1**. Los coeficientes a y b dependen de la relación G/H_s , G/R_c y A/R_c .

Para estructuras a talud (van der Meer (1995) propone las siguientes expresiones:

Para la condición **plunging** ($\xi_p < 2$), el caudal de sobrepaso adimensional es:

$$Q_b = 0.06e^{-5.2R_b} \quad (5.4)$$

Donde el caudal adimensional Q_b y el francobordo adimensional R_b son:

$$Q_b = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{s_{op}}{\tan \alpha}} \quad R_b = \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{s_{op}}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma} \quad (5.5)$$

Para la condición **surging** $\xi_p > 2$, el caudal de sobrepaso adimensional es igual a:

$$Q_b = 0.2e^{-2.6R_b} \quad (5.6)$$

Donde el caudal adimensional y el francobordo adimensional son:

$$Q_b = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \quad R_b = \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma} \quad (5.7)$$

En el caso de estructuras de paramento vertical, el sobrepaso puede estimarse por medio de la siguiente expresión (CEM, 2001):

$$\frac{q}{\sqrt{gH^3}} = 0.082 \exp\left(-3.0 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_\beta \gamma_s}\right) \quad (5.8)$$

Donde γ_β y γ_s son factores que dependen del ángulo de incidencia del oleaje y de la configuración geométrica de la pared.

En caso de una configuración más compleja, tal como una estructura conformada por una pantalla vertical impermeable con un talud protegido por sobre la cota de coronamiento de las tablestacas, el sobrepaso medio puede estimarse mediante el modelo numérico NN_OVERTOPPING 2.02 basado en redes neuronales (Neuronal Network, NN) desarrollado por Pozueta et al. (2004). Este modelo tiene como punto de partida una extensa base de datos recogidos de distintos laboratorios del mundo y un gran número de mediciones en campo.

Las redes neuronales se organizan en forma de capas y dentro de cada hay uno o más elementos de proceso llamado "neuronas". La primera capa es la capa de entrada y el número de neuronas en esta capa es igual al número de parámetros de entrada. La última capa es la de salida y el número de neuronas en esta capa es igual al número de parámetros de salida. Cada neurona en cada capa recibe información de la capa anterior a través de la conectividad, lleva a cabo algunas operaciones estándar y produce una salida (van der Meer et al., 2005). En la **Figura 5.2** se puede observar un esquema de la configuración general de la NN.

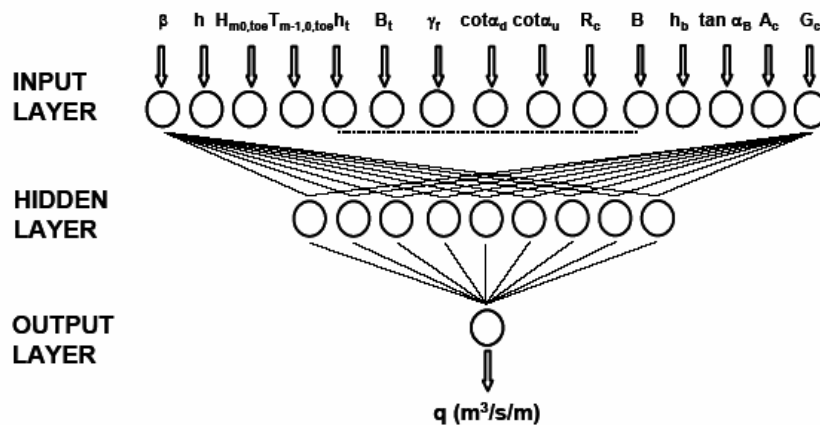


Figura 5.2. : Configuración de la red neuronal del NN_NN_OVERTOPPING 2.02

La información requerida para la implementación del modelo está relacionada con el clima marítimo y las características geométricas de la obra. En la **Figura 5.2** se pueden observar en la “input layer” los parámetros de ingreso, tales como la altura de ola al pie de la obra, el período, la pendiente de la obra (ya sea a talud o de muro vertical), entre otros. Más detalles y ejemplos para distintas configuraciones de obra se pueden encontrar en Coevel et al. (2005). La salida de la

herramienta de predicción NN_OVERTOPPING 2 incluye la descarga media (q), y otros siete valores de salida indicando cuantiles de varios órdenes, tales como $q_{2.5\%}$, $q_{5\%}$, $q_{25\%}$, $q_{50\%}$, $q_{75\%}$, $q_{95\%}$ y $q_{97.5\%}$. El intervalo de confianza del 95% es dado, por ejemplo, por los cuantiles $q_{2.5\%}$ y $q_{97.5\%}$.

Como se ha indicado, el run-up o trepada de la ola (distancia vertical entre el nivel del agua en reposo y la máxima posición que la ola alcanza sobre una estructura) es la variable que determina el caudal de sobrepaso. Van der Meer (1995) propone las siguientes relaciones:

$$\frac{R_{ui}}{H_s} = a \xi_m \quad \text{para } \xi_m < 1.5 \quad (5.9)$$

$$\frac{R_{ui}}{H_s} = b \xi_m^c \quad \text{para } \xi_m > 1.5 \quad (5.10)$$

Donde R_{ui} es el Run-up para el nivel de excedencia i . Este nivel puede ser 1%, 2%, 5%, 10%, significativo y promedio. La trepada de la ola tiene valor límite máximo para estructuras permeables ($P > 0.4$) $R_{ui} / H_s = d$. Para cada uno de los niveles de excedencia le corresponde un valor de los coeficientes a, b, c y d . Los valores de los coeficientes se indican en la siguiente **Tabla 5.1**

5.1

Tabla 5.1. Coeficientes para la estimación de sobrepaso

Run up - level (i)	a	b	c	d
0.10%	1.12	1.34	0.55	2.58
1%	1.01	1.24	0.48	2.15
2%	0.96	1.17	0.46	1.97
5%	0.86	1.05	0.44	1.68
10%	0.77	0.94	0.42	1.45
Significativo	0.72	0.88	0.41	1.35
Promedio	0.47	0.6	0.34	0.82

5.4.2 Sobrepasso Tolerable

El caudal medio de sobrepasso admisible depende de aspectos estructurales y funcionales, tales como la estabilidad de la coronación y la cara de la estructura expuesta a la acción directa del oleaje, la transmisión del oleaje a la zona abrigada, posibilidad de daño a instalaciones situadas al abrigo de la estructura y la posibilidad de daño a personas.

Estudios realizados por diversos investigadores (CEM, 2001) han contribuido a fijar límites tolerables de sobrepasso mediante mediciones de campo y en modelos hidráulicos. Como resultado de ello ha surgido una escala de valores de caudal medio admisible de sobrepasso, para condiciones de seguridad funcional y estructural. Cabe destacar, que estos valores límite solo pueden ser considerados como un guía inicial, ya que la intensidad del sobrepasso depende mucho de la geometría y su localización.

Para establecer valores admisibles de caudal medio de sobrepasso se han tenido en cuenta los valores de la **Tabla 5.2.** (CEM, 2001), en la que se indican los mismos tanto desde el punto de vista funcional (seguridad de estructuras, vehículos o personas) como estructural, ya que un excesivo sobrepasso puede causar daño a la estructura en su lado interno y poner en riesgo la estabilidad del conjunto.

Tabla 5.2. Sobrepaso admisible (CEM,2001)

q m ³ /s por metro		q litros/s por metro			
SEGURIDAD FUNCIONAL		SEGURIDAD ESTRUCTURAL			
VEHICULOS	PEATONES	EDIFICIOS	Escolleras	DEFENSA COSTERA REVESTIDA	
10^0	muy peligroso	daño estructural	daño con protección total	daño en calzada pavimentada	
			daño en talud interno no protegido	daño en calzada no pavimentada	
				daño en coronamiento no protegido	20
					10
10^{-1}	dique verde y componente horizontal peligroso	daño menor	sin daño	50	
	pared vertical peligroso			2	
10^{-2}	comp. horiz. inseguro para estacionar	daño menor	sin daño	1	
				pared vertical inseguro para estacionar	0.1
10^{-3}	inseguro para velocidad alta	daño menor	sin daño	0.03	
				incomodo pero no peligroso	0.02
10^{-4}	inseguro para toda velocidad	sin daño	sin daño	0.01	
				mojado, pero no incomodo	0.004
10^{-5}	inseguro para toda velocidad	sin daño	sin daño	0.001	
				mojado, pero no incomodo	0.0001
10^{-6}	inseguro para toda velocidad	sin daño	sin daño	0.0001	
10^{-7}	inseguro para toda velocidad	sin daño	sin daño	0.0001	

En el caso del presente análisis se ha adoptado un caudal medio de sobrepaso de 20 l/s/m, lo que implica centrar la atención en el aspecto de la estabilidad estructural del perímetro del relleno, ya que corresponde a una situación de inicio de daño en talud interno no protegido. Según la misma **Tabla 5.2.** el caudal indicado (20 l/s/m) resulta peligroso para edificios, peatones y vehículos, pero se ha partido de la hipótesis de que el área rellena no estará destinada a usos urbanos que requieran tener en cuenta estos factores funcionales.

