
PUERTO DEPORTIVO EN EL ARROYO CUFRÉ

Proyecto de grado de Ingeniería Civil perfil Hidráulico Ambiental



Estudiantes

Ma. Soledad Bonner
Michelle Jackson
Santiago Narbondo

Tutores

Dr. Ing. Luis Teixeira
Dr. Ing. Sebastián Solari

JULIO 2017

Resumen ejecutivo

Boca del Cufré es un balneario situado al Suroeste del departamento de San José. El mismo limita con el Arroyo Cufré, el cual oficia de límite geográfico entre San José y Colonia y además tiene playas sobre el Río de la Plata. Aproximadamente 1 km aguas arriba de la desembocadura del arroyo sobre este balneario, se encuentra un muelle de 70 m, el cual presta servicio fundamentalmente a embarcaciones deportivas y actividades pesqueras de pequeño porte. Con el objetivo de mantener la desembocadura del arroyo estable, en el año 1994 se comenzó la construcción de un espigón en el margen Este de la desembocadura. En la actualidad la situación es que dicho espigón por sí solo no ha logrado estabilizar la desembocadura del arroyo limitando las posibilidades náutico-deportivas en Boca del Cufré.

Gran parte de los turistas que eligen Uruguay como destino, lo hacen con el fin de poder utilizar sus embarcaciones, siendo los ingresos por parte del turismo náutico-deportivo parte importante de los ingresos por turismo nacional. Por otra parte, en el tramo Juan Lacaze-Montevideo la oferta de puertos deportivos es nula. Esto convierte a la zona de la desembocadura del arroyo Cufré en un punto estratégico con potencial náutico-deportivo dado que además podría atraer usuarios provenientes de Buenos Aires. Debido a lo anterior resulta de interés diseñar un puerto deportivo que pueda prestar los servicios más adecuados para la utilización por parte de embarcaciones deportivas y pesqueras. Para esto es necesario diseñar las obras de estabilización que permitan el acceso al puerto de forma segura.

Se decide diseñar un puerto de 30 amarras para barcos de 40 pies de eslora, 4 metros de manga y 1,8 metros de calado. Se determinan 3 marinas flotantes de 5 amarras a cada lado de estos, dispuestos en dirección transversal al curso del arroyo, cuya longitud total es de 24 metros de largo y 2.4 metros de ancho. Las marinas son guiadas por pilotes de guiado cuya cota de coronamiento es de +6.12 m respecto al cero Wharton. La operatividad del puerto resulta en un 99% dada por su cota de fondo en la zona de atraque de -2.71 m respecto a la misma referencia.

Los canales interiores se definen con un ancho de 20 m y taludes laterales H:V 4:1, que acompañan el transcurso del arroyo. Los mismos presentan la misma cota de fondo que la zona de atraque, -2.71 m respecto del cero Wharton.

Para la obra de estabilización se determina construir dos espigones a ambos lados de la desembocadura del arroyo, con una orientación de 198° respecto al Norte. El espigón Este se lleva hasta la cota -0.3, implicando esto que el mismo tenga una longitud de 385 m. El espigón Oeste se lleva desde la cota +5.0 m hasta la cota +0.5 resultando en una longitud de 237 m. Ambos espigones presentan la misma sección, siendo su cota de coronamiento +5.0 m. La coraza se diseña con elementos de 0.64 m de diámetro medio y espesor 1.28 m. El filtro se diseña con elementos cuyo diámetro medio es 0.30 m y espesor 0.96 m. El núcleo se diseña con elementos cuyo diámetro medio es de 0.1 m y su cota de coronamiento es de +2.75 m. Todas las cotas referidas al cero Wharton.

El canal de acceso se define con un ancho de 24 m y taludes laterales H:V 4:1, que conserva la orientación de los espigones. La cota de fondo del canal es de -3.21 m respecto del cero Wharton. El mantenimiento necesario estimado para mantener el canal de acceso entre las escolleras en condiciones de servicio se estima en una necesidad de dragado de aproximadamente 9660 m³ cada 3 años para una altura de resguardo de aproximadamente 1,4 m. Hacia el final de la vida útil debería considerarse una menor frecuencia o mayor altura de resguardo.

Se estudió la respuesta de la línea de costa a la configuración de escolleras diseñadas a través de un modelo de una línea calibrado para la desembocadura del Arroyo Cufré. Esta respuesta se analizó suponiendo que todo lo que se draga del mantenimiento del canal se introduce en la zona erosionada. Se determinó que el avance de la línea de costa contra la escollera en un periodo de 25 años desde la actualidad no supera los 40 m. Respecto a la erosión al oeste del espigón de Colonia se concluye que la erosión en dicho periodo puede alcanzar los 58 m. Se analizaron casos de introducción de sedimento en la zona erosionada extraído de la zona de mayor acumulación determinándose que puede alcanzarse una disminución de la erosión importante dependiendo de cuanto sedimento se introduzca en la zona problemática.

Índice de Contenido

1	Introducción	1-11
2	Objetivo y alcance del Proyecto.....	2-13
3	Información disponible.....	3-14
3.1	Fotografías aéreas y satelitales.....	3-14
3.2	Oleaje	3-14
3.3	Nivel de mar	3-14
3.4	Viento	3-15
3.5	Batimetría	3-15
3.6	Información granulométrica	3-16
3.7	Información topográfica	3-16
3.8	Información pluviométrica	3-17
3.9	Datos de caudal	3-18
3.10	Información edafológica.....	3-19
4	Estudio y caracterización de los agentes.....	4-20
4.1	Oleaje	4-20
4.1.1	Calibración de datos de altura de ola	4-20
4.1.2	Caracterización del oleaje	4-23
4.1.3	Caracterización del régimen extremal	4-30
4.2	Nivel de mar	4-33
4.2.1	Calibración de datos de nivel del mar	4-33
4.2.2	Caracterización del Nivel del Mar	4-37
4.3	Viento	4-43
4.3.1	Vientos de reanálisis	4-43
4.3.2	Vientos medidos estación meteorológica Colonia.....	4-47
4.4	Datos pluviométricos.....	4-49
4.5	Escurremientos	4-50
4.5.1	Ajuste de la curva de gasto	4-53
5	Estudio del régimen fluvial	5-55
5.1	Caracterización hidrológica	5-55
5.1.1	Determinación de cuenca Arroyo Cufré	5-55
5.1.2	Determinación de parámetros hidrológicos	5-56
5.1.3	Modelación hidrológica.....	5-58
5.2	Modelación hidrodinámica	5-59
5.2.1	Representación de las características geomorfológicas del cauce	5-60

5.2.2	Calibración y validación del modelo	5-63
5.3	Corridas del modelo hidrodinámico	5-65
5.4	Modelación hidro-sedimentológica.....	5-68
6	Modelo de evolución de la línea de costa	6-71
6.1	Mecánica del oleaje.....	6-71
6.1.1	Propagación del oleaje.....	6-73
6.2	Transporte de sedimentos	6-75
6.2.1	Transporte litoral	6-75
6.2.2	Berma	6-77
6.2.3	Profundidad de Cierre.....	6-77
6.3	Modelo de una línea	6-78
6.4	Resolución numérica	6-82
6.4.1	Estabilidad numérica	6-83
6.5	Programación del modelo	6-84
6.5.1	Propagación del oleaje a la línea de rompiente.....	6-84
6.5.2	Avance de la línea de costa	6-86
6.6	Implementación del modelo a un caso de solución conocida	6-91
7	Análisis de la evolución de la línea de costa en los últimos 50 años..	7-96
8	Aplicación del modelo de una línea	8-107
8.1	Elección de la línea de base	8-108
8.2	Datos de oleaje	8-108
8.3	Tratamiento de imágenes y obtención de líneas de costa	8-109
8.4	Profundidad de cierre y altura de berma	8-114
8.5	Calibración y verificación del modelo	8-115
8.6	Análisis a futuro de la línea de costa	8-120
9	Aplicación de modelo 2D SWAN.....	9-129
9.1	Aspectos básicos de la modelación.....	9-129
9.2	Preparación de la información a ingresar	9-129
9.2.1	Batimetría.....	9-129
9.2.2	Condiciones de borde	9-133
9.2.3	Obstáculos	9-134
9.2.4	Clima marítimo	9-134
9.3	Evaluación de propagación de oleaje.....	9-134
10	Diseño de puerto deportivo en el Arroyo Cufre	10-142
10.1	Objetivo	10-142
10.2	Justificación	10-142

10.3	Condicionantes del diseño de la obra de atraque y amarre .	10-143
10.3.1	Tipología de la obra de atraque	10-144
10.3.2	Embarcaciones y flota de diseño	10-145
10.4	Tramificación. Carácter de la obra de atraque y amarre.	10-146
10.4.1	Fiabilidad de la obra de atraque y amarre	10-147
10.4.2	Operatividad de la obra de atraque y amarre.....	10-148
10.5	Canales interiores de navegación y maniobra	10-149
10.6	Dimensionado en alzado	10-151
10.6.1	Nivel de coronación de la obra de atraque	10-151
10.6.2	Calado del atraque y áreas de flotación.....	10-153
10.6.3	Sección del canal	10-154
10.7	Dimensionamiento en planta	10-155
10.7.1	Orientación	10-155
10.7.2	Alineaciones	10-156
10.7.3	Longitud total de la línea de atraque.....	10-156
10.7.4	Anchura	10-157
10.7.5	Canales de navegación	10-157
11	Carácter de las Obras de Estabilización y Canal de Acceso en la desembocadura del Arroyo Cufre	11-159
11.1	Objetivo	11-159
11.2	Justificación	11-159
11.3	Condicionantes del diseño de las obras de estabilización	11-159
11.3.1	Vientos	11-159
11.3.2	Clima marítimo	11-160
11.3.3	Medio físico	11-161
11.4	Carácter de la obra de estabilización	11-161
11.4.1	Fiabilidad de la obra de estabilización	11-161
11.4.2	Operatividad de la obra de estabilización.....	11-162
11.5	Carácter del canal de acceso	11-163
12	Dimensionamiento en planta de las Obras de Estabilización y Canal de Acceso	12-164
12.1	Condicionante del medio físico.....	12-164
12.2	Canal de acceso y distancias transversales entre tramos....	12-164
12.3	Longitudes propuestas para las obras de abrigo	12-165
12.3.1	Consideraciones previas al estudio de propagación	12-166
12.3.2	Resultados de la propagación	12-167

12.4	Análisis de alternativas	12-171
12.4.1	Necesidad de dragado.....	12-171
12.4.2	Costo aproximado de construcción	12-173
12.4.3	Determinación de la alternativa	12-176
12.5	Determinación de la operatividad.....	12-178
12.5.1	Parada operativa por exceso de intensidad de viento	12-178
12.5.2	Parada operativa por rotura de oleaje en zona no resguardada	12-178
12.6	Resumen de dimensiones en planta	12-185
13	Dimensionamiento en alzado de las Obres de Estabilización y Canal de Acceso	13-187
13.1	Elección de la tipología de las obras de estabilización	13-187
13.2	Diseño de la sección de las obras de estabilización	13-187
13.2.1	Cota de coronamiento de la obra de estabilización.....	13-188
13.2.2	Cálculo del overtopping.....	13-189
13.3	Dimensionamiento de enrocado	13-190
13.3.1	Estados de mar.....	13-190
13.3.2	Análisis de sensibilidad	13-196
13.3.3	Dimensionamiento de los elementos de la coraza	13-199
13.3.4	Dimensionamiento de los elementos del filtro	13-201
13.3.5	Dimensionamientos de los elementos del núcleo	13-201
13.4	Diseño de la berma de pie.....	13-201
13.5	Diseño del morro	13-202
13.6	Verificación de las dimensiones de diseño	13-202
13.6.1	Cálculo del overtopping.....	13-202
13.7	Criterios geotécnicos	13-203
13.8	Calado del canal de acceso.....	13-203
14	Análisis de la respuesta de la línea de costa y mantenimiento	14-205
14.1	Análisis de mitigación de la erosión	14-211
15	Bibliografía	15-215

Índice de Tablas

Tabla 3-1- Datos fotográficos disponibles.....	3-14
Tabla 3-2- Datos de nivel disponibles.	3-15
Tabla 3-3- Datos de viento disponibles.	3-15
Tabla 3-4- Batimetrías disponibles.	3-16
Tabla 3-5- Datos pluviométricos disponibles.....	3-17
Tabla 4-1- Estadísticos Hs. Unidades en metros.....	4-23
Tabla 4-2- Estadísticos de Tp. Unidades en segundos.	4-25
Tabla 4-3- Estadísticos de Dm. Unidades en grados.	4-27
Tabla 4-4- Latitud y Longitud de la boya virtual 12.	4-33
Tabla 4-5- Periodos de datos medidos y de reanálisis.	4-33
Tabla 4-6- Periodos utilizados para calcular curva de ajuste, para verificar intervalo con alta densidad de datos y para verificar intervalo con baja densidad de datos.....	4-34
Tabla 4-7- Error medio cuadrático y correlación de los datos pertenecientes a los utilizados para obtener la curva de ajuste y a los utilizados para verificar.	4-35
Tabla 4-8- Estadísticos de Nivel de Mar de reanálisis. Unidades en metros.	4-37
Tabla 4-9- Estadísticos de Nivel de Mar de Juan Lacaze. Unidades en metros.	4-40
Tabla 4-10- Valores del ajuste a GEV del Nivel de Mar respecto al Cero Wharton para diferentes periodos de retorno con su correspondiente intervalo de confianza.	4-43
Tabla 4-11- Estadísticos de intensidad de vientos de reanálisis. Unidades en m/s.....	4-43
Tabla 4-12- Estadísticos de viento la intensidad de vientos medidos en la estación meteorológica Colonia. Unidades en m/s.	4-47
Tabla 4-13- Valores estimados de caudal para períodos de retorno dado. .	4-52
Tabla 4-14- Valores de los ajuste de los tres períodos diferenciados. Escalas bajas y medias.	4-53
Tabla 4-15- Valores de la curva de aforo para los tramos altos de la sección de aforo.	4-53
Tabla 5-1- Parámetros hidrológicos y físicos de la cuenca	5-58
Tabla 5-2- Caudales para diferentes períodos de retorno	5-59
Tabla 5-3- Resultados calibración	5-64
Tabla 6-1-Valores de A según el tamaño de sedimento. Extraído de "Coastal processes and Engenieering aplications" (Darlymple, 2004).	6-91
Tabla 6-2-Condiciones de entrada al modelo numérico.	6-92