5.4.3 Estabilidad

Se presentan en este apartado algunas expresiones empíricas que vinculan las variables resistentes (dimensiones) con las variables solicitantes (altura de ola, período, etc.) y permiten el dimensionado de distintos tipos de estructuras destinadas a la defensa del contorno del relleno.

Taludes de enrocado

Para la evaluación de la estabilidad del enrocado existen un gran número de formulaciones que fueron desarrolladas desde los comienzos del siglo XX. La fórmula de van der Meer (1998a) se estableció a partir de una gran cantidad de ensayos con modelos físicos, lo que permitió desarrollar ecuaciones de estabilidad para corazas de enrocados, tetrapodos, cubos y Acropodos®. Tiene la ventaja (frente a la fórmula de Hudson) de incorporar explícitamente otras variables de relevante importancia, tales como el período, la duración de la tormenta y la porosidad de la estructura. Para incorporar las características del oleaje se utiliza el parámetro adimensional de Iribarren ξ_r o parámetro de rotura (ver **ec. 5.11**). Este parámetro relaciona la inclinación del talud, la altura de ola H y la longitud de ola en aguas profundas L_o .

$$\xi_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_o}}} \quad (5.11)$$

En el caso de taludes de enrocado, la fórmula de estabilidad de van der Meer (1988a) se divide en dos ecuaciones según el tipo de rompiente. Para ello define un valor límite del parámetro de rotura ξ_r , dado por la **ec. 5.12**. Para valores de ξ_r inferiores al indicado por la **ec. 5.12** corresponden al tipo de rotura "plunging" y para valores mayores la rotura es de tipo "surging".

$$\xi_{r,l} = (6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha})^{1/(P+0.5)} \quad (5.12)$$

La **ec. 5.13** corresponde a la condición de rotura tipo plunging ($\xi_r < \xi_{rl}$) y en la **ec. 5.14** para la rotura tipo surging ($\xi_r > \xi_{rl}$).

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \times \sqrt{\xi_r} = 6.2 \times P^{0.18} \times \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \quad (5.13)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 \times P^{0.13} \times \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \times \sqrt{\cot \alpha} \times \xi_r^P \quad (5.14)$$

Donde H_s es la altura de ola significativa, Δ es el peso específico relativo del enrocado (ver **ec. 5.15**), N es el número de olas (duración de la tormenta), P la permeabilidad del manto y D_{n50} es el diámetro nominal medio (**ec. 5.16**).

$$\Delta = \frac{\gamma_r - \gamma}{\gamma} \quad (5.15)$$

$$D_{n50} = \left(\frac{W_{50}}{\gamma_r} \right)^{1/3} \quad (5.16)$$

5.4.4 Taludes de bloques premoldeados

Además de los ensayos con escolleras de enrocado, van der Meer (1988b) realizó algunos ensayos con corazas formadas por piezas artificiales (tetrapodos, cubos y Acropodos®). En este caso sólo se limitó a una sección transversal (sólo una pendiente y una permeabilidad), para cada tipo de elementos de la coraza. En la **ecuación 5.17** se presenta la fórmula de estabilidad para cubos.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1 \right) S_{om}^{-0.1} \quad (5.17)$$

5.4.5 Daño admisible

La cuantificación del daño en el manto principal con enrocado es distinto de las corazas formadas por unidades premoldeadas. Frecuentemente en corazas de enrocado se mide el área media erosionada en relación a la sección transversal de un elemento de diámetro nominal D_{n50} (ec. 5.18).

A partir de estas dos variables se define el parámetro de daño S . El parámetro S sirve para establecer criterios de daño. Se considera que para $S = 2$, es el inicio del daño. Con valores de S entre 2 y 6 el daño es tolerable y para $S = 8$, colapso de la coraza, aunque ello no implica la falla inmediata de la estructura.

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad (5.18)$$

La definición de N_{od} es comparable con la de S , aunque S incluye desplazamiento y asentamiento pero no la porosidad de la coraza. Además N_{od} puede ser fácilmente relacionada con el porcentaje de daño. Si el número de unidades en la sección transversal es conocido en una franja de ancho D_n , el porcentaje de daño es la relación entre N_{od} y este número. Con N_{od} se obtiene así el daño real de la estructura, ya que el porcentaje de daño siempre está relacionado con la estructura real, mientras que con S no se puede describir la situación relativa del daño en el talud (Van der Meer, 1999). Los límites de daño recomendados para cubos y tetrapodos son:

$N_{od} = 0$	No daño
$N_{od} = 0,5$	Inicio de movimiento
$N_{od} = 1,5$	Falla

Para la presente evaluación adoptó $S=6$ para la condición de diseño en el caso de enrocado y $N=0,5$ para el caso de cubos.

5.4.6 Revestimientos de elementos premoldeados

Los elementos premoldeados de hormigón, intertrabados o articulados, constituyen revestimientos resistentes al oleaje y a la corriente en obras de defensa de márgenes, en el control de erosión y revestimiento de canales. Existen una variedad de tipos y fabricantes en el mercado.

La estabilidad de la cubierta de bloques de una obra de protección de taludes está amenazada por la expulsión de los mismos debido a la diferencia de presión que originan las olas que inciden sobre el talud. Esta diferencia de presión ocurre en el momento de máximo descenso (run down) de la ola. En ese momento el talud drena agua hacia afuera, ocasionando fuerzas de empuje sobre la cara inferior de la cubierta de bloques. Un método de análisis es el modelo de caja negra o método empírico, el cual utiliza un factor de estabilidad F que se obtiene mediante modelación física. La ecuación general de este método es la siguiente:

$$\left(\frac{H_s}{\Delta D} \right)_{cr} = \frac{F \cos \alpha}{\xi_{op}^b} \quad (5.19)$$

Donde Δ es la densidad relativa del bloque, D es el espesor, α el ángulo del talud respecto de la horizontal y F y b son constantes experimentales. Pilarczyk (1998) propone $F=6$ y $b=2/3$ con un valor máximo para $H_s/\Delta D = 8$ para una gran variedad de bloques vinculados. No obstante, los coeficientes deben ser establecidos para cada tipo de bloque en particular.

5.4.7 Tablestacas

Para la determinación de la estabilidad de un frente conformado por tablestacas se utilizará el método “europeo”, el cual consiste en buscar la hinca mínima necesaria para lograr el empotramiento del pie de la pantalla en el suelo. Las condiciones de la hinca de empotramiento son:

- a) La suma de todas las fuerzas horizontales ha de ser nulas

- b) El momento de empotramiento en el extremo inferior, resultante de todas las fuerzas que actúan sobre la pantalla, debe anularse.

Los empujes activos y pasivos sobre la pantalla son proporcionales a la presión vertical. Las ecuaciones para cada uno son:

$$q_a = ph.\lambda_a - 2C\sqrt{\lambda_a} \quad (5.20)$$

$$q_p = ph.\lambda_p + 2C\sqrt{\lambda_p} \quad (5.21)$$

En donde ph es la presión vertical al nivel considerado h , λ es el coeficiente de empuje activo o pasivo y C la cohesión del suelo. El coeficiente de empuje depende del ángulo de fricción interna del suelo, la fricción entre la tablestaca y el suelo, el ángulo de la pantalla con la vertical y el ángulo de suelo en su cota superior respecto a la horizontal.

5.5 Geometría general de la sección transversal

A los efectos de la protección y contención perimetral del relleno, se han considerado algunas tipologías de recubrimientos y de geometrías de la sección transversal, cada una con ventajas e inconvenientes para ser aplicados a distintos tramos de la obra. No se efectúa ninguna evaluación económica.

A.1: talud con enrocado:

Este tipo de protección consta de un manto de enrocado, cuya finalidad es soportar las acciones del oleaje, las mareas y/o las corrientes, para lo que las piezas deben tener la forma y el peso adecuados. Además se debe cumplir la condición de filtro entre los terrenos que se protegen y la capa exterior del manto. Para ello se requiere colocar una subcapa de piezas de menor tamaño y peso eventualmente un filtro de geotextil. La correcta colocación de los mantos de protección exige perfilar los taludes a proteger, dejando su superficie de acuerdo con la tolerancia y con la pendiente prevista en el Proyecto.

La colocación del material se realiza por descarga directa sobre el talud a proteger y luego con retroexcavadora se alcanza el perfil de proyecto. Cuando los calados y, por lo tanto, los volúmenes

de material a colocar y la distancia a la que se sitúan son reducidos, la colocación puede hacerse con grúa y bandeja de descarga.

A.2: talud con cubos premoldeados de hormigón:

Los mantos de protección pueden estar formados por elementos artificiales, piezas prefabricadas de hormigón que sustituyen al enrocado por razón de tamaño, economía y/o dificultad de obtención. Los cubos de hormigón, son piezas masivas que resisten la acción del oleaje por su peso esencialmente y están colocadas sin trabazón entre ellas. El hormigón que los conforman debe tener una relación agua/cemento baja y con un tamaño de árido tan grande como el pliego lo admita.