Tabla 6-3-Condiciones de entrada al modelo numérico.	6-94
Tabla 7-1-Avances y retrocesos de la línea de costa en 4 puntos medidos a partir de la correspondiente al año 1966.....	7-102
Tabla 7-2-Avance de la línea de costa al este de la escollera.	7-102
Tabla 7-3-Transporte bruto y transporte neto correspondiente al periodo entre 1980 y 2010 en 4 puntos a lo largo de la costa.	7-103
Tabla 7-4- K estimados para diferentes períodos de tiempo a partir de imágenes georreferenciadas y cálculo de caudal neto entrante al volumen de control.	7-104
Tabla 7-5-Diferencias entre caudales calculados mediante diferentes métodos para cada período de tiempo.	7-105
Tabla 8-1: Alturas de berma correspondientes a cada cuantil.	8-115
Tabla 8-2-RMSE entre resultado del modelo y líneas de costa reales en 1996 y 2005 para diferentes valores de K.	8-116
Tabla 8-3-RMSE entre resultados del modelo y líneas de costa reales para 2011 y 2013.	8-117
Tabla 8-4-Sedimento acumulado al Este de la escollera y en el canal de navegación y tasa de sedimento acumulado anualmente.	8-122
Tabla 8-5- Avance de la línea de costa contra la escollera este y retroceso máximo al oeste respecto a la condición inicial	8-122
Tabla 9-1- Datos previos a la propagación de estados de mar en rotura. Propagados con SWAN hacia la costa, observar dirección.....	9-141
Tabla 10-1- Dimensiones de embarcaciones a motor y vela con máxima eslora de 12 m (ROM 3.1-99, Tabla 3.1)	10-145
Tabla 10-2- Carácter general de la obra de atraque y amarre.....	10-147
Tabla 10-3: Carácter operativo de la Obra de atraque y amarre.	10-148
Tabla 10-4- Valores umbrales límite de los agentes para la definición de modos de parada en la obra de atraque y amarre (ROM 2.0-11, Tabla 3.2.1.3).....	10-149
Tabla 10-5- Vida útil recomendada para canales de navegación (ROM 3.1-99, Tabla 2.1.).....	10-150
Tabla 10-6- Valores máximos admisibles de iniciación de averías y de destrucción total en los canales de navegación (ROM 3.1-99, Tabla 2.2.).	10-150
Tabla 10-7- Combinaciones de eventos independientes con período de retorno conjunto iguala 238 años.....	10-152
Tabla 11-1- Carácter general de la obra de estabilización.	11-162
Tabla 11-2- Carácter operativo de las obras de estabilización.	11-162
Tabla 11-3- Valores umbrales límite para los vientos para la definición de modos de parada en el canal de acceso (ROM 2.0-11, Tabla 3.2.1.3)	11-163

Tabla 12-1: Operatividades del total de combinaciones posibles entre las longitudes alcanzadas por cada espigón.....	12-168
Tabla 12-2- Longitudes y cotas finales de cada alternativa.....	12-172
Tabla 12-3- Frecuencia de dragado, altura de sobredragado y valor neto actual de dragado para 25 años.....	12-173
Tabla 12-4- Coeficientes para estimación de la porosidad extraídos de Rock Manual (2009).	12-175
Tabla 12-5- Porosidad estimada a partir de coeficientes para estimación de porosidad.	12-175
Tabla 12-6- Precios estimativos considerados en el análisis económico, extraído de diversas fuentes: obras, canteras y empresas rentadoras de maquinaria de construcción.....	12-176
Tabla 12-7- Costo estimado de maquinaria, materiales y construcción total para cada alternativa.	12-176
Tabla 12-8- Costo total estimado considerado en el análisis económico. .	12-177
Tabla 13-1- Clima marítimo para el diseño.....	13-193
Tabla 13-2- Resultados para los elementos de la coraza.	13-199
Tabla 13-3- Relaciones entre peso de elementos y graduación por capa. Fuente Coastal Engineering Manual.	13-200
Tabla 14-1-Sobredragado necesario para diferentes frecuencias de dragado suponiendo tasa de acumulación anual media.	14-207
Tabla 14-2-Sedimento acumulado al Este de la escollera, avance de la línea de costa contra la escollera Este y retroceso máximo de la zona erosionada respecto a la condición inicial.	14-207
Tabla 14-3- Avance de la línea de costa contra escollera Este y retroceso máximo al Oeste de la escollera para diferentes casos de introducción de sedimento a la zona erosionada.....	14-212

1 Introducción

El arroyo Cufré oficia como límite geográfico entre los departamentos de San José y Colonia, siendo la zona de su desembocadura un potencial polo turístico a escala local-departamental. En el tramo inferior del arroyo Cufré, aproximadamente un kilómetro aguas arriba de su desembocadura, existe un muelle de 70 m, en el balneario Boca de Cufré, el cual presta servicio fundamentalmente a embarcaciones deportivas y pesqueras de pequeño porte.

Con el objetivo de mantener la desembocadura del arroyo estable, en el año 1994 se comenzó la construcción de un espigón en el margen izquierdo de la desembocadura. En la actualidad la situación es que dicho espigón por sí solo no ha logrado estabilizar la desembocadura del arroyo limitando las posibilidades náutico-deportivas en Boca del Cufré. A su vez, el espigón ha propiciado un avance de la línea de costa del lado Este (departamento de San José) y un retroceso al Oeste (departamento de Colonia), lo que ha dado lugar a ciertos conflictos que se mantienen hasta la actualidad y dieron lugar a que la Dirección Nacional de Hidrografía (DNH) esté trabajando en el desmantelamiento parcial del espigón.

Gran parte de los turistas que eligen Uruguay como destino de vacaciones, optan por pasarlas sobre embarcaciones. Según datos de la DNH, el turismo náutico en Uruguay viene creciendo, mientras que en 2002 se ocuparon 86.927 amarras en todo el país, en el 2011 se ocuparon 182.417, cifras que muestran un importante crecimiento. Más allá de que las importantes inversiones que deben hacerse a razón del turismo náutico no se recuperan con las amarras, el puerto deportivo genera un entorno económico que lo vuelve redituable.

Por otro lado, además del potencial turístico local de la zona, se agrega el hecho de que en el tramo Juan Lacaze-Montevideo la oferta de puertos deportivos es nula. Esto convierte a la zona de la desembocadura del arroyo Cufré en un punto estratégico con potencial náutico-deportivo dado que además podría atraer usuarios provenientes de Buenos Aires, donde la actividad náutica recreacional tiene un peso de importancia, debido a que la ubicación de la desembocadura del arroyo es equidistante a las capitales de Argentina y Uruguay.

En este marco se propuso el presente como proyecto de final de grado de la carrera Ingeniería Civil con perfil Hidráulico Ambiental.

El presente documento se estructura en cuatro bloques principales. Un primer bloque donde se caracterizan los diferentes agentes que afectan la zona de estudio y se acondiciona la información que se utiliza para desarrollar los otros dos siguientes.

El segundo bloque se centra en básicamente tres modelaciones. La primera modelación se enfoca en la hidrodinámica del arroyo y su zona estuarina procurando simular los agentes que condicionan el diseño de la obra de atraque y sus áreas de navegación y flotación. A su vez se modela el

comportamiento hidrosedimentológico de arroyo buscando cuantificar su incidencia sobre la dinámica costera. La segunda busca representar la dinámica de la costa del Río de la Plata en la zona de la desembocadura donde se introduce el concepto del modelo de una línea y se desarrolla la resolución numérica del mismo. Paralelamente agrega un análisis de la dinámica de la zona en los últimos años mediante imágenes aéreas georreferenciadas. Por último se modela la propagación de diferentes estados de mar hacia la costa tanto para el diseño de las estructuras como también para determinar el carácter operativo del acceso a la marina.

El tercer bloque se centra en la identificación y diseño de los tramos necesarios para la proyección del puerto deportivo en cuestión, donde sus principales tramos son la obra de atraque, los canales de navegación y las obras de estabilización de la desembocadura, para este último se realiza un estudio en profundidad sobre las alternativas, discutiendo el aspecto económico y funcional de las mismas.

Como último bloque se presenta la aplicación del modelo de una línea calibrado para la zona de estudio, y la respuesta de la línea de costa ante la obra de estabilización diseñada.

2 Objetivo y alcance del Proyecto

El objetivo del presente proyecto será diseñar un puerto deportivo de pequeñas dimensiones en el balneario Boca del Cufré, incluyendo en el diseño las obras requeridas para estabilizar la desembocadura del arroyo, teniendo en cuenta el desmantelamiento parcial de la estructura existente que se prevé realizará la DNH.

Son planteados entonces dos temas centrales dentro del objetivo final del proyecto. Por un lado la construcción de la marina propiamente dicha, aguas arriba de la desembocadura del arroyo, en base a una flota suministrada, y la obra de estabilización correspondiente en la desembocadura del arroyo. Por otro lado, el estudio de la evolución de la zona costera, que se realizara mediante un modelo de una línea. Dicho modelo se desarrollará, implementará y finalmente se calibrará para la zona de estudio. Los resultados de la modelación tendrán incidencia en la propuesta de diseño de las obras de estabilización.

A tales efectos, se requiere el estudio del clima marítimo y fluvial en la zona, amén de caracterizar los agentes de influencia en la zona de estudio. Por otra parte se implementa un modelo de propagación de oleaje.

A su vez, se realizará un análisis de respuesta del arroyo mediante modelación hidrodinámica, así como un análisis de la respuesta de la línea de costa y el estudio de las tasas de sedimentación y mantenimientos requeridos para mantener el acceso a la marina.

Se prevé como alcance del proyecto que no se realicen diseños estructurales de las obras de atraque, las cuales se diseñarán solamente desde el punto de vista hidráulico. Se diseñarán los canales de navegación y áreas de flotación correspondientes. Las obras de estabilización se diseñarán a nivel de detalle.

No se prevé realizar estudio de impacto ambiental a escala total; únicamente se analizará la respuesta del arroyo y de la línea de costa a las obras desde el punto de vista hidráulico y morfológico.

La flota de diseño será definida de antemano, no requiriéndose de esta manera estudios sobre el tópico, tanto desde el punto de vista de frecuencia de llegada como económica. Por otra parte no se realizarán estudios sobre costos o impactos económicos que implique la obra.

3 Información disponible

El presente capítulo busca resumir la información utilizada en el proyecto.

3.1 Fotografías aéreas y satelitales

Se cuenta con imágenes satelitales (Google Earth) y fotografías aéreas, de los vuelos realizados por el Servicio Geográfico Militar (SGM), de la zona de la desembocadura del arroyo para distintos periodos de tiempo que se presentan en la Tabla 3-1. Además se obtuvieron fotografías aéreas particulares actuales que permiten tener una referencia del estado actual tanto de la zona costera como de las posibles zonas de construcción de la marina.

Fuente	Cantidad	Fechas
SGM	7	5/1/1981-12/11/1996 1966-2005-2011
Google Earth	2	21/1/2013-5/3/2013
Particulares	15	21/8/2016

Tabla 3-1- Datos fotográficos disponibles.

Tanto para las fotografías de los vuelos del SGM como para las imágenes satelitales se realizó un procesamiento de georreferenciación con un Sistema de Información Geográfica (GIS por sus siglas en inglés) con el objetivo de poder utilizarlas para evaluar la evolución temporal de la línea de costa y luego caracterizar y cuantificar el transporte litoral en la zona de estudio en los últimos 50 años.

3.2 Oleaje

Se tiene información de oleaje de dos fuentes, a partir de datos del reanálisis de oleaje URU-WAVE (ver Alonso et.al. 2015) en un punto cercano a la desembocadura del arroyo Cufre de latitud -34,4833 y longitud -57,1500, y datos medidos de forma remota por diferentes satélites en distintos lapsos en el entorno del punto definido anteriormente. Estos últimos fueron obtenidos de la base de datos del proyecto Globwave (ver www.globwave.org). Los datos de reanálisis de URU-WAVE fueron generados, en el Instituto Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), utilizando el modelo WAVEWATCH III v3.14, forzado con campos de vientos obtenidos del reanálisis atmosférico CFSR (Climate Forecast System Reanalysis) realizado por el Centro Nacional de Predicciones Ambientales de Estados Unidos (NCEP) por sus siglas en inglés.

Los datos de URU-WAVE abarcan un periodo de 30 años (1980-2010) y paso temporal de tres horas. Estos datos deben ser calibrados con los datos satelitales como se detalla más adelante en la Calibración de datos de altura de ola. De esta manera se obtiene una serie sin faltantes y de paso temporal constante.

3.3 Nivel de mar

En cuanto a la información de nivel del Río de la Plata, se cuenta con datos de la estación más cercana de DINAGUA, Juan Lacaze, y con datos de

reanálisis numérico realizado por el IMFIA. Para los datos de DINAGUA se cuenta con una serie de 36 años de registro con diferentes frecuencias de muestreo y periodos faltantes, mientras que para los datos de reanálisis se tiene una serie de 22 años con frecuencia horaria y sin faltantes, la Tabla 3-2 muestra los periodos crudos disponibles.

Datos	Periodo
Reanálisis	01/01/1993-31/03/2015
DINAGUA	26/10/1978-16/01/2014

Tabla 3-2- Datos de nivel disponibles.

Como en el caso de los datos de oleaje se calibran los datos de reanálisis en base a los datos de DINAGUA de manera de tener una serie confiable, sin datos faltantes y de frecuencia constante a lo largo de todo el periodo para poder utilizarla como condición de borde en los modelos que se requiera. La calibración se detalla en el capítulo Calibración de datos de nivel del mar.

3.4 Viento

Los datos de viento se obtienen de dos fuentes, de la estación meteorológica más cercana, Colonia, perteneciente al Instituto Nacional de Meteorología (INUMET), y datos obtenidos del reanálisis atmosférico CFSR (Climate Forecast System Reanalysis) realizado por el Centro Nacional de Predicciones Ambientales de Estados Unidos (NCEP) en el punto más cercano a la zona de estudio de la grilla del CFSR.

La serie obtenida de reanálisis tiene 31 años de datos con una frecuencia de 4 datos diarios, mientras que la estación Colonia tiene 15 años de datos en lapsos discontinuos entre 1979 y 2006 y dependiendo el periodo se tienen 3, 2 o 1 medida diaria, ver Tabla 3-3.

Datos	Periodo	Medidas diarias
Reanálisis	1979-2010	4
INUMET	1979-1984;1996-2006	4,2,1

Tabla 3-3- Datos de viento disponibles.

3.5 Batimetría

Se cuenta con diversos relevamientos batimétricos, en formato digital y en papel, abarcando el periodo 1993-2014, los detalles se presentan en la Tabla 3-4. Dichos relevamientos se realizaron por diferentes convenios entre Facultad de Ingeniería representada por el IMFIA y Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), a través de la Dirección Nacional de Hidrografía (DNH).

Fecha	Formato	Observaciones
Mayo 1991	Papel	Previo a construcción del espigón
Agosto 1993	Papel	Previo a construcción del espigón
Mayo 1996	Digital	Posterior a construcción del espigón
Junio 1996	Papel	Posterior a construcción del espigón
Enero 1999	Digital	Posterior a construcción del espigón
Marzo 2004	Digital	Posterior a construcción del espigón
Octubre 2014	Digital	Relevamiento de vías navegables

Tabla 3-4- Batimetrías disponibles.