Para el proceso de fabricación se requieren amplias zonas de acopio para los materiales, encofrados y zonas de circulación suficientes para el transporte interno de obra. La manipulación de los cubos está condicionada por la forma de enganche para su colocación. En el caso de los cubos pueden dejarse elementos de enganche en una de sus caras o ranuras laterales para sujetar las piezas con pinzas montadas sobre grúas.

Otros elementos premoldeados de formas complejas, tales como tetrapodos o acropodos, permiten ahorro de hormigón ya que a su resistencia como coraza contribuye la intertraba provista por su geometría.

A.3: talud con revestimiento de elementos premoldeados de hormigón:

Este tipo de protección para talud, está formada por elementos de hormigón que pueden estar sueltos, intertrabados o vinculados con cables formando mantas. Su utilización se encuentra ampliamente difundida para la protección de márgenes de ríos y lagos en donde las olas poseen una altura generalmente limitada a valores máximos del orden de los 2.0m y períodos cortos, en el entorno de 3 a 6 segundos. Para olas de mayor altura las protecciones son de rip-rap u otros elementos más robustos que poseen mayor resistencia al oleaje. Su buena terminación además de ser una ventaja estética permite una mejora del funcionamiento hidráulico cuando se lo utiliza en la protección de canales debido a que la superficie es lisa y continua.

En caso de presentarse corrientes, los bloques sueltos o intertrabados tienen un rango de aplicación máximo del orden de 1 a 2 m/s. Para mayores velocidades (hasta 4 m/s) deben estar unidos por

cables formando mantas (Escarameia, 1998). Es importante señalar que los valores indicados corresponden a flujos en tramos rectos con baja turbulencia.

En el caso de bloques intertrabados, el encastrado se materializa por medio de salientes o talones y entrantes o rebajes, ubicados en su mitad inferior de forma tal de que como mínimo la mitad de sus caras queden encastradas. Esto permite que conformen una superficie regular que actúa en conjunto y la acción sobre una pieza se transmite en forma directa sobre las vecinas. Por otra parte, estos tipos de bloques se encuentran sujetos a patentes y por lo tanto el costo de obra tiene un factor adicional.

En cuanto a los aspectos constructivos, el revestimiento requiere un perfilado del talud y normalmente la colocación de un filtro geotextil para evitar la pérdida del material fino. Sobre el geotextil se coloca una capa de material granular (grava generalmente), el cual provee la base de asiento para el manto de protección. Además este filtro granular reduce las presiones derivadas del impacto de las olas. Frecuentemente su espesor se encuentra entre los 15 a 20cm. Es importante señalar que este tipo de protecciones no sirven para contener suelos, por tanto el talud debe ser estable por sí mismo (McConnell, 1998).

Además se requiere la ejecución de vigas perimetrales que actúen como marcos de contención de las piezas. La ejecución del revestimiento puede ser manual debido al bajo peso de los bloques (del orden de los 10 a 20 Kg), los cuales se premoldean en fábrica o en obrador. Existe la alternativa de bloques con orificio para cableado, lo cual permite la instalación como una manta (es una ventaja para la ejecución bajo agua) además de aumentar su resistencia y disminuir el riesgo de colapso de la protección. Finalmente para completar la estructura, se debe diseñar una adecuada protección del pie del talud. Esta protección puede realizarse con un enrocado, o solo con una viga de pie que provee contención a todo el manto de protección. En la **Figura 5.3** se muestra un esquema típico de obra.

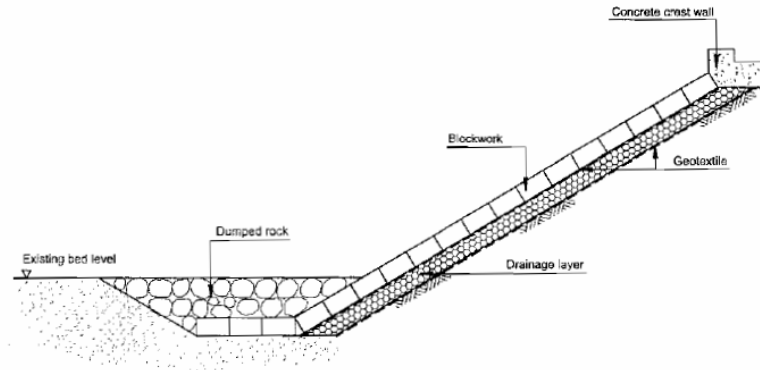


Figura 5.3: Esquema típico de obra en talud, protegido con bloques premoldeados de hormigón (McConnell, 1998)

B.1. Tablestacado:

Los tablestacados son estructuras de contención de suelos y defensa de costas, que resuelven la ejecución de muelles o frentes costeros verticales para el pleno aprovechamiento del espacio u otros usos náuticos. Estas estructuras son conformadas por el hincado en el terreno de elementos industrializados (tablestacas de hormigón armado o metálicas) y su posterior anclaje mediante pantallas y tensores (**Figura 5.4.**).

La correcta determinación de las características geotécnicas del suelo que soportan y el suelo de fundación, son fundamentales para garantizar la estabilidad de la obra. Esto se debe a que las tablestacas soportan el empuje mediante el empotramiento de su pie y en la mayoría de los casos también con anclajes próximos a su cabeza. El terreno que existe alrededor de la pantalla será, en general, heterogéneo y esto obligará a simplificar esa situación de manera que el cálculo sea viable de manera suficientemente sencilla. El suelo que forme el relleno del trasdós del tablestacado debe ser caracterizado para conocer su peso específico, tanto en la zona emergida como en la sumergida, y su resistencia al corte. Estos parámetros pueden variar con el tiempo. Los parámetros a utilizar en los cálculos deben corresponderse temporalmente con la situación de proyecto analizada (ROM 0.5-94)

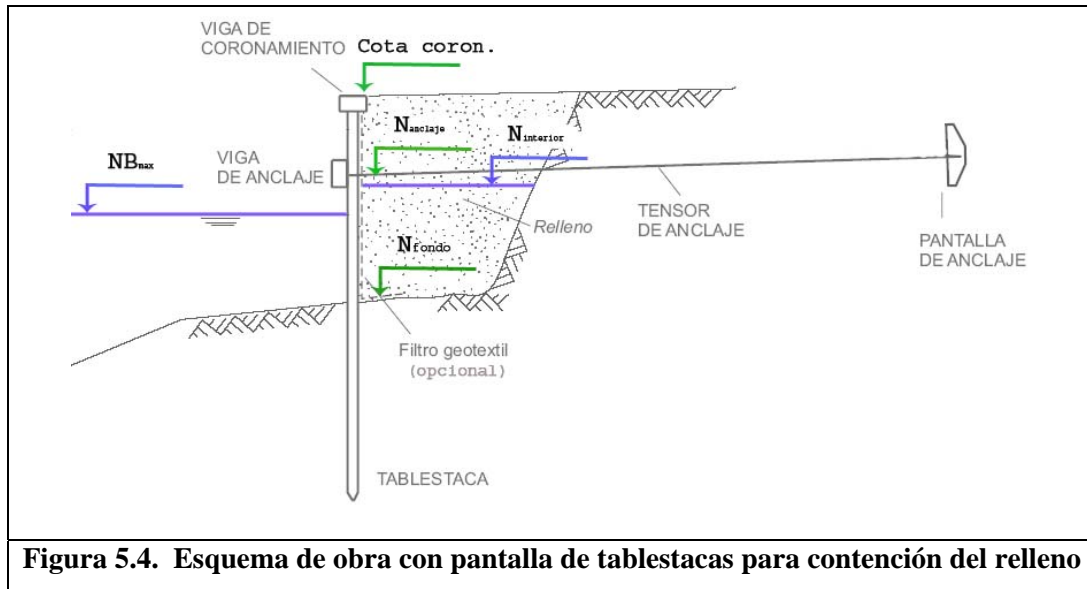


Figura 5.4. Esquema de obra con pantalla de tablestacas para contención del relleno