3.6 Información granulométrica

Se cuenta con información sobre la granulometría del material en la zona de interés a partir de información obtenida de los convenios mencionados en el apartado anterior.

De dicha información se extrae un que el diámetro medio representativo del sedimento en la zona de la costa es de 0.2 milímetros y para la zona del arroyo es de 0.7 milímetros.

3.7 Información topográfica

Se obtuvo información topográfica de varias fuentes, por un lado de las curvas de nivel cada 10 metros digitalizadas a partir las curvas del Servicio Geográfico Militar escala 1:50.000. También se utilizan los Modelos Digitales de Terreno (MDTs) del Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) de la NASA y del elaborado por la Dirección General de Recursos Naturales Renovables (RENARE). Toda esta información, presentada en las Figura 3-1 y Figura 3-2, es pública y está disponible en internet en las páginas de Infraestructura de Datos Espaciales (IDE, ver www.ide.uy), SRTM (<http://www2.jpl.nasa.gov/srtm/> <http://srtm.csi.cgiar.org/>) y RENARE (<http://www.cebra.com.uy/renare/>) respectivamente.

El MDT del SRTM, que fue corregido por el Consorcio para Información Espacial del CGIAR (Jarvis, 2008), está constituido por celdas de 90x90 metros y los valores de elevaciones de terreno no están referidos a ninguna de los planos de referencia utilizadas en Uruguay (Cero Wharton o Cero Oficial).

El MDT del RENARE fue realizado en base a las curvas topográficas 1:50.000 del Servicio Geográfico Militar, dicho MDT consta de una resolución espacial de 30x30 metros y fue corregido para que las depresiones del terreno coincidan con los cursos de agua. Al estar basado en las curvas del SGM las cotas están referidas al cero oficial.

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufré

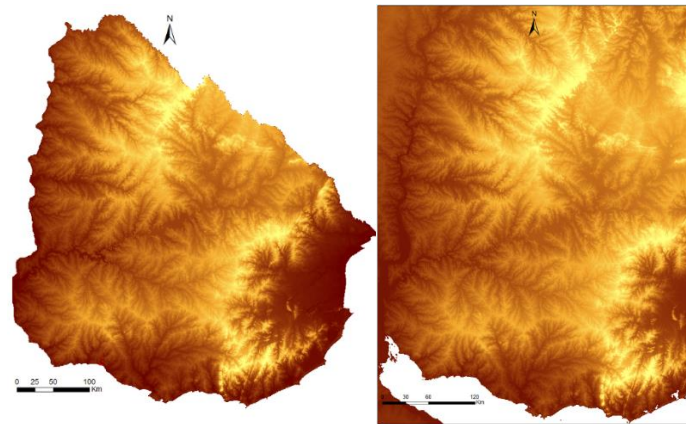


Figura 3-1- Izquierda MDT RENARE, derecha MDT SRTM.

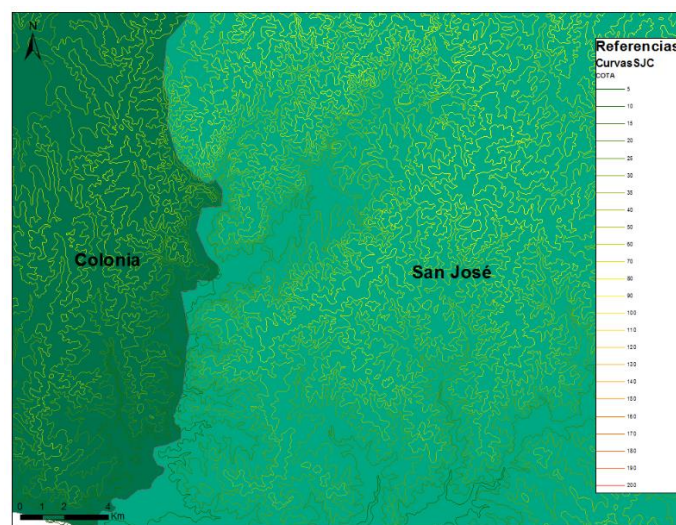


Figura 3-2- Curvas de nivel cada 10 metros para los departamentos de Colonia y San José.

3.8 Información pluviométrica

Se cuenta con información de 5 pluviómetros de la red pluviométrica del INUMET que se encuentran dentro de los departamentos de San José y Colonia y podrían ser de influencia en la cuenca de aporte. Esto se determinará más adelante en la sección Datos pluviométricos. Las series de precipitación para estos pluviómetros abarca, en todos los casos exceptuando uno, un periodo de 30 años, los detalles se presentan en la Tabla 3-5.

En la Figura 3-3 se muestran todos los pluviómetros que podrían influir sobre la cuenca y que se cuenta con datos. Se utilizará información únicamente de los pluviómetros de influencia en la cuenca

Pluviómetro	Nombre	Periodo de datos
2706	Juan Soler	1981-2000,2009-2010
2704	Ecilda Paullier	1981-2010
2702	Nueva Helvecia	1981-2010
2662	Cufré	1981-2010
2621	Manuel Artigas/Mal Abrigo	1981-2010

Tabla 3-5- Datos pluviométricos disponibles.

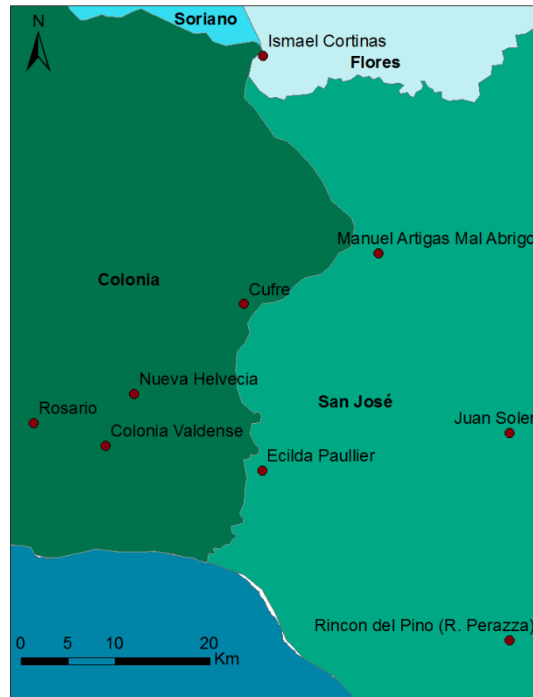


Figura 3-3- Pluviómetros de influencia de la zona de estudio.

3.9 Datos de caudal

Se obtuvo información de caudal a partir de niveles medidos en la estación hidrométrica número 192.0, Figura 3-4, perteneciente a la red de estaciones de la Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA). Además de los niveles medidos se tienen datos de diferentes campañas de aforo realizadas por DINAGUA con las cuales se construye la curva de aforo y se obtienen los caudales.

Se tiene una serie de 20 años de niveles diarios, obtenidos como el promedio de 3 o 2 medidas en el día, dependiendo de la disponibilidad, con esto se tiene una respectiva serie de 20 años (1992-2011) de caudal con algunos periodos faltantes.

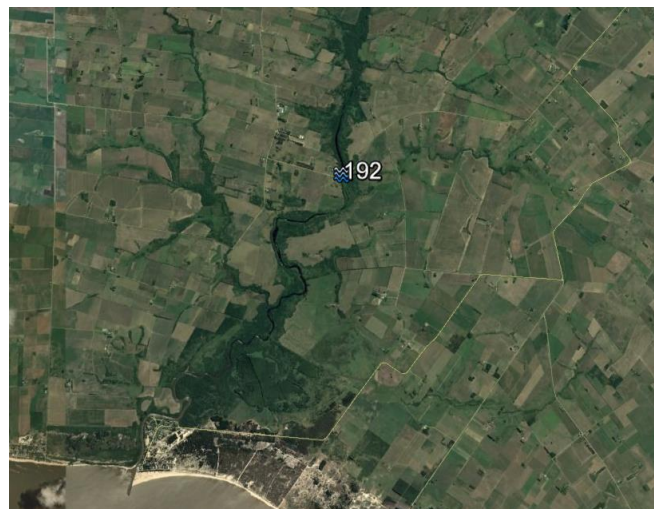


Figura 3-4- Ubicación de la estación hidrométrica 192.0 de DINAGUA.

3.10 Información edafológica

En cuanto a la información edafológica se tiene el mapa CONEAT a escala 1:40.000 del Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca (MGAP), y a partir del mismo se calcula el Agua Disponible (AD), la capacidad de campo, el punto de marchitez permanente y porosidad eficaz del suelo para cualquier zona del Uruguay. Los valores de estos parámetros para las unidades de suelos CONEAT son estimados en función de contenidos porcentuales de arena, limo, arcilla y materia orgánica presentes en cada unidad de suelo (Molfino, 2009, Fernández, 1979 y Silva et al., 1988).

También se cuenta con el mapa de Usos de Suelo y de Unidades de Suelo escala 1:1.000.000 del RENARE.

Toda esta información se manipula y procesa en un Sistema de Información Geográfica.

4 Estudio y caracterización de los agentes

En este capítulo se busca caracterizar y calibrar, en los casos que haga falta, los agentes de importancia tanto para el estudio de la evolución de la línea de costa en la zona como para el diseño del puerto en el arroyo. De esta manera se tienen datos fiables de las variables que afectan al proyecto.

4.1 Oleaje

Para el caso del oleaje se considera calibrar los datos de altura de ola significativa ya que para la serie medida de forma remota los datos no son constantes en el tiempo y no son muestreados en el mismo lugar por cada ciclo. Por otra parte los datos crudos deben ser corregidos con datos medidos, ya que no son lo suficientemente fiables. Se describe la calibración a continuación.

4.1.1 Calibración de datos de altura de ola

Se presenta la calibración de los datos de altura significativa de oleaje obtenidos por el modelo URUWAVE en el punto cercano a la desembocadura del arroyo Cufré de latitud -34,4833 y longitud -57,1500. La misma se realiza mediante una calibración puntual paramétrica, utilizando datos medidos de forma remota en el entorno del punto descrito anteriormente. La calibración por cuantiles consiste en graficar ciertos cuantiles seleccionados de la serie medida en función de los mismos cuantiles de la serie modelada, y buscar la curva que mejor se ajusta a los mismos. Luego con esta curva se corrigen todos los datos de la serie modelada. Se utilizan los datos satelitales más cercanos a la costa en la zona de estudio y se obtiene la altura de ola significativa en los nodos de la grilla de cálculo del modelo URUWAVE más cercanos, espacial y temporalmente, a los datos satelitales. En la Figura 4-1 se muestran todos los puntos donde se tienen datos satelitales y en la Figura 4-2 se muestran los datos utilizados para calibrar.

Al ajustar la curva a los cuantiles, se llega a 2 funciones paramétricas diferentes para ajustar:

$$f(x) = \begin{cases} -2.45x^6 + 12.44x^5 - 24.82x^4 + 24.57x^3 - 12.17x^2 + 3.3x + 0.019, & x < 1.6 \\ 0.973x^{0.964}, & x \geq 1.6 \end{cases}$$

En la Figura 4-3 se muestran las funciones ajustadas a los cuantiles.

Para verificar la calibración se calcula el error cuadrático medio (RMSE) obteniéndose para el mismo 38 cm, mientras que para los datos sin calibrar se tenía un RMSE de 42 cm. Luego se realiza el gráfico de cuantiles de altura significativa medida contra los cuantiles de altura significativa modelada calibrada (Figura 4-4). El ajuste es de peor calidad para los valores de altura significativa más altos, pero dado que los valores de altura significativa en el punto en el cual se quieren calibrar no pasan los dos metros aproximadamente, esto no presenta un problema relevante.

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufré

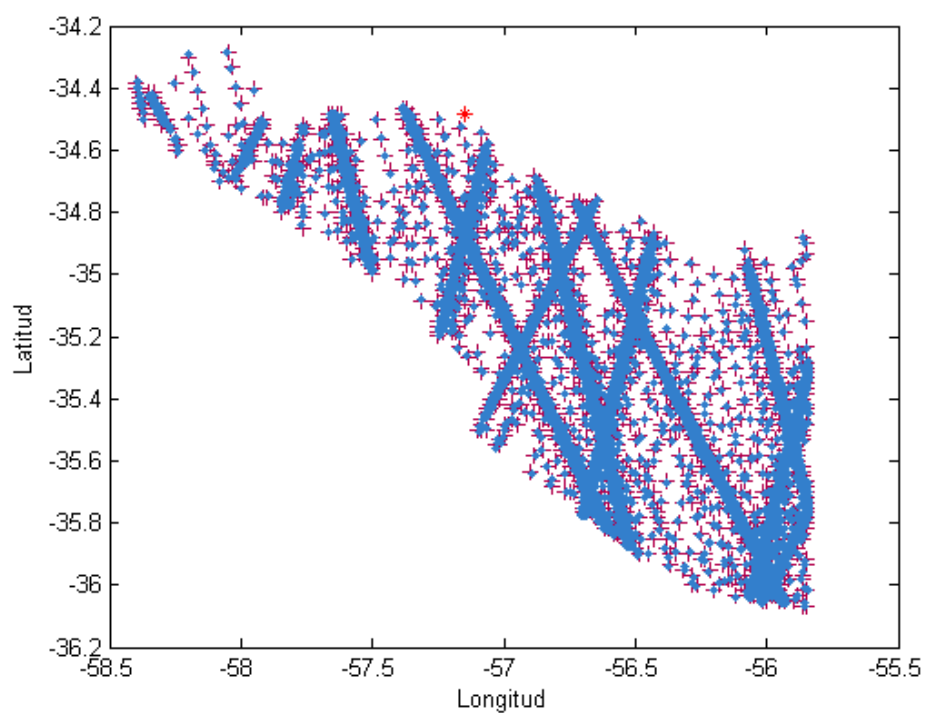


Figura 4-1- Datos satelitales (azul) y modelados (celeste).

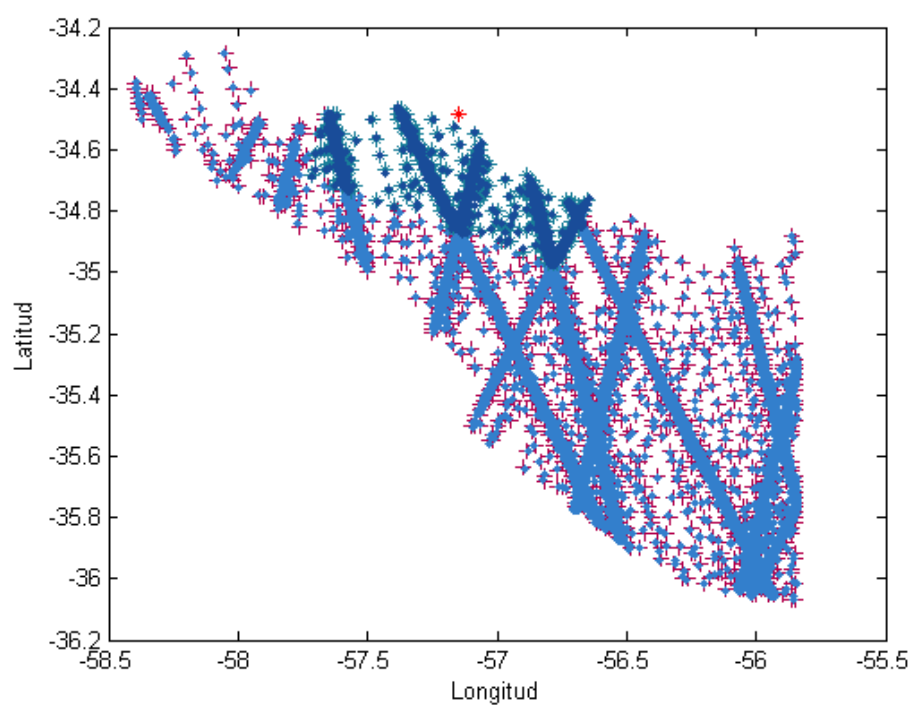


Figura 4-2- Datos utilizados para calibrar datos de oleaje.

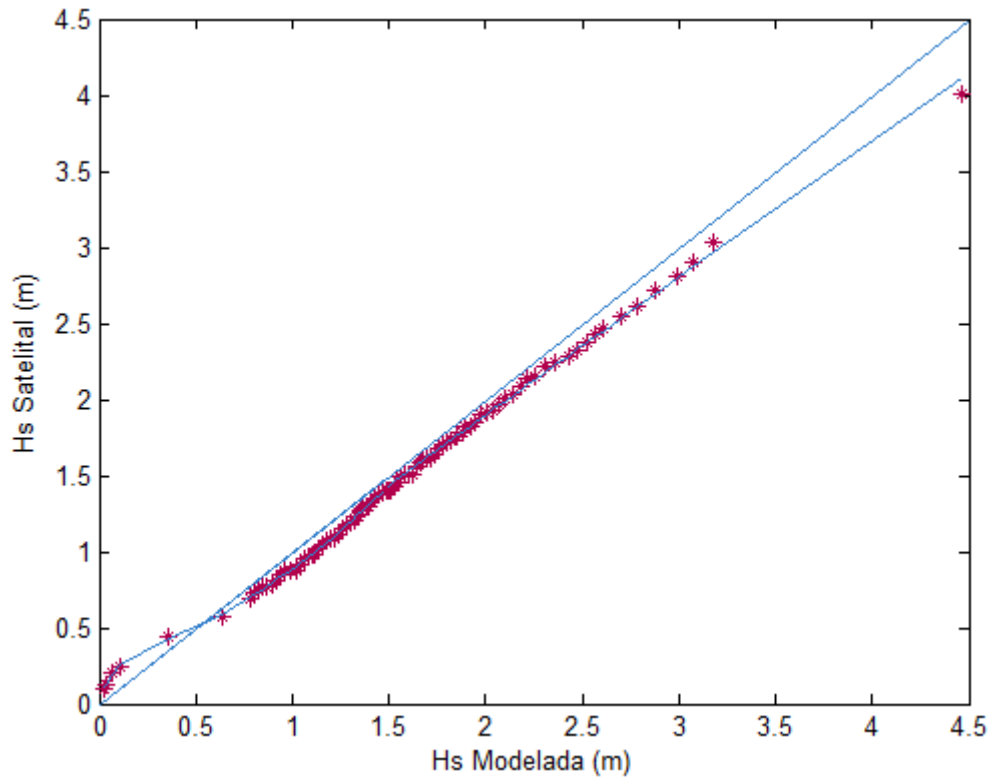


Figura 4-3- Cuantiles de datos medidos satelitalmente contra cuantiles de datos modelados sin ajustar con función de ajuste en azul.

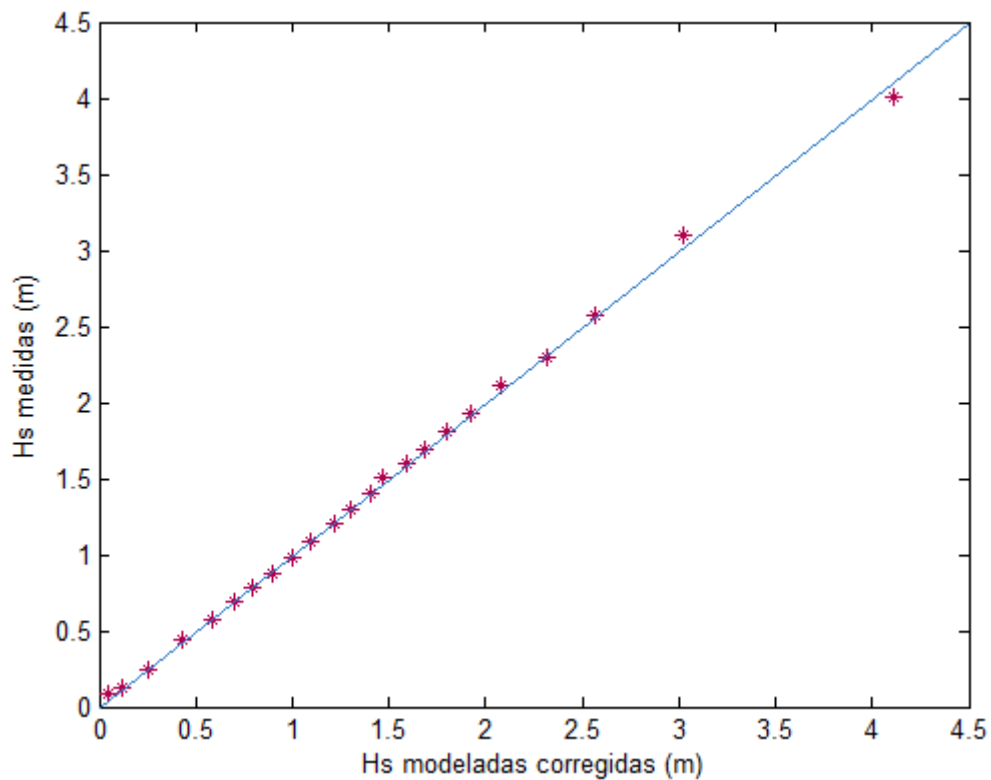


Figura 4-4- Cuantiles de datos medidos satelitalmente contra cuantiles de datos modelados calibrados.

De esta manera se tienen datos de H_s calibrados.

4.1.2 Caracterización del oleaje

Usando los datos de oleaje calibrados se realiza una caracterización del régimen medio, trabajando con las variables altura significativa, período pico y dirección media del oleaje (Hs, Tp, Dm respectivamente), así como también analizando los pares altura-período (Hs-Tp) y altura-dirección (Hs-Dm).

Para la caracterización de las variables se graficaron los datos cronológicamente y se estudiaron sus estadísticos más importantes. La información es del período comprendido entre los años 1980 – 2010.

4.1.2.1 Altura significativa – Hs

Para la altura significativa los estadísticos más relevantes se presentan en la Tabla 4-1.

Mínimo	Máximo	Media	Mediana	Desv Estándar
0.02	1.55	0.27	0.20	0.18

Tabla 4-1- Estadísticos Hs. Unidades en metros.

De la Figura 4-5 a la Figura 4-7 se reúne el comportamiento temporal de la información, y la representación estadística básica de los datos. En el histograma puede verse claramente que los rangos de alturas con mayor frecuencia se encuentran entre los 10 y 20 centímetros.

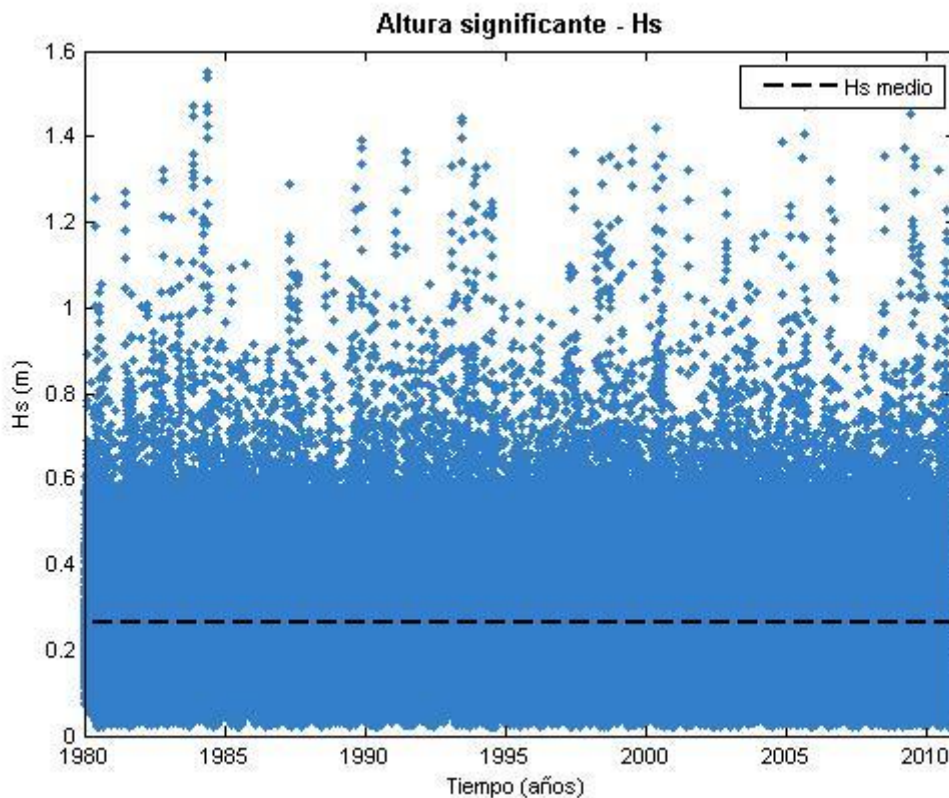


Figura 4-5- Representación cronológica de la altura significativa.

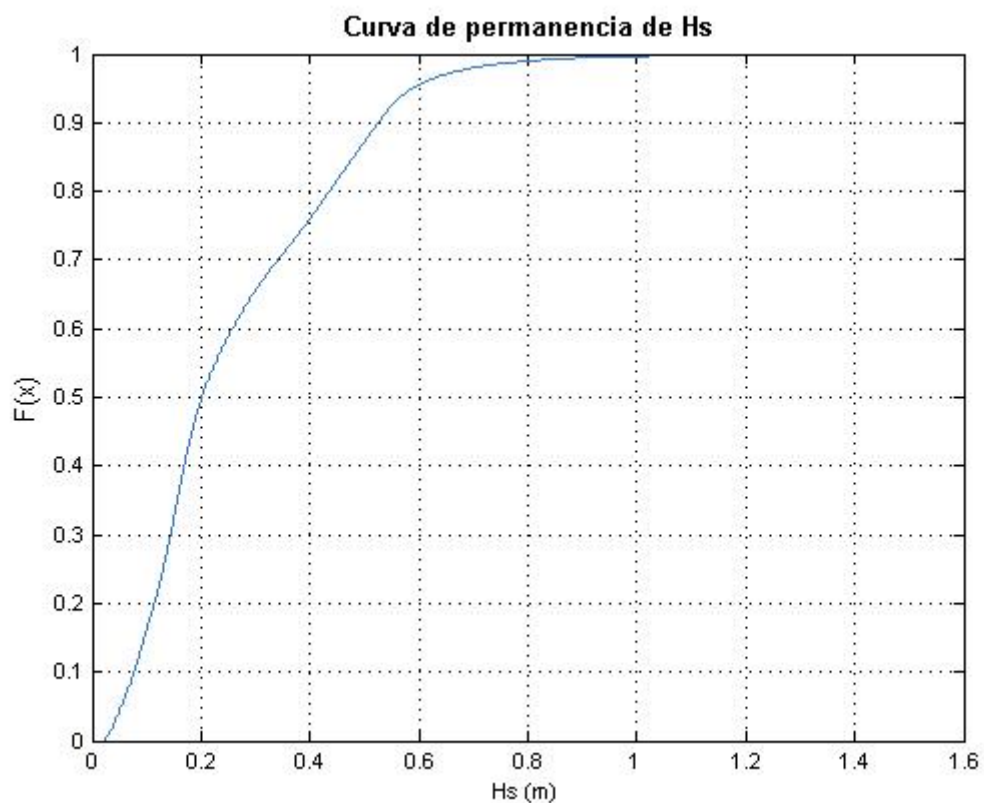


Figura 4-6- Curva de frecuencia de la altura significativa.

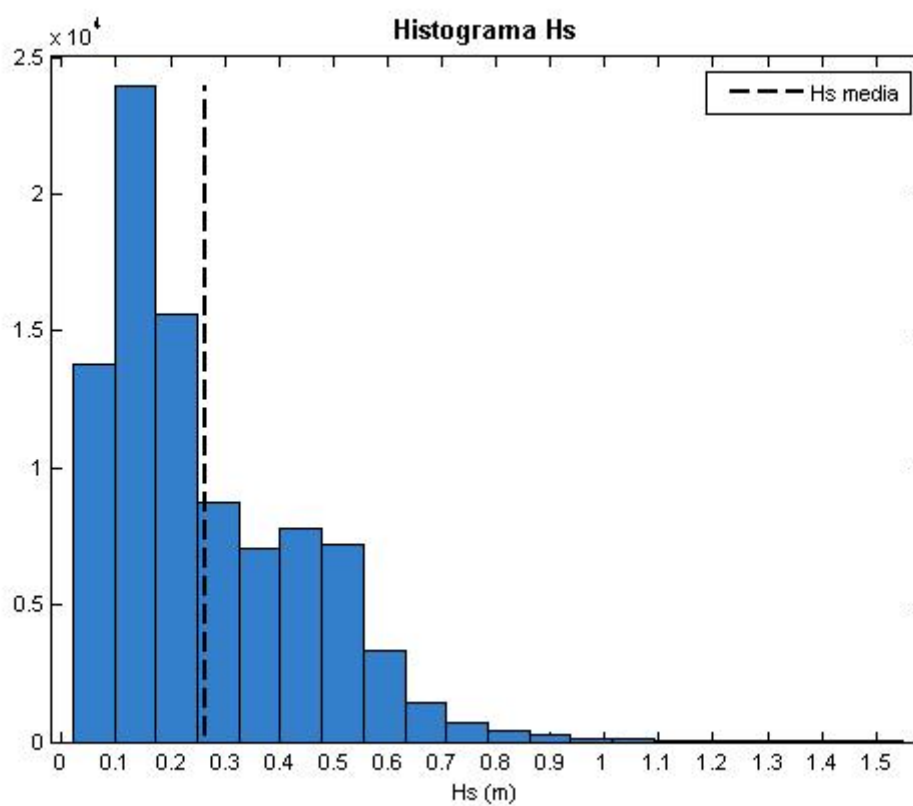


Figura 4-7- Histograma de altura significativa. Veinte clases.