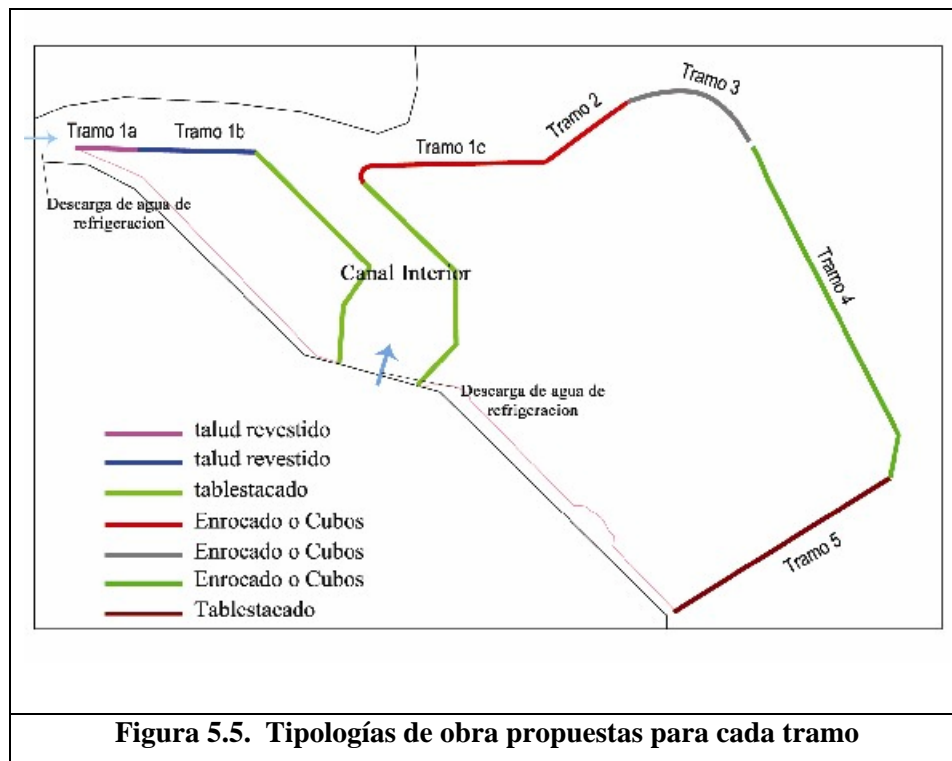
B.2. Tablestacado y terraplén protegido de coronamiento

Esta tipología de obra consta de una pantalla de tablestacas para contener el relleno, y sobre la cota superior de la pantalla una obra en talud con suave pendiente y revestido con elementos premoldeados que llega a una cota de coronamiento tal que el sobrepaso alcanza valores admisibles para condiciones de oleaje y nivel de diseño. Esta solución es adoptada en diversas obras costeras en donde el clima marítimo puede poner en riesgo la estabilidad de la obra y las estructuras que se encuentran a resguardo, por un excesivo sobrepaso del oleaje en condiciones de tormenta.

La diferencia con la pantalla con un nivel superior horizontal será la sobrecarga del talud en la cercanía de la pantalla y principalmente un mayor ángulo de dicho plano aumenta las presiones horizontales sobre la tablestaca. Por tanto, el resultado será una tablestaca de mayor sección y mayor profundidad de inca.

Aunque no excluyente de otras tipologías de obra posibles, se propone la adopción de las que se detallan en la **Figura 5.5.** para los distintos tramos en que se ha considerado conformado el perímetro. A los tramos indicados en la **Figura 4.3** se agrega el correspondiente al canal interior del relleno en donde se encuentran una de las dos descargas de agua de refrigeración de la Central Costanera.

- Tramo 1.a: talud revestido
- Tramo 1.b: talud revestido
- Tramo 1.c. Enrocado o cubos
- Canal interior de descarga de refrigeración: Tablestacado o talud revestido
- Tramo 2.a: Enrocado o cubos
- Tramo 2.b. Enrocado o cubos
- Tramo 3: Enrocado o cubos
- Tramo 4: Enrocado o cubos
- Tramo 5.a Tablestacado
- Tramo 5.b. Tablestacado



5.6 Predimensionado

Tramo 1a. y 1b.: Revestimiento de elementos premoldeados

Si se adopta como solución este tipo de bloques para el clima de olas del tramo 1.a y 1.b, los bloques resultantes de la aplicación de la ecuación de estabilidad (ec. 5.17) son los que se indican en la **Tabla 5.3.**:

Tabla 5.3. Dimensionado de Bloques premoldeados para tramos 1a y 1b

Hs (m)	Tp (seg)	ξ_{op}	D (m)
0.3	2.4	1.82	0.06
0.7	3.9	1.94	0.15

Para el cálculo se consideró que el peso específico del hormigón es 2300 kg/m³, el factor de estabilidad $F = 6$, el coeficiente $b = 2/3$ y el talud tienen una pendiente 1:3.

Dado que el tramo 1a y 1c se encuentran a la salida de una de las descargas de refrigeración de Central Costanera la cual posee un caudal de 20 m³/s, en una etapa de mayor detalle del proyecto se deben verificar las velocidades de la corriente en este sector, para garantizar la estabilidad de la protección. Si se adopta para el tramo 1.a bloques intertrabados de 0.07 m de espesor y 0.15 m para el tramo 1.b, se estima que la velocidad máxima que admiten tienen un valor de 1.4 y 1.9 m/s respectivamente (Escarameia, 1998).

Tramo Canal Interior: Tablestacado

Para este tramo de canal interior se adopta la solución de tablestacado para la contención del relleno. Dicha elección se debe a que se pretende mantener una buena condición de descarga de los vertederos de la Central Costanera de este sector. Dicha descarga poseen un caudal total del orden de los 40 m³/s, con lo cual un canal con taludes revestidos con pendientes 1:3, reducen el ancho de fondo y podrían afectar el funcionamiento hidráulico del sistema. No obstante, esta elección de tipología de obra posee un carácter preliminar y su influencia en el funcionamiento del debería ser evaluada con un modelo hidrodinámico.

Para el cálculo de la estabilidad del tablestacado, los parámetros del suelo se adoptaron en base a experiencias de obras cercanas a la zona de estudio y se indican en la **Tabla 5.4.**

Tabla 5.4

Cota (m)	γ (tn/m ³)	ϕ (°)	C (tn/m ²)
-1.85	1.79	28	0.5
-6.5	1.69	22	0.0
-9.5	1.73	27	2.0
< -9.5	1.73	28	4.0

La configuración de la pantalla adoptada es la que se indica en la **Tabla 5.5.**:

Tabla 5.5

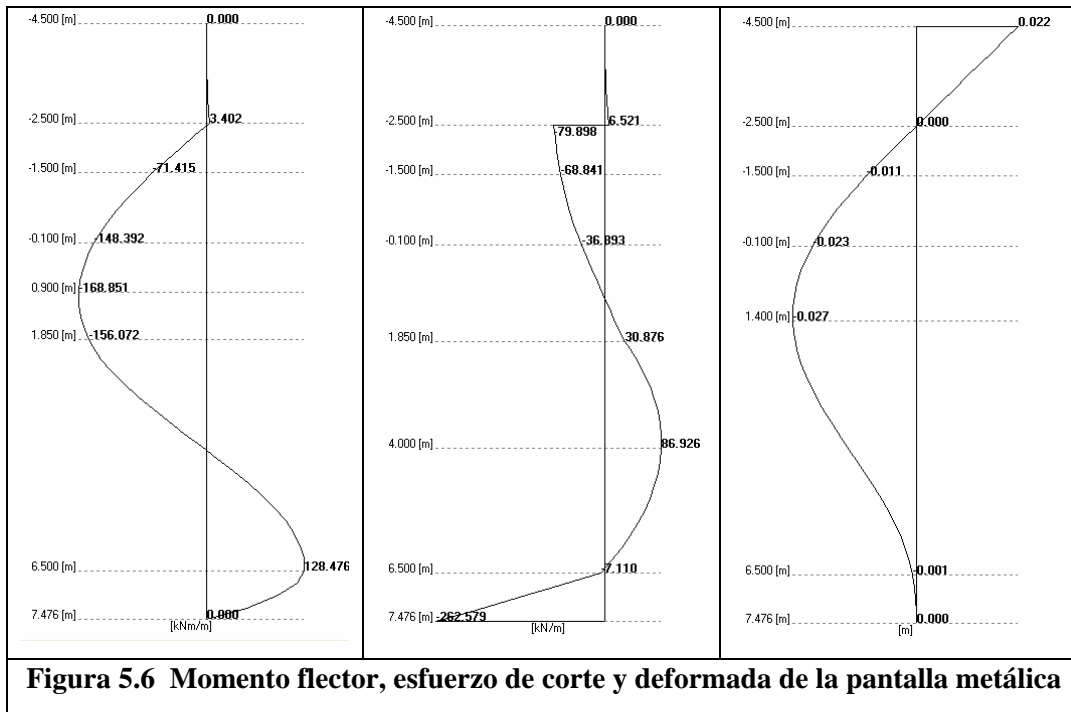
Cota coronamiento	+4.5m
Nivel del anclaje	+2.5m
Nivel interior de agua	+1.5m
Nivel exterior	+0.1m
Cota de fondo	-2.0m

Para el cálculo de los esfuerzos y las verificaciones de la pantalla se utilizó el programa PROSHEET 2.2 desarrollado por el grupo ARCELOR. A continuación se presentan los esfuerzos máximos en la pantalla y el anclaje:

Momento máximo = 168.9 kN.m/m = 17.23 tn.m/m

$T_{\text{anclaje}} = 86.4 \text{ kN/m} = 8.8 \text{ tn/m}$

La ficha de la tablestaca para el método de cálculo utilizado resultó de 5.5 m, es decir una longitud total de 10 m. La tablestaca adoptada para los esfuerzos resultantes es una AZ12 – S240GP. Esta tablestaca tiene un módulo de la sección, $W = 1200 \text{ cm}^3/\text{m}$ y una tensión de fluencia de 240 N/mm². El factor de seguridad resultante de dicha elección es 1.69 (el valor recomendado para estas estructuras está entre 1.5 y 2). En la **Figura 5.6.** se presentan los diagramas principales del cálculo estructural.



Dado que el resultado del cálculo está muy condicionado a las características del suelo, se realizó un segundo cálculo con valores de cohesión, fricción y densidad recomendados por la literatura especializada en el tema tratado, para suelos como los que afectarán a la pantalla.

Los parámetros del suelo adoptados en este segundo cálculo son los que se indican en la **Tabla 5.6**.

Tabla 5.6.

Cota (m)	γ (tn/m ³)	ϕ (°)	C (tn/m ²)
-2.0	1.8	25	0.0
-5.0	1.8	25	0.0
-8.0	1.8	10	2.0
< -8.0	1.8	10	3.0

Para la configuración geométrica de la pantalla se ajustó el valor del nivel del anclaje debido al incremento de las presiones del suelo, como se indica en la **Tabla 5.7**.

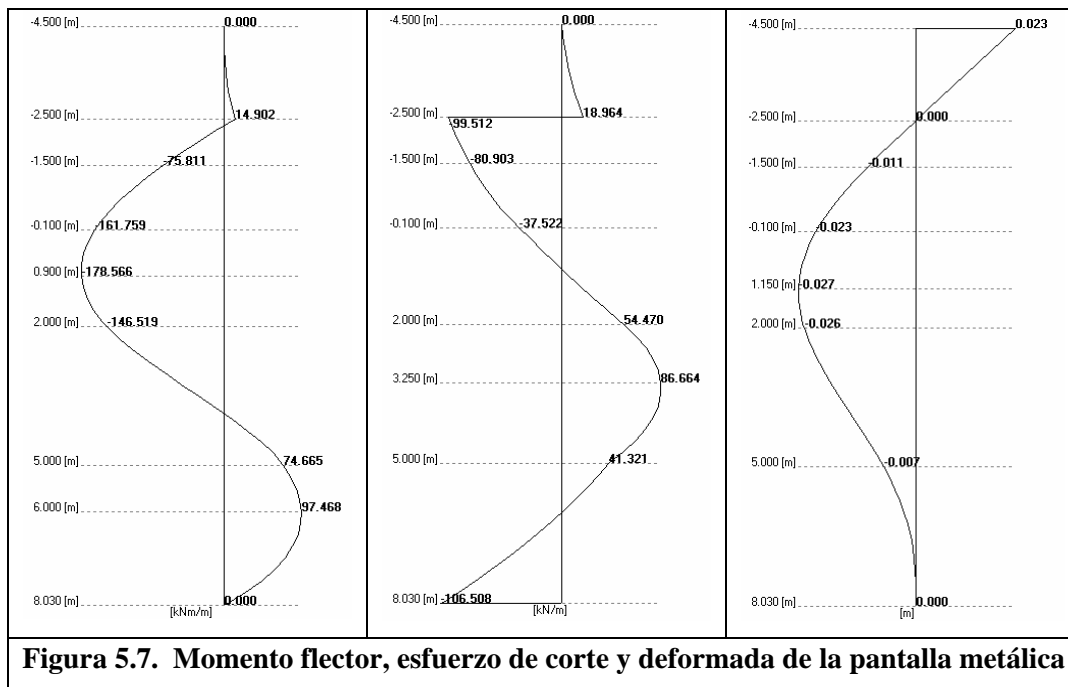
Tabla 5.7.

Cota coronamiento	+4.5m
Nivel del anclaje	+2.5 m
Nivel interior de agua	+1.5m
Nivel exterior	+0.1m
Cota de fondo	-2.0m

Momento máximo = 178.6 kN.m/m = 18.2 tn.m/m

$T_{\text{anclaje}} = 118.5 \text{ kN/m} = 12.1 \text{ tn/m}$

La ficha de la tablestaca para esta nueva configuración resultó de 6.0 m (**Figura 5.7.**). La tablestaca adoptada para los esfuerzos resultantes también es la AZ12 – S240GP, lo cual resulta en un factor de seguridad de 1.58.



TRAMOS 1c., 2a y 2b.: Coraza de enrocado o cubos de hormigón

Para los tramos 1.c, 2.a y 2.b (ver **Figura 5.5.**), el clima de olas es muy similar con lo cual se adopta un único valor de enrocado o coraza de cubos de hormigón para una altura de ola $H_s = 1.6$ m, $T_p = 5.4$ s y $T_m = 4.1$ s. Los elementos resultantes tuvieron las características que se indican en la **Tabla 5.8**, habiéndose adoptado $S=6$ y $N=0,5$ para enrocado y cubos respectivamente.

Tabla 5.8.

Tipo de manto ext.	N (m)	Coraza		Subcapa	
		W (Kg)	D (m)	W_{n50} (Kg)	W_{min} (kg)
enrocado	4.4	490	0.57	49	33
cubos	4.4	950	0.76	95	63

TRAMOS 3 y 4: Coraza de enrocado y coraza de cubos de Hormigón

Si se adopta como solución este tipo de protección para el clima de olas del tramo 3 y 4, las corazas resultantes de enrocado y de una coraza de cubos de hormigón se indican en las **Tablas 5.9 y 5.10**. También se indican los tamaños de la subcapa de la sección de la obra de abrigo. Las ecuaciones de cálculo corresponden a las citadas en el apartado **5.4.3** (ecuaciones **5.13**, **5.14** y **5.17**) y se adoptó una densidad de la roca de 2600 kg/m^3 y 2200 kg/m^3 para el hormigón de los cubos.

Tabla 5.9 Coraza de enrocado y subcapa de la obra de abrigo

TRAMO	N (m)	H_s (m)	T_m (s)	T_p (s)	Coraza		Subcapa	
					W_{n50} (Kg)	D_{n50} (m)	W_{n50} (Kg)	W_{min} (kg)
3	4.4	2.00	4.4	6.4	900	0.70	90	60
4	4.4	2.10	4.4	6.4	1000	0.73	100	67

Tabla 5.10 Coraza de cubos y subcapa de la obra de abrigo

TRAMO	N (m)	Hs (m)	Tm(s)	Tp(s)	Coraza		Subcapa	
					W (Kg)	D (m)	W _{n50} (Kg)	W _{min} (kg)
3	4,4	2,00	4,4	6,4	1656	0,91	232	154
4	4,4	2,10	4,4	6,4	1945	0,96	194	130

Estabilidad de la subcapa para etapa constructiva

Durante la construcción del perímetro de protección del relleno existen partes que carecen de los mantos de protección en su totalidad y, por tanto, su capacidad para soportar la acción del oleaje es sensiblemente inferior a la que presenta la coraza terminada. Para ello es conveniente mantener acopios de escollera en obra que permitan una rápida protección de los taludes ante la previsión de condiciones de oleaje superiores a los de diseño de los mantos inferiores.

Se calculó entonces la altura de ola que resiste la subcapa indicada en las tablas anteriores, para establecer el límite de estabilidad para fase constructiva. Para el cálculo se consideró un temporal de 10 h de duración, en caso de presentarse las habituales sudestadas de la zona de estudio. Los resultados se muestran en las **Tablas 5.11** y **5.12**, recordándose que para esta verificación se admite un nivel de daño S=6.

Tabla 5.11. Subcapa del manto de enrocado:

TRAMO	W _{n50} (Kg)	T _{tormenta} (hs)	Hs (m)
3	115	10	0.84
4	131	10	0.87

Tabla 5.12. Subcapa del manto de cubos:

TRAMO	W _{n50} (Kg)	T _{tormenta} (hs)	Hs (m)
3	232	10	1.04
4	220	10	0.98

El valor de la cota de coronamiento mínima requerido surge del análisis de la trepada de la ola ($R_{u2\%}$) para la condición de diseño (T_m , H_s , $N_{\text{diseño}}$), y para un sobrepaso admisible máximo de aproximadamente 20 l/s/m (ver **Tabla 5.2**).

Se consideran 4 tipos de configuraciones: las primeras dos con coraza de enrocado y cubos sin estructura de coronamiento (**Tabla 5.13**). Las otras dos con corazas de enrocado y cubos pero con una estructura de coronamiento para limitar el sobrepaso (ver **Figura 5.1** y **Tabla 5.14**). En este último caso se supone que el sobrepaso es el mismo para coraza de enrocado y de cubos.

Tabla 5.13 Cota de coronamiento mínima para un manto de protección de talud sin estructura de coronamiento para los tramos 3 y 4.

coraza	N (m)	Hs (m)	Tm (s)	Tp (m)	$R_{u-2\%}$ (m)	Cota cor. (m)	Rc (m)	q (l/s/m)
enrocado	4,44	2,10	4,4	6,4	3,30	6,3	1,8	19,6
cubos	4,44	2,1	4,4	6,4	3,40	6,4	2,0	21,1

Tabla 5.14: Cota de coronamiento mínima para un manto de protección de talud con estructura de coronamiento para limitar el sobrepaso para los tramos 3 y 4.