4.1.2.2 Período pico - T_p

Para el período pico los estadísticos que se obtuvieron se resumen en la Tabla 4-2.

Mínimo	Máximo	Media	Mediana	Desv. Estándar
2.6	19.9	3.0	2.8	0.7

Tabla 4-2- Estadísticos de T_p . Unidades en segundos.

El comportamiento de la variable se presenta desde la Figura 4-8 a Figura 4-10. Se puede ver en el histograma que claramente la primera clase es la más popular con centro en 2.8 segundos.

Se estudió el comportamiento conjunto del período pico y la altura significativa. Los resultados se presentan en la Figura 4-11, se observa en rojo los valores más frecuentes de ambas variables.

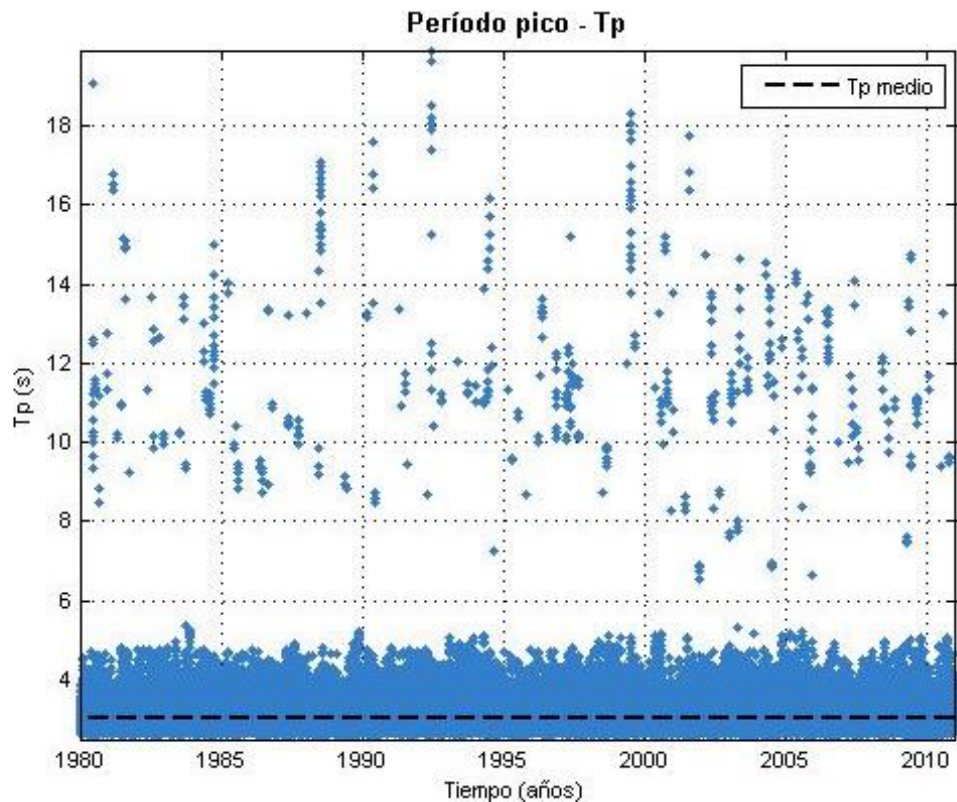


Figura 4-8- Representación cronológica del período pico.

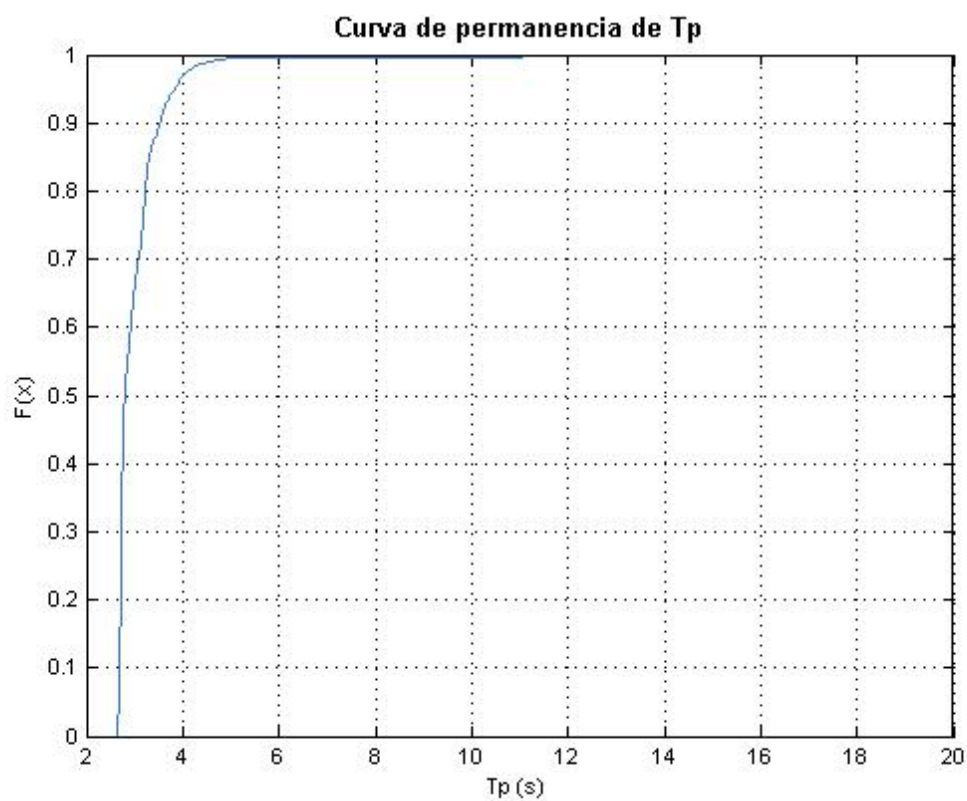


Figura 4-9- Curva de frecuencias del período pico.

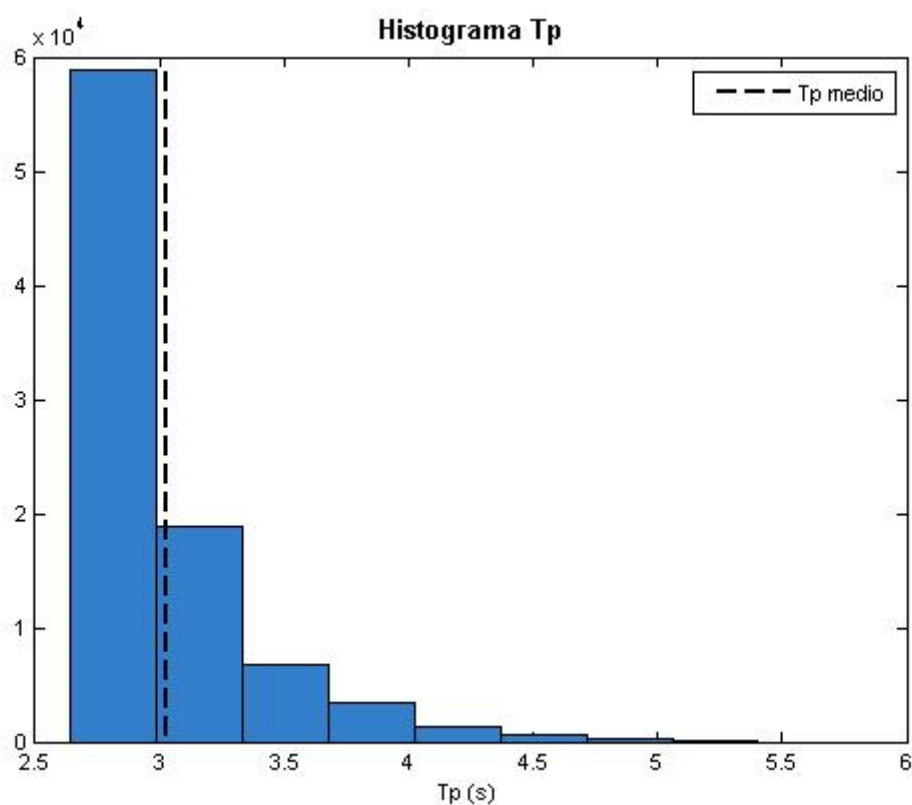


Figura 4-10- Histograma de T_p de cincuenta clases limitado a las clases más frecuentes.

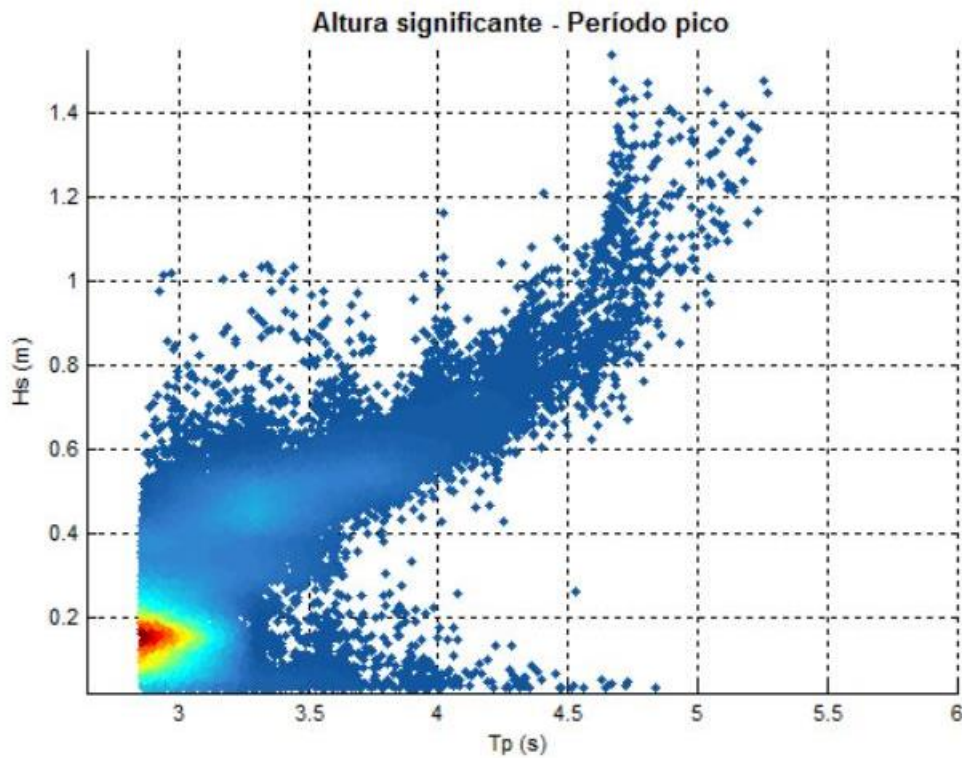


Figura 4-11- Altura significativa contra período pico (en grafica períodos menores a 5.5 s).

4.1.2.3 Dirección media – Dm

Los estadísticos más relevantes de la dirección media se describen en la Tabla 4-3 y Figura 4-12 a Figura 4-15.

Mínimo	Máximo	Media	Mediana	Desv. Estándar
0.0	360.0	162.3	149.6	43.4

Tabla 4-3- Estadísticos de Dm. Unidades en grados.

De las Figura 4-14 y Figura 4-15 se puede concluir que la dirección predominante es Sur, Sureste, además en la Figura 4-15 se observa que en esas direcciones se dan los eventos de mayor magnitud. Vale remarcar también que para la dirección Suroeste se observan eventos con elevada altura de ola pero menos frecuentes.

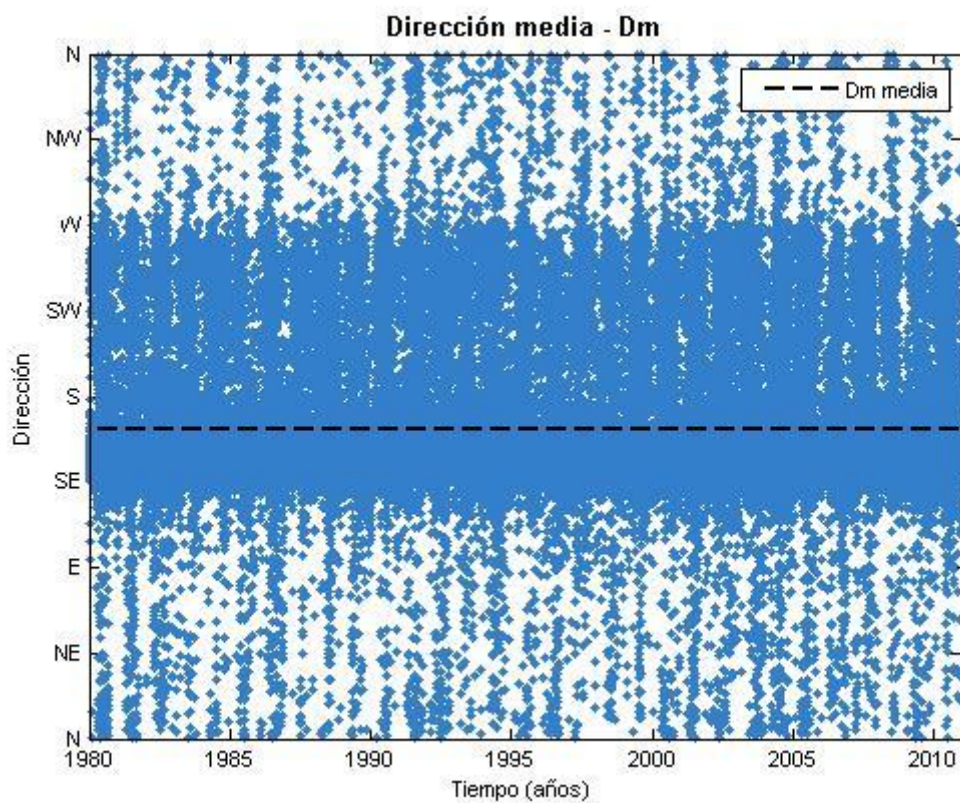


Figura 4-12- Representación cronológica de la dirección del oleaje.