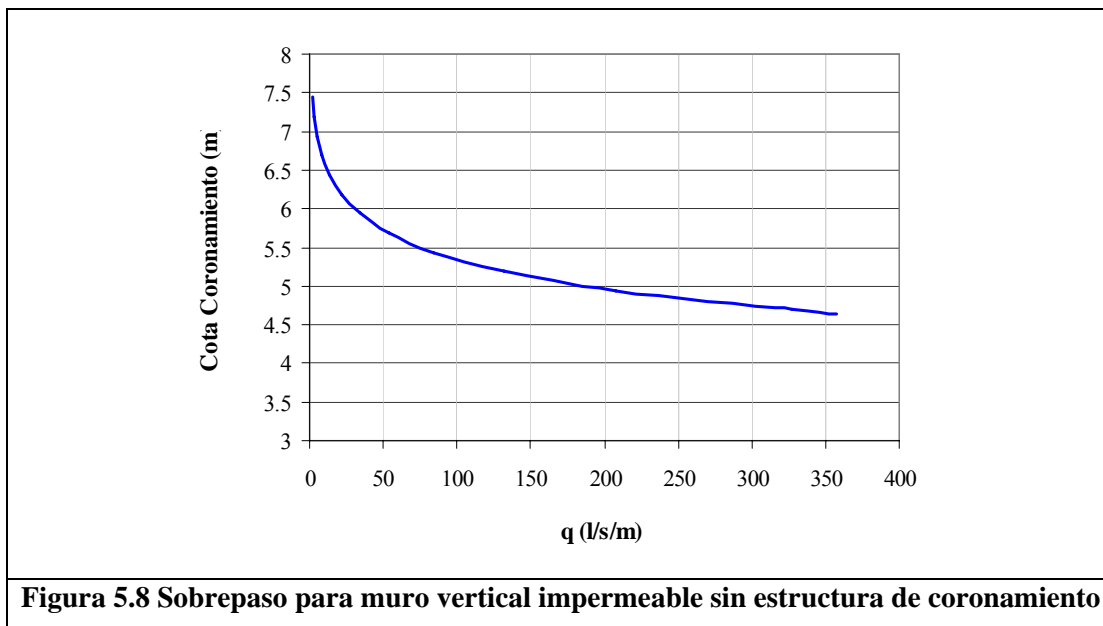
N (m)	Hs (m)	Tm (s)	Tp (m)	Cota cor. talud (m)	Ac (m)	Cota cor. muro (m)	Rc (m)	Bradbury y Allsop	Pedersen y Burcharth
								q (l/s/m)	q (l/s/m)
4,4	2,1	4,4	6,4	4,8	0,4	6,3	1,9	16,1	24,7

TRAMO 5: tablestacado

Para este tramo se adoptó una pantalla de tablestacas con el fin de darle continuidad al frente costero existente. No obstante, esta solución, por su capacidad reflejante del oleaje, podría afectar algunos aspectos náuticos tanto en el Canal Sur de acceso al puerto de Buenos Aires, especialmente cuando se trata del oleaje proveniente del cuadrante SE. En efecto, la reflexión de dichas olas en un

muro vertical impermeable podrían alcanzar la traza del canal, como así también la Dársena de Propaneros y la Dársena de Inflamables, ubicadas en la desembocadura del Riachuelo. Para verificar la viabilidad hidrodinámica de esta solución en una etapa posterior deben realizarse estudios más profundos para diversos escenarios de clima marítimo.

Dado que el tramo 5 se encuentra frecuentemente expuesto a condiciones de oleaje intenso dado por los vientos del SE principalmente combinados niveles elevados, se realizó el cálculo del sobrepaso para una pantalla de tablestacas con un oleaje de $H_s = 2.1\text{ m}$ y $T_p = 6.4\text{ s}$ y un nivel máximo de $+4.4\text{ m}$. En la **Figura 5.8**, se observa que el sobrepaso resultante para una cota de coronamiento de $+4.5\text{ m}$ es muy elevado respecto a los valores admisibles recomendados en párrafos anteriores (**Tabla 5.2**).



Para no utilizar tablestacas de longitudes antieconómicas, se adopta una solución de obra combinada entre una pantalla de tablestacas y un talud revestido en el coronamiento con pendiente 1:3 hasta una cota que tenga un sobrepaso medio admisible del orden de los 20 l/s/m (**Figura 5.9**). Con el modelo NN_OVERTOPPING 2 descrito en el Apartado 5.4.1 se calculó el sobrepaso para la configuración de obra adoptada. El clima de ola utilizado fue $H_s = 2.1\text{ m}$, $T_m = 4.4\text{ s}$ y un nivel máximo de $+4.4\text{ m}$. Para los datos de ingreso al modelo se consideró que el talud superior es

impermeable y se realizó el cálculo para tres cotas del talud superior con la premisa de lograr un sobrepaso no superior al de diseño. Los resultados se indican en la **Tabla 5.15**.

Tabla 5.15. Cota de coronamiento mínima para tablestacado con talud protegido superior para reducir el sobrepaso para el tramo 5.

Cota de Talud (m)	q (l/s/m)
6.5	32.9
6.6	28.0
6.7	22.8

Se observa que para la cota de talud +6.5m el sobrepaso es un 60% superior al recomendado. Se adopta entonces como cota final del talud el valor de +6.7m.

Con la metodología anteriormente aplicada en el tramo del canal interior, se obtuvo una tablestaca de mayor sección y longitud debido al incremento de los esfuerzos. Además se bajó el nivel del anclaje 0.5m (cota +2.0m) para disminuir el momento flector máximo. Los parámetros del suelo son los que se indican en la **Tabla 5.16**.

Tabla 5.16

Cota (m)	γ (tn/m ³)	ϕ (°)	C (tn/m ²)
-2.0	1.8	25	0.0
-5.0	1.8	25	0.0
-8.0	1.8	10	2.0
< -8.0	1.8	10	3.0

Los resultados fueron:

Momento máximo = 230.88 kN.m/m = 23.6 tn.m/m

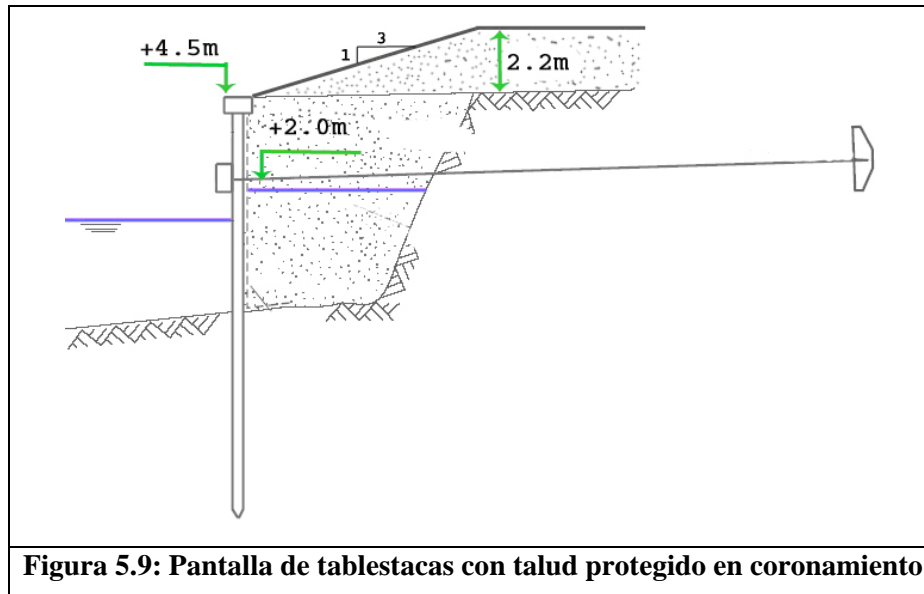
Flexión máxima = 0.036m

$T_{\text{anclaje}} = 160.4 \text{ kN/m} = 16.39 \text{ tn/m}$

Ficha, t = 7.9m

Tablestaca adoptada: AZ14 – S270GP ($W = 1400\text{cm}^3/\text{m}$)

Factor de seguridad resultante = 1.60



Longitud del anclaje

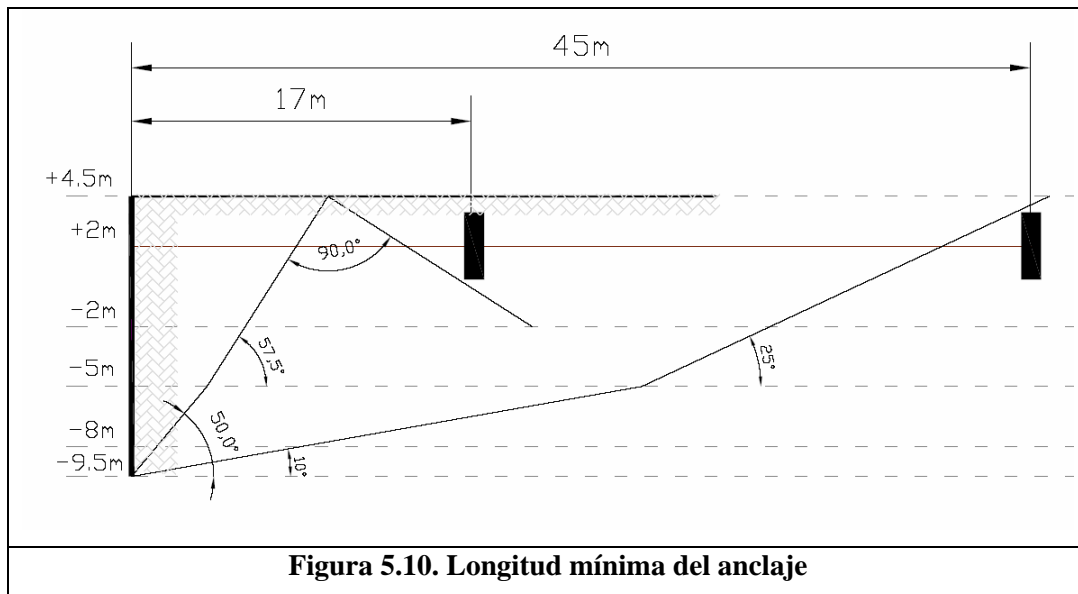
Después de haber determinado las dimensiones de la pantalla, queda determinar la distancia racional del muerto de anclaje o pantalla. Si el anclaje se encuentra muy cerca del tablestacado el conjunto sería arrastrado por un deslizamiento general del suelo, el cual se produce aproximadamente por un plano inclinado que pasa por el pie de la pantalla con un ángulo de $(45^\circ + \phi/2)$. En la **Figura 5.10** se representa la distancia mínima de anclaje según este plano de deslizamiento, resultando aproximadamente 17 m. En suelos con diferentes estratos, se componen planos inclinados según el ángulo de fricción de cada nivel. Para la construcción del gráfico se utilizaron las características del suelo indicadas en la **Tabla 5.17**:

Tabla 5.17

Cota (m)	ϕ (°)
-2.0	25
-5.0	25
-8.0	10

< -8.0	10
--------	----

Otro criterio sería delimitar el plano de deslizamiento según el ángulo de reposo del suelo. Este plano podría comenzar desde el nivel del lecho, con lo cual resultaría una longitud de anclaje menor que 17m. Si el plano comienza en el extremo de la tablestaca, resulta un anclaje más largo, fuera de toda posibilidad de deslizamiento, pero podría ser antieconómico (45m de long. aproximadamente). Se trata pues de determinar una longitud racional de tirantes que a la vez sea segura y económica.



5.7 Etapas constructivas

Desde el punto de vista constructivo, y dado la prolongada duración que se estima necesaria para completar el relleno, sería idealmente conveniente la realización de un terraplén perimetral protegido, que permita completar posteriormente el relleno minimizando el riesgo de remoción de materiales por acción hidrodinámica.

Además de estar condicionada por la posibilidad de acceso al área, y el tipo de obra a realizar (talud protegido, tablestaca, etc.), y el ritmo de aporte de materiales, la estrategia constructiva debe apuntar a la minimización de riesgo de remoción de materiales del relleno, habida cuenta de la

presencia de un área sensible próxima, dada por el sistema de refrigeración de la Central Costanera y las instalaciones portuarias y vías navegables de acceso al Puerto de Buenos Aires.

En una fase inicial podría emprenderse el relleno del área comprendida entre los tramos 1.a , 1,b y canal interior de descarga de la Central Costanera, indicados en la **Figura 5.5**. Será necesario verificar la estabilidad del talud del canal interior en esta Fase, dado que, hasta tanto se complete el resto de la isla, resultará expuesto a la acción directa del oleaje del río.

Para el resto del área, delimitada por los tramos 1.c, 2, 3, 4 y 5 (**Figura 5.5**.) una alternativa es la construcción de recintos parciales, adecuadamente protegidos de la acción de olas y corrientes. Aunque parte de estas protecciones serán temporarias, deberán ser adecuadamente dimensionadas para minimizar los riesgos de remoción de material del terraplén de cierre del recinto.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Se completaron las simulaciones numéricas para el cálculo de oleaje en el perímetro del área de relleno.
2. A partir de esos resultados y de consideraciones referidas a la seguridad, se definieron las condiciones hidráulicas de diseño de estructuras de defensa perimetrales.
3. Se establecieron algunas tipologías de obra factibles para distintos tramos del perímetro del relleno, habiéndose analizado taludes protegidos con enrocados, con elementos premoldeados (cubos de hormigón), revestimientos de hormigón, y tablestacas, y sin que ello resulte excluyente de otras tipologías.
4. Se aplicaron algunos modelos empíricos para el predimensionado de las secciones transversales propuestas, determinándose en cada caso dimensiones generales de la sección y de los elementos componentes, de modo tal de satisfacer las condiciones estructurales y funcionales de diseño.
5. Los métodos de diseño empíricos aplicados son preliminares, y se recomienda fuertemente que el proyecto de ingeniería que se adopte sea verificado en un modelo hidráulico.
6. Desde el punto de vista constructivo, y a los efectos de minimizar el riesgo de remoción y movimiento de materiales vertidos para conformar el relleno por acción de olas y corrientes, se recomienda la construcción de recintos con una adecuada protección perimetral, para proceder posteriormente a su relleno gradual a medida que se generan los materiales de excavación o demolición de obras.
7. La modificación de los patrones de circulación, de propagación de olas y de movimiento de sedimentos debe ser evaluada tanto en la fase constructiva como en la configuración final del proyecto, dada la presencia no sólo de las obras de toma de refrigeración de la Central Costanera, sino también de diversas obras e instalaciones del Puerto de Buenos Aires, próximas al área de relleno.

7 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Balay, M** (1961) El río de la Plata entre la Atmósfera y el Mar. Servicio de Hidrografía Naval, H651
- Coevel, E. M.; van Gent, M. R. A.; Pozueta, B.,** (2005). Neural Network, Manual NN_OVERTOPPING 2.02. *WL Delft Hydraulics*.
- Escarameia, M.** (1998). River and Channel Revetment: A design manual. Thomas Telford Publishing. London.
- Goda, Y.,** (2000). Random Seas and Design of Maritime Structures. *University of Tokyo Press, Tokyo, Japan*
- McConnell, K. J.** (1998). Revetment systems against wave attack: A design manual. Thomas Telford Publishing. London.
- Pilarczyk, K.** (1998) *Dykes and Revetments*, A. A. Balkema
- Pozueta, B., Van Gent, M.R.A, and Van den Boogaard, H.** (2004). *Neural network modeling of wave overtopping at coastal structures*. ASCE, proc. 29th ICCE, Lisbon, Portugal.
- ROM 0.5-90,** (1994). Recomendaciones para obras marítimas. Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias. Puertos del Estado, Madrid.
- ROM 0.1-00.,** (2001). Recomendaciones para obras marítimas ROM 0.0 procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias. Puertos del Estado, Salamanca.
- ROM 1.1,** (2006). Recomendaciones para obras marítimas. Obras de abrigo. Puertos del Estado, Madrid.
- Van der Meer, J.W.,** (1988a). *Rock slopes and gravel beaches under random wave attack*. PhD-thesis, Delft University of Technology.
- Van der Meer, J. W.,** (1988b). “*Stability of Cubes, Tetrapods and Accropode*”. Design of Breakwaters. Thomas Telford. Proceedings Breakwaters '88 Conference. Eastbourne.
- Van der Meer, J.W.** (1995) Conceptual design of rubble mound breakwaters. World Scientific. In: Advances in Coastal and Ocean Engineering, Volume 1. Ed. P.L.F. Liu, pp. 221-315
- Van der Meer, M.R.A. van Gent, B. Pozueta, H. Verhaeghe, G.-J. Steendam , J.R. Medina.** (2005) Applications of a neural network to predict wave overtopping at coastal structures. ICE, Coastlines, Structures and Breakwaters, London, pp. 259 – 268.