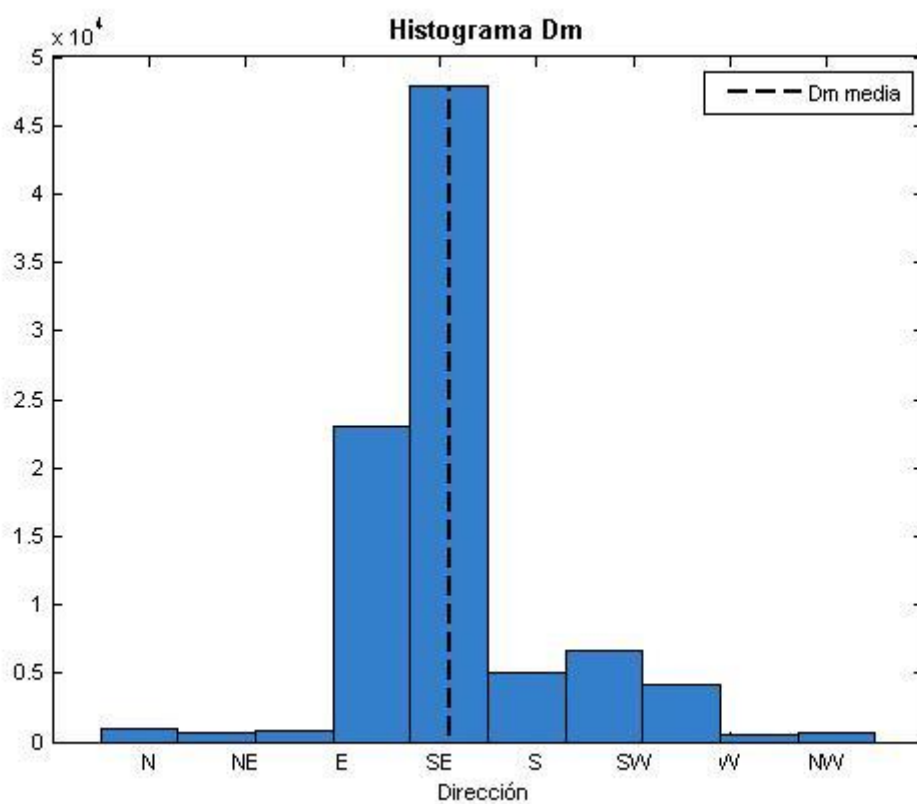


Figura 4-13- Histograma de Dm. Diez clases.

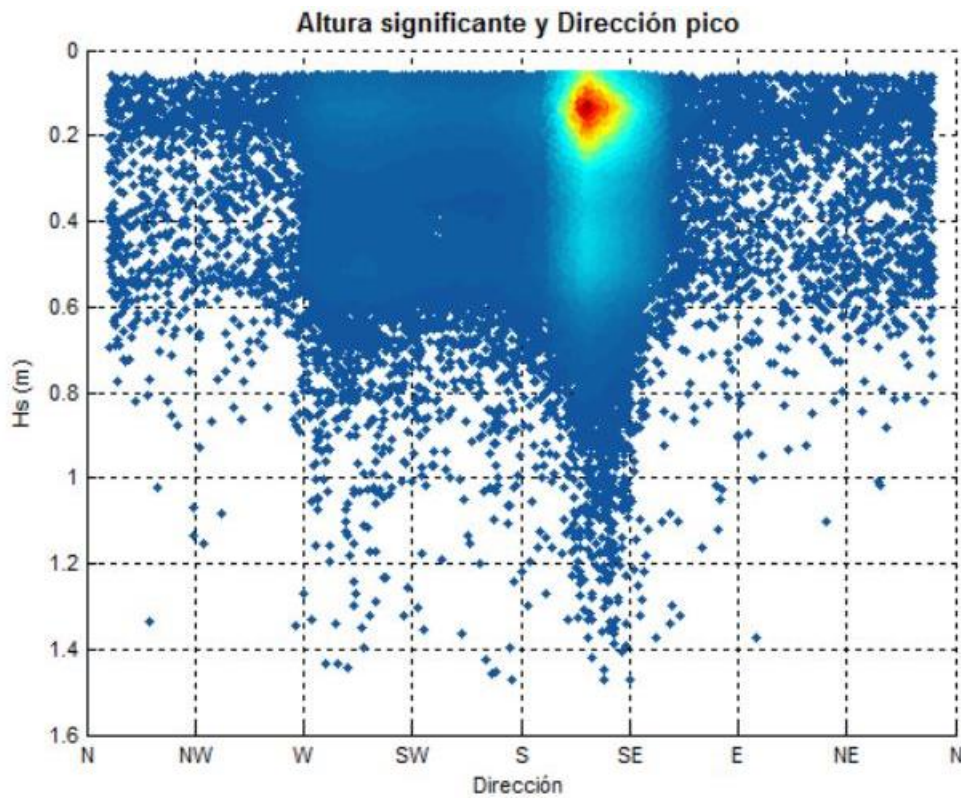


Figura 4-14- Altura significativa contra dirección media. En rojo las clases más frecuentes de las variables conjuntas.

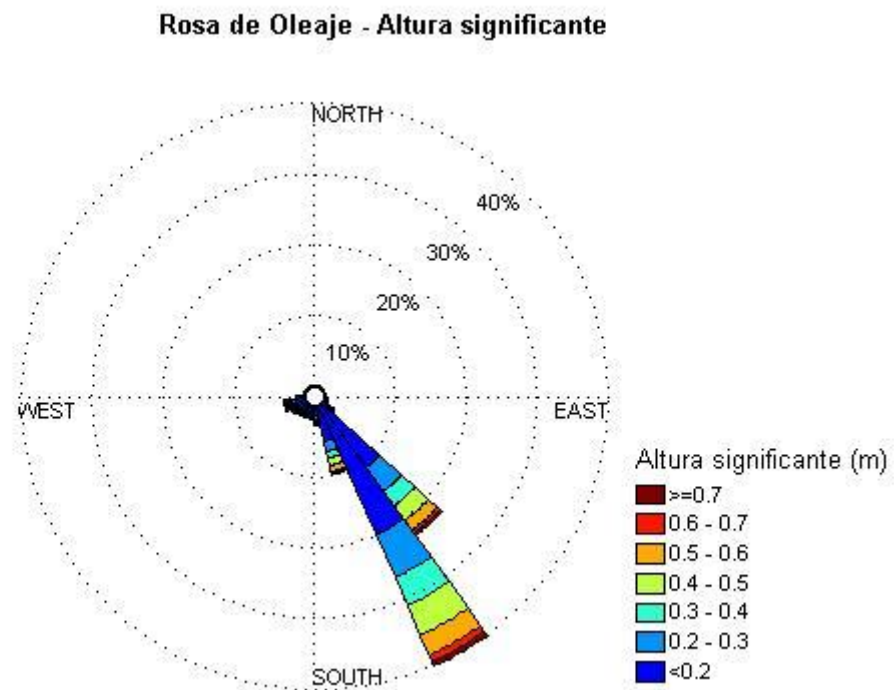


Figura 4-15- Rosa de oleaje. Dirección de oleaje y altura significativa.

4.1.3 Caracterización del régimen extremal

Se realiza la caracterización del régimen extremal para la variable altura significativa.

4.1.3.1 *Altura significativa máxima anual*

De acuerdo con la información que se tiene se extrajeron los valores máximos de Hs de cada año, devolviendo entonces, 31 valores, uno por cada año desde el 1980 al 2010. Los mismos están representados en la Figura 4-16 con asteriscos de color rojo.

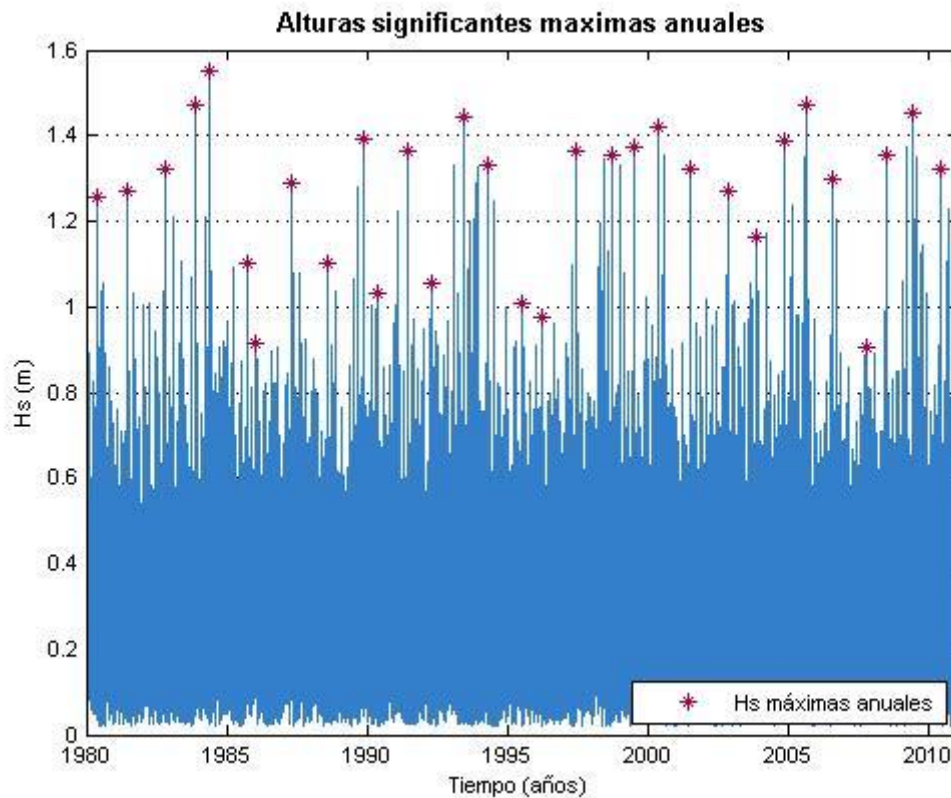


Figura 4-16- Alturas significantes máximas anuales, serie 1980-2010.

La serie extraída fue ajustada a la distribución generalizada de valores extremos (GEV), Figura 4-17.

Se observa un ajuste aceptable a la distribución GEV para la variable.

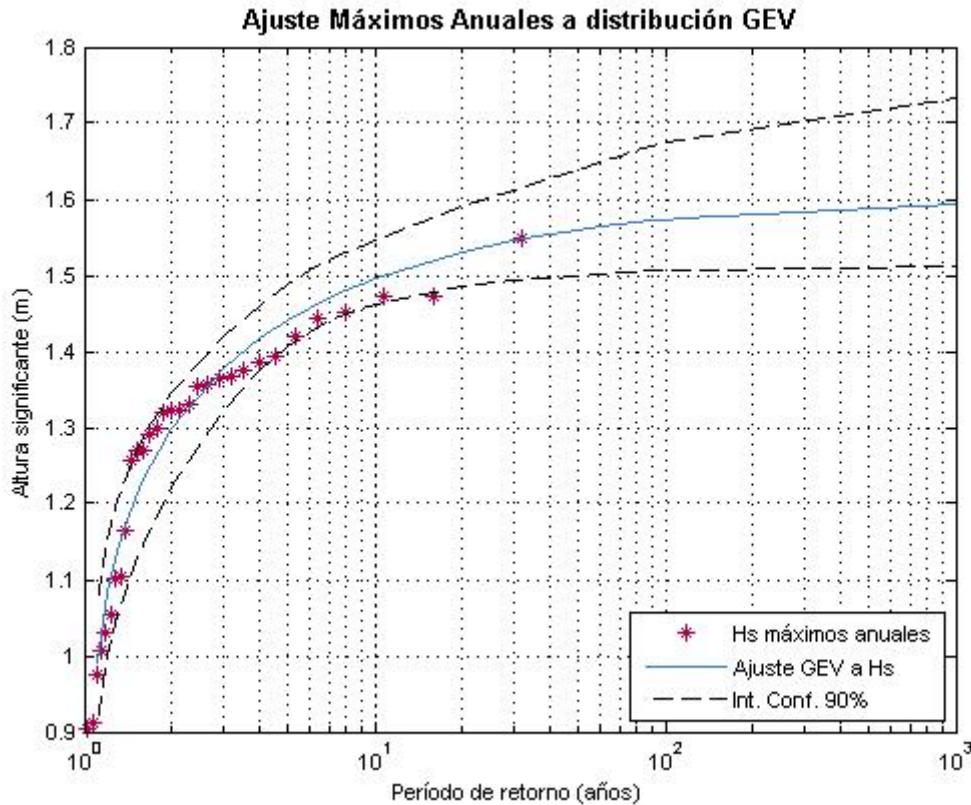


Figura 4-17- Ajuste de alturas significantes máximas anuales a distribución GEV.

4.1.3.2 Altura significativa sobre umbral - POT

Para los picos sobre el umbral se determinó el umbral igual al percentil 99.5 de la serie completa de alturas significantes. El mismo es igual a 0.9 m. La Figura 4-18 destaca los valores que superan a este umbral.

Se consideró que la independencia de eventos se cumplía siempre que los picos encontrados estén distantes en el tiempo más de 2 días. En caso de que se haya registrado más de un pico dentro de esas 48 hs, el valor considerado es el mayor de ellos. Por otra parte, por cómo están definidos los POT, el período de retorno debe agregar la información de cuántos eventos de este tipo ($H > H_{pot}$) ocurren en un año, o lo que es lo mismo, cuántos eventos en total ocurren en el total de años de la serie. Finalmente se tiene que para el percentil escogido, percentil 99.5, se contabilizan 482 picos sobre el umbral definido. La elección de dicho percentil se fundamenta en que con el mismo garantiza que todos los máximos anuales entran en el análisis, por el valor que toma el percentil 99.5 para la variable altura de ola que es 0.9 metros. De esta forma no se pierde información sobre eventos mayores al mínimo de los máximos anuales pero que se dieron en un año con un máximo mayor.

A continuación se ajustó la serie obtenida con el umbral determinado. Teóricamente para picos sobre el umbral (POT) el mejor ajuste es a la distribución Pareto Generalizada. Se presenta en la Figura 4-19 el ajuste a dicha distribución. Nuevamente se observa un buen ajuste como en el caso anterior.

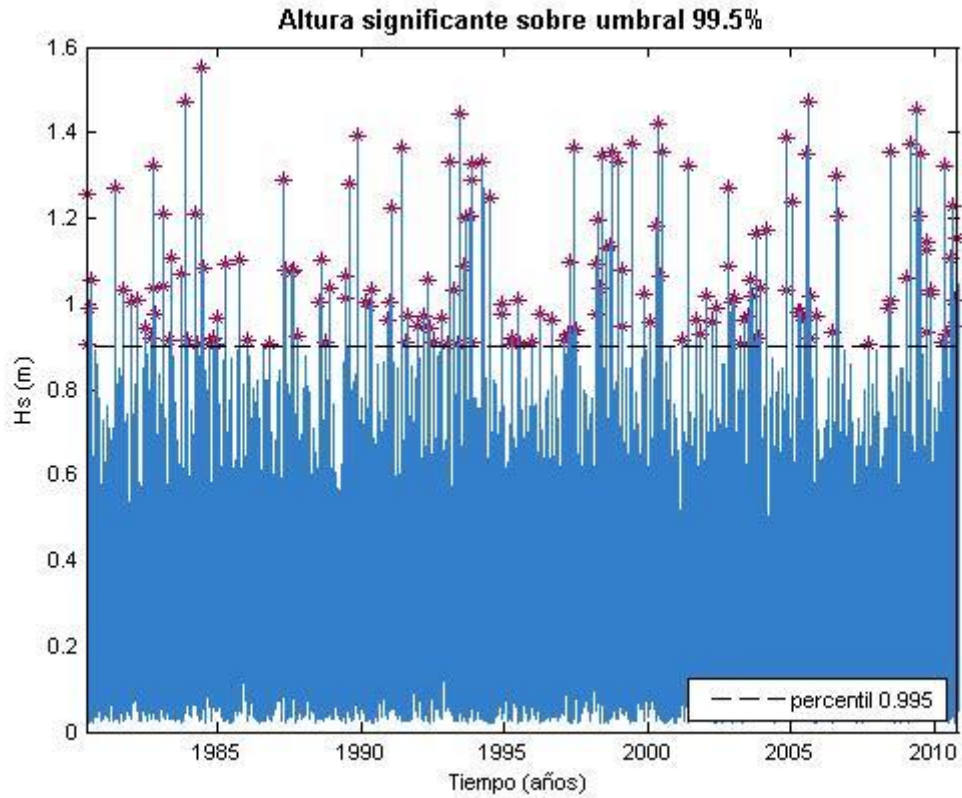


Figura 4-18- Picos sobre el umbral percentil 99.5%.