ANEXO I - CORRELACIÓN ENTRE NIVELES DEL RÍO (Estación Palermo) E INTENSIDAD Y DIRECCIÓN DEL VIENTO (Estación Aeroparque)

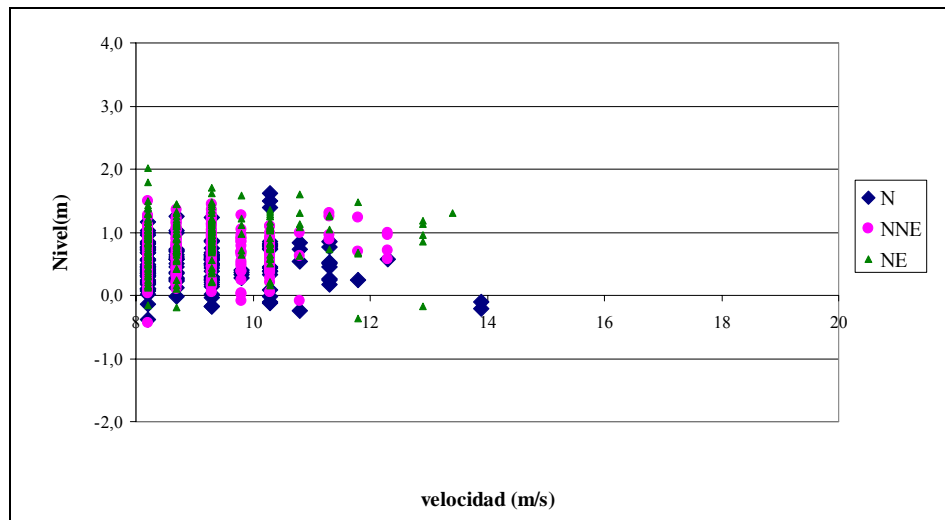


Figura A-1 Nivel del río en función de la Intensidad del viento. Período 1990 - 1999

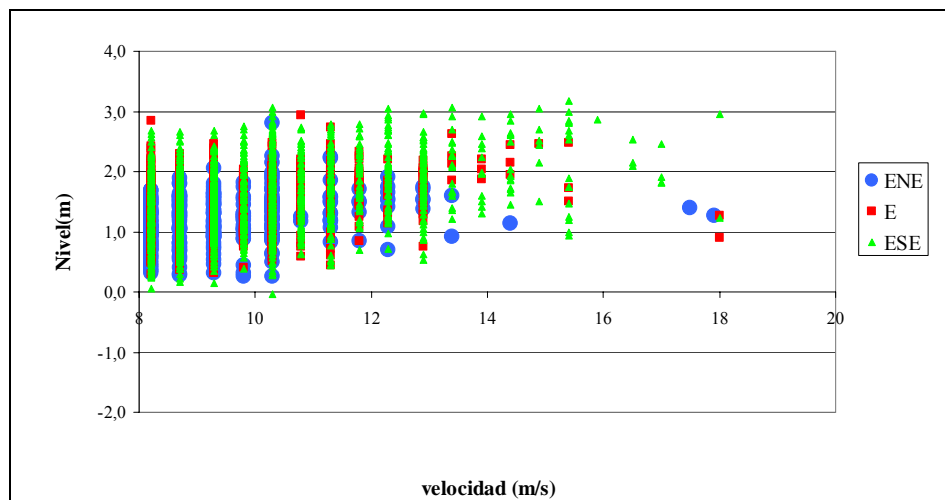


Figura A-2. Nivel del río en función de la Intensidad del viento. Período 1990 - 1999

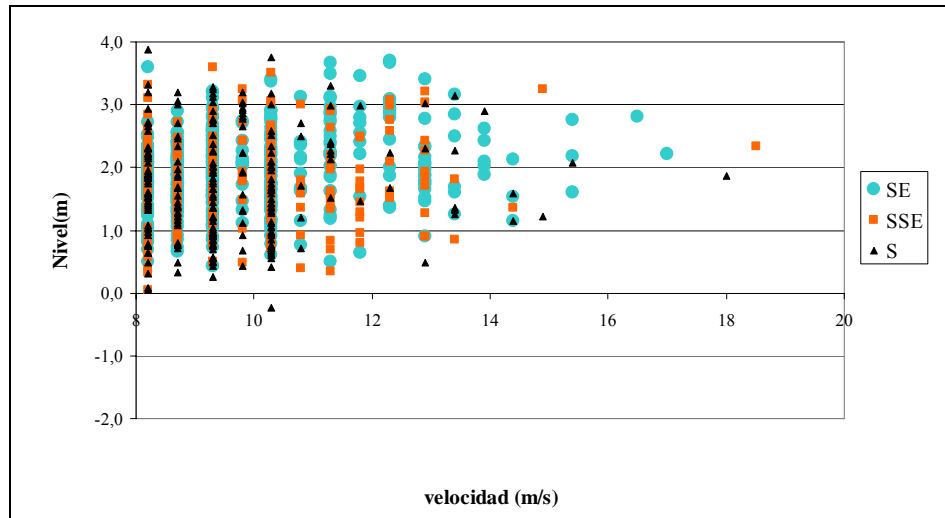


Figura A-3. Nivel del río en función de la Intensidad del viento. Período 1990 - 1999

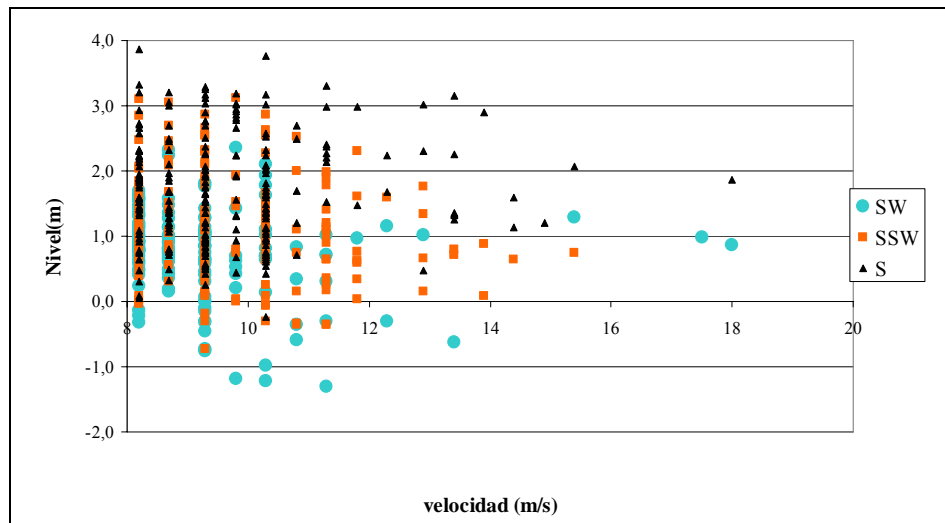


Figura A-4. Nivel del río en función de la Intensidad del viento. Período 1990 - 1999

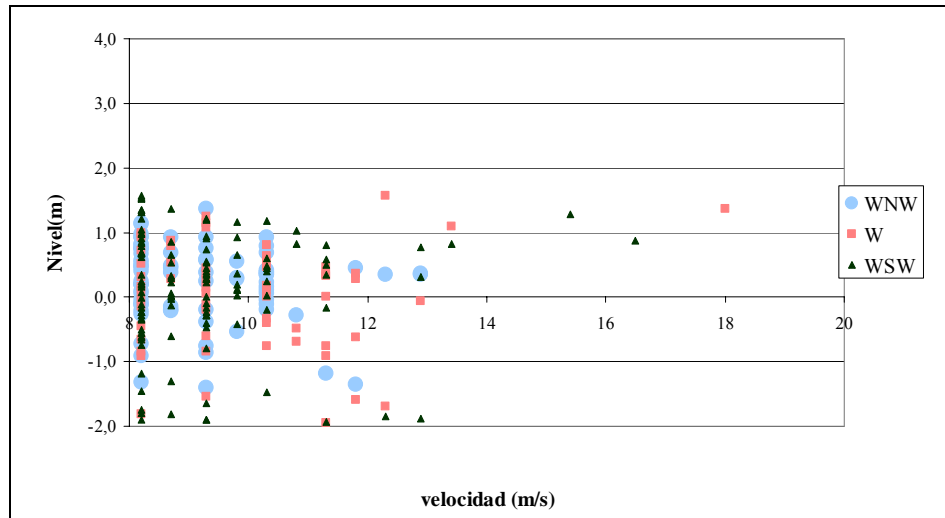


Figura A-5. Nivel del río en función de la Intensidad del viento. Período 1990 - 1999

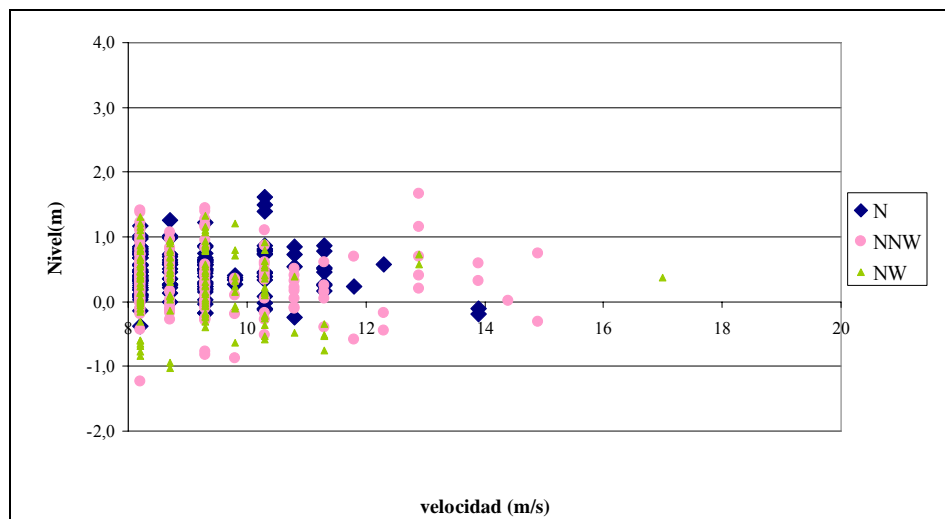


Figura A-6. Nivel del río en función de la Intensidad del viento. Período 1990 - 1999