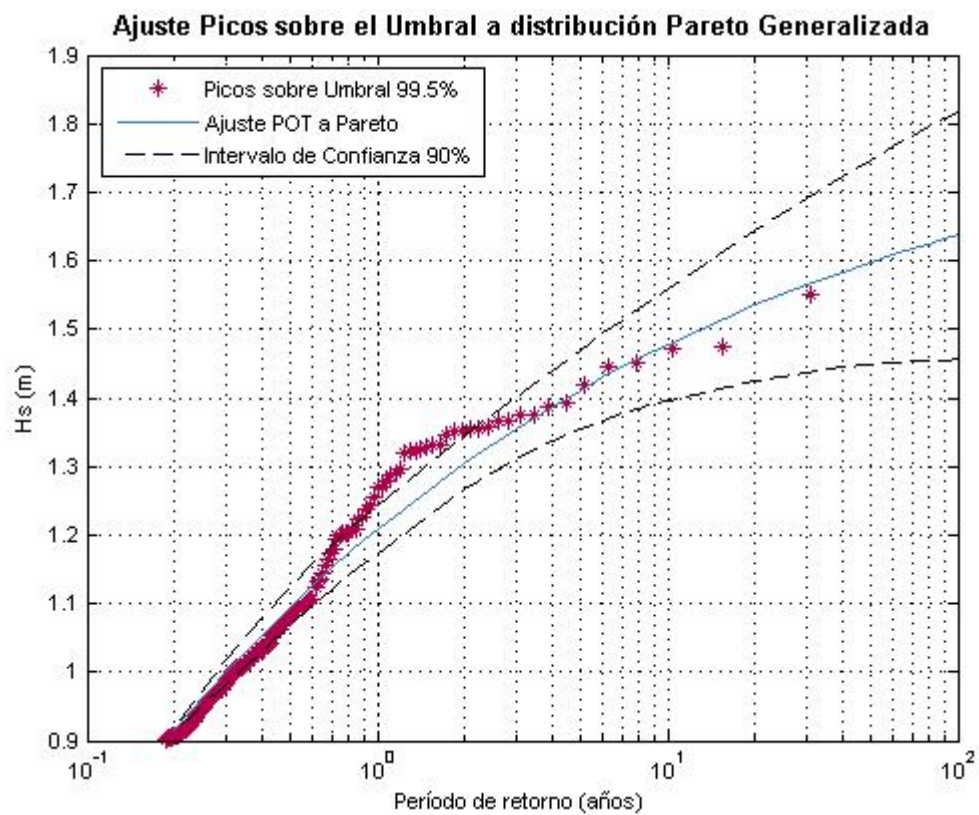


Figura 4-19- Ajuste de los POT sobre umbral percentil 99.5%. Intervalo de confianza de 90%.

4.2 Nivel de mar

Como en el caso del oleaje, se decide calibrar los datos de nivel modelados debido a que en este caso los datos medidos tenían diferente frecuencia de muestreo y periodos faltantes importantes, por otro lado la calidad de los datos de reanálisis crudos no es la óptima para utilizar esta información en el diseño de obras marítimas. Por lo tanto se procede a calibrar los datos de reanálisis con los datos medidos y así obtener una serie con frecuencia de muestreo continua, sin faltantes y fiable. Se trabajara con el régimen conjunto de marea astronómica y meteorológica.

4.2.1 Calibración de datos de nivel del mar

Se presenta la calibración de los datos de nivel de mar obtenidos del reanálisis numérico realizado en el IMFIA para el punto que se describe en la Tabla 4-4.

Longitud	Latitud	Profundidad (m)
-57° 44' 97.7"	34° 51' 63.7"	4

Tabla 4-4- Latitud y Longitud de la boya virtual 12.

Para calibrar estos valores se cuenta con datos de nivel medidos por la Dirección Nacional de Aguas en la estación de Juan Lacaze. El periodo de muestreo de los datos medidos es muy variable además de que la serie presenta varios huecos en el tiempo. Los periodos para los cuales se tienen datos de reanálisis y medidos se presentan en la Tabla 4-5.

Datos	Períodos
Reanálisis	01/01/1993 – 31/03/2015
Medidos DINAGUA	26/10/1978 – 16/01/2014

Tabla 4-5- Periodos de datos medidos y de reanálisis.

La calibración se realiza considerando los valores medidos respecto del 0 Wharton y el periodo de la serie que tienen en común, siendo el mismo desde el 01/01/1993 hasta el 16/01/2014.

Al superponer la serie de nivel medida y modelada se observan ciertos intervalos de tiempo donde las diferencias no se pueden asociar a cierto desfase temporal o a algún episodio particular, estos periodos se eliminan de ambas series. El posible desfase temporal se corrige corriendo la serie de niveles medidos en el tiempo de a una hora, hasta alcanzar el mejor coeficiente de correlación.

Con los últimos datos se realiza una calibración puntual paramétrica por cuantiles. Esta calibración requiere que los datos sean simultáneos para ambas series por lo cual se interpola la serie de datos modelados a las fechas de la serie de datos medidos.

Se selecciona de la serie de datos un periodo con alta densidad de datos. Los datos correspondientes a dos tercios de este periodo se utilizan para calcular la curva de ajuste a los cuantiles, el tercio restante de datos se utiliza para verificar el ajuste en el periodo de alta densidad de datos. Por último se verifica el ajuste para el resto de los datos.

En la Tabla 4-6 se muestran los diferentes períodos utilizados para calibrar y verificar.

Calibración	Verificación 1	Verificación 2
11/03/2002 – 17/06/2004	17/06/2004 – 06/08/2005	01/01/1993 – 11/03/2002

Tabla 4-6- Periodos utilizados para calcular curva de ajuste, para verificar intervalo con alta densidad de datos y para verificar intervalo con baja densidad de datos.

Al ajustar la curva a los cuantiles se llega a 3 funciones paramétricas diferentes para ajustar:

$$f(x) = \begin{cases} 0.075x - 0.15 & x < -0.3 \\ 0.24x^2 + 0.68x - 0.007, & -0.3 \leq x < 1.1 \\ 1.983x^{0.598} - 1.062, & x \geq 1.1 \end{cases}$$

En la Figura 4-20 se muestra el ajuste realizado a los cuantiles y en la Figura 4-21 la comparación entre calibrados y sin calibrar.

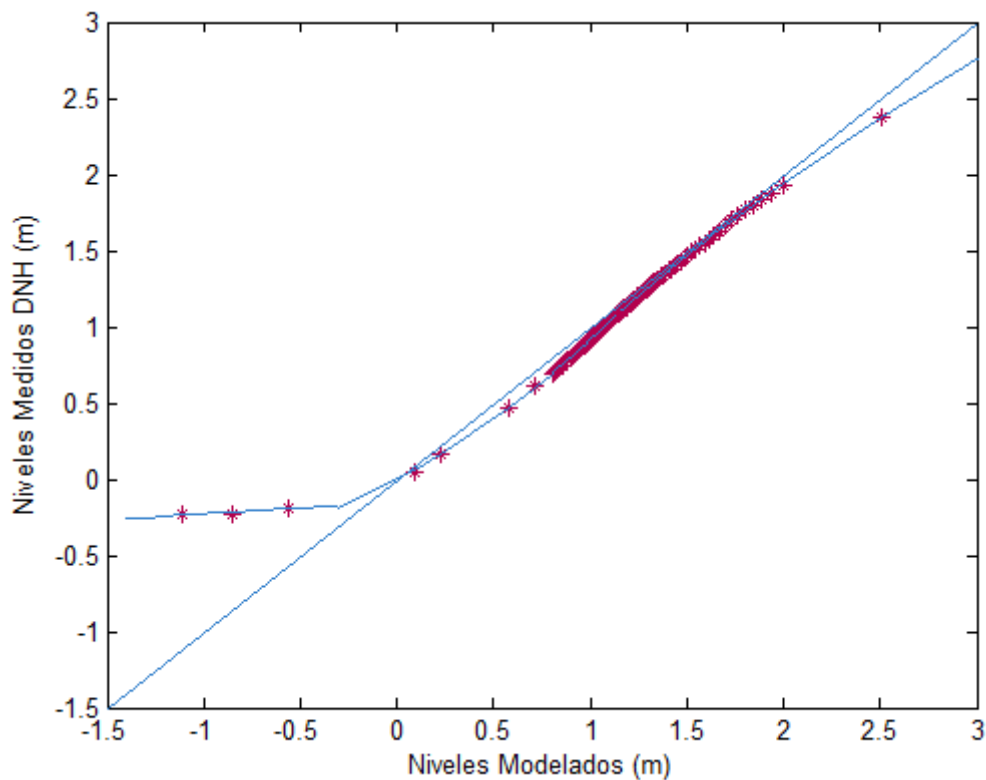


Figura 4-20- Cuantiles de datos medidos contra cuantiles de datos modelados sin ajustar con función de ajuste en azul.

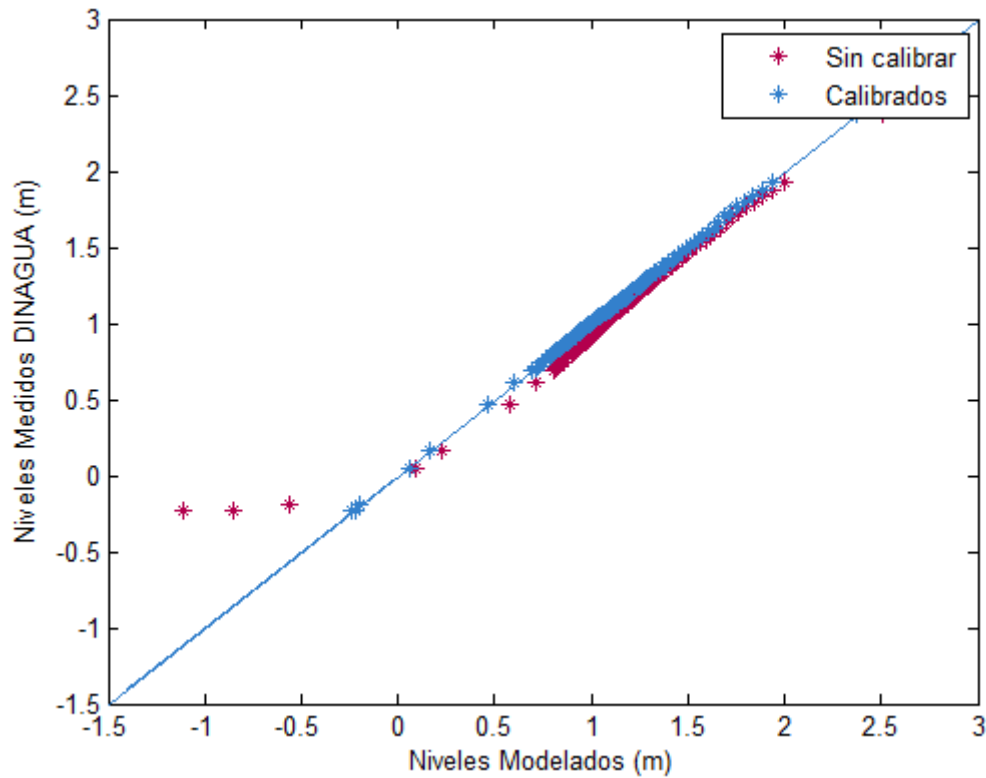


Figura 4-21- Cuantiles de datos medidos contra cuantiles de datos modelados sin calibrar en rojo, calibrados en azul.

En la tabla se muestran los resultados del error cuadrático medio y la correlación para el periodo utilizado para realizar el ajuste y para ambos periodos de verificación indicados en la Tabla 4-7. En las Figura 4-22, Figura 4-23 y Figura 4-24 se muestra el grafico de los cuantiles medidos contra los modelados para los mismos periodos.

		Curva de ajuste	Verificación 1	Verificación 2
RMSE	Antes de calibración	20	23	26
	Calibrados	18	19	23
Correlación	Antes de calibración	0.9	0.92	0.87
	Calibrados	0.92	0.93	0.88

Tabla 4-7- Error medio cuadrático y correlación de los datos pertenecientes a los utilizados para obtener la curva de ajuste y a los utilizados para verificar.

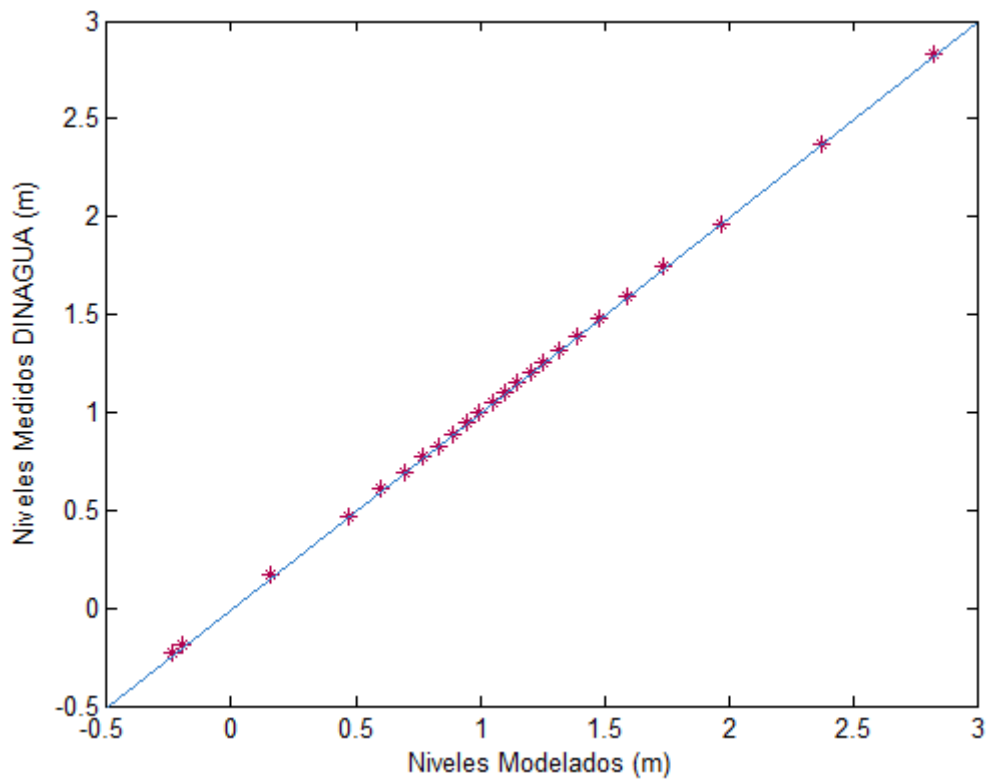


Figura 4-22- Cuantiles de datos medidos contra cuantiles de datos modelados calibrados para datos utilizados para obtener la curva de ajuste.

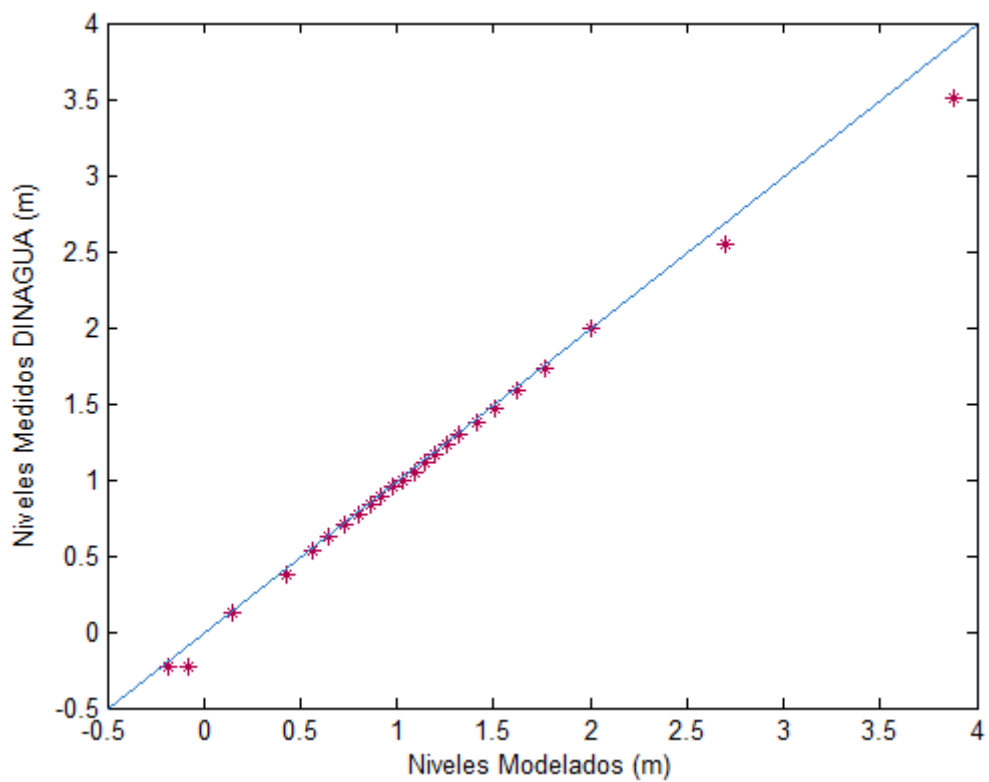


Figura 4-23- Cuantiles de datos medidos contra cuantiles de datos modelados calibrados de datos pertenecientes al periodo de alta densidad de datos.

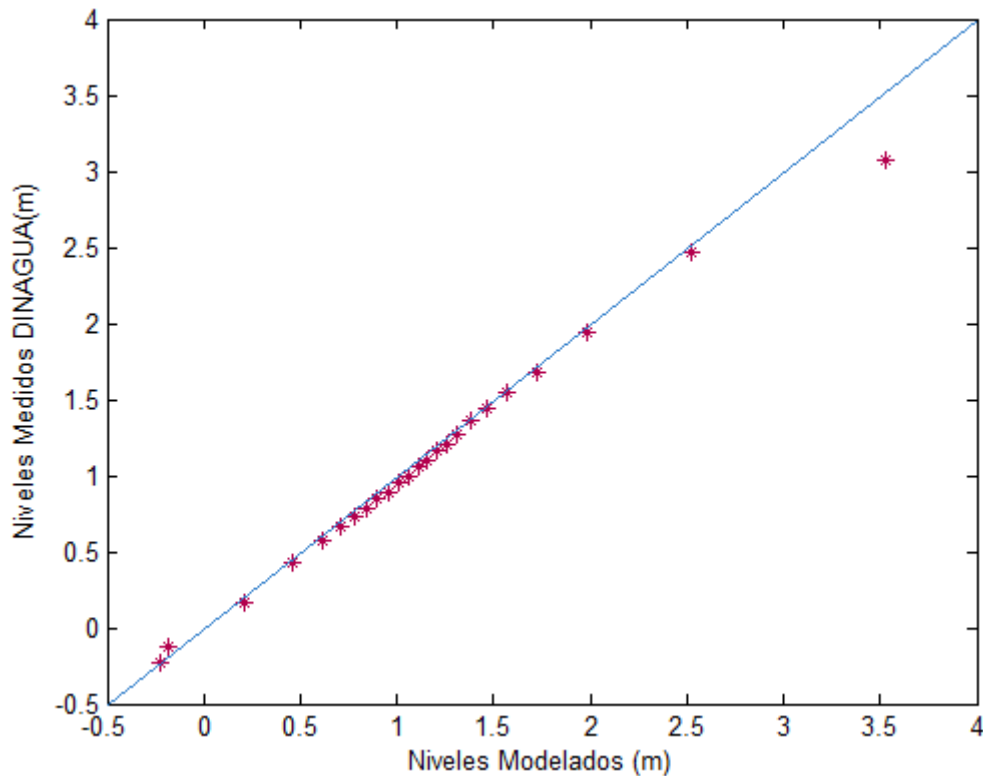


Figura 4-24- Cuantiles de datos medidos contra cuantiles de datos modelados calibrados de datos pertenecientes al periodo de baja densidad de datos.

Se observa un buen ajuste para los datos de Nivel de Mar.

4.2.2 Caracterización del Nivel del Mar

Se caracterizan por separado los datos de nivel de reanálisis calibrados y los medidos en Juan Lacaze, para ambas serie de datos los resultados presentados en la siguientes sub-secciones están referidos al Cero Wharton.

4.2.2.1 Niveles de Reanálisis

Se presenta una caracterización de los niveles de reanálisis obtenidos a partir de la calibración del apartado anterior.

Primeramente se realizó un análisis del régimen medio, presentando los estadísticos en la Tabla 4-8. Además se representa la información cronológicamente (1978-2014) y mediante gráficos estadísticos, en las Figura 4-25, Figura 4-26 y Figura 4-27.

Mínimo	Máximo	Media	Mediana	Desv. Estándar
-0.24	4.29	1.13	1.10	0.46

Tabla 4-8- Estadísticos de Nivel de Mar de reanálisis. Unidades en metros.

Para la caracterización del régimen extremal se utilizaron los máximos anuales. Los mismos fueron ajustados a la distribución generalizada de valores extremos (GEV).

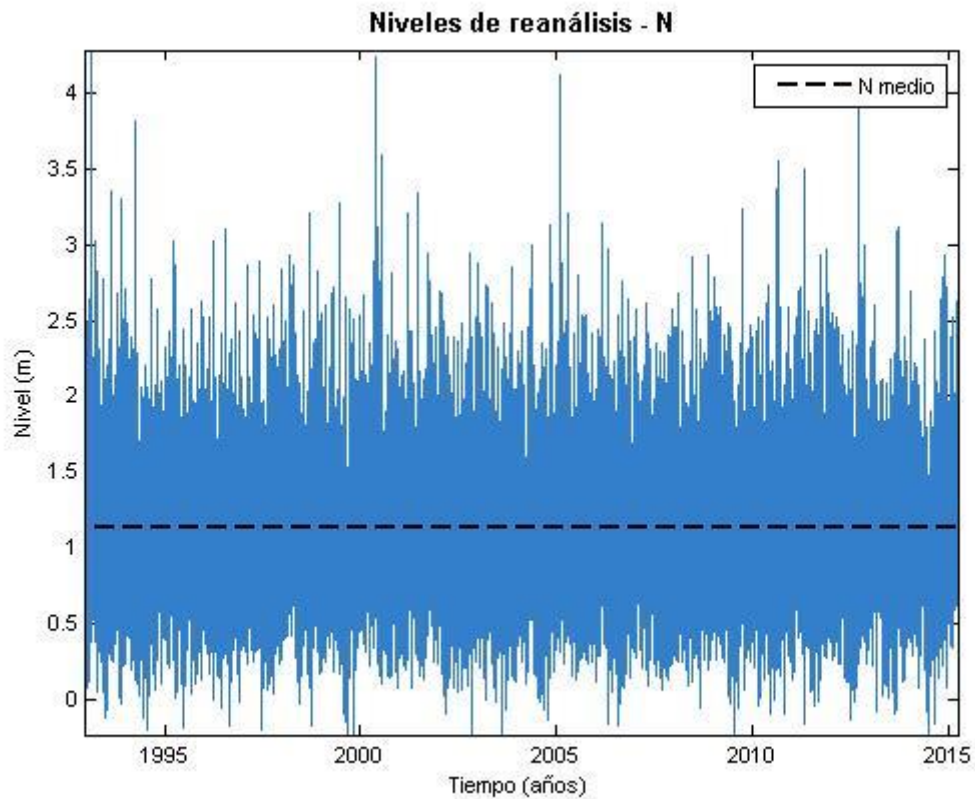


Figura 4-25- Serie de Niveles de Reanálisis en función del tiempo.

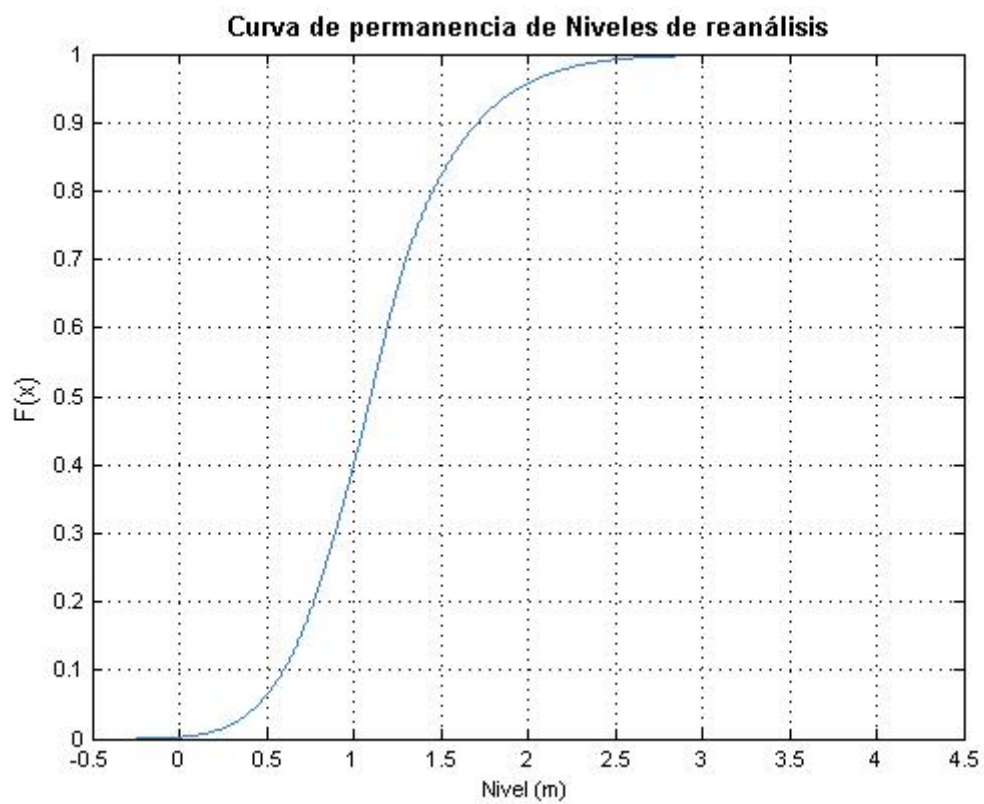


Figura 4-26- Curva de permanencia del Nivel del mar para los datos de Reanálisis.

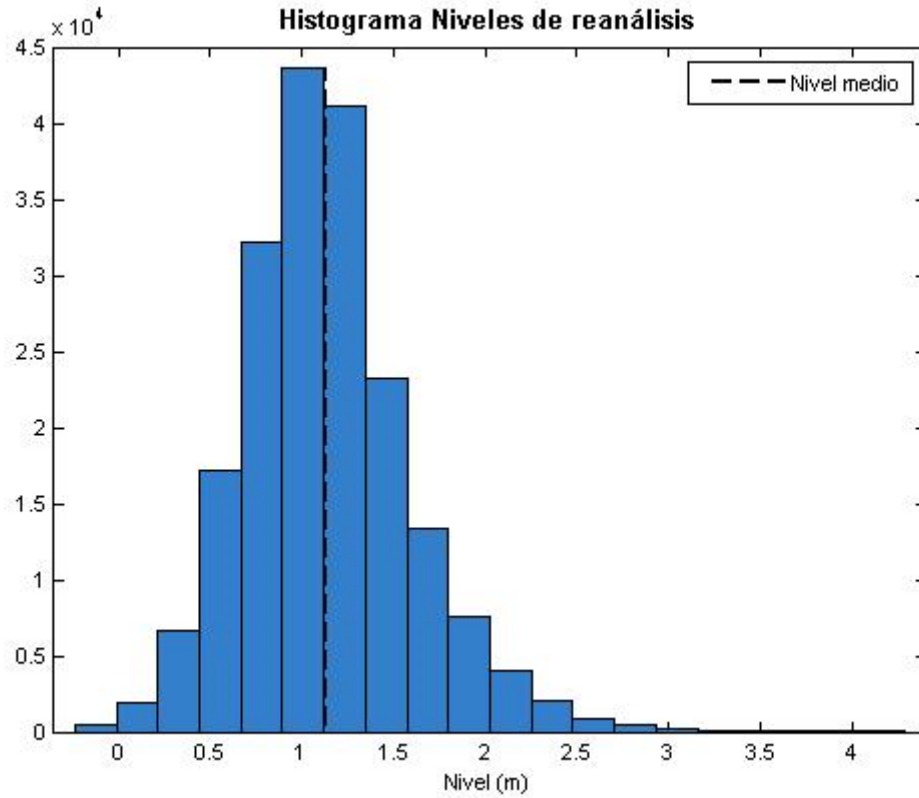


Figura 4-27- Histograma de frecuencias de Nivel de reanálisis.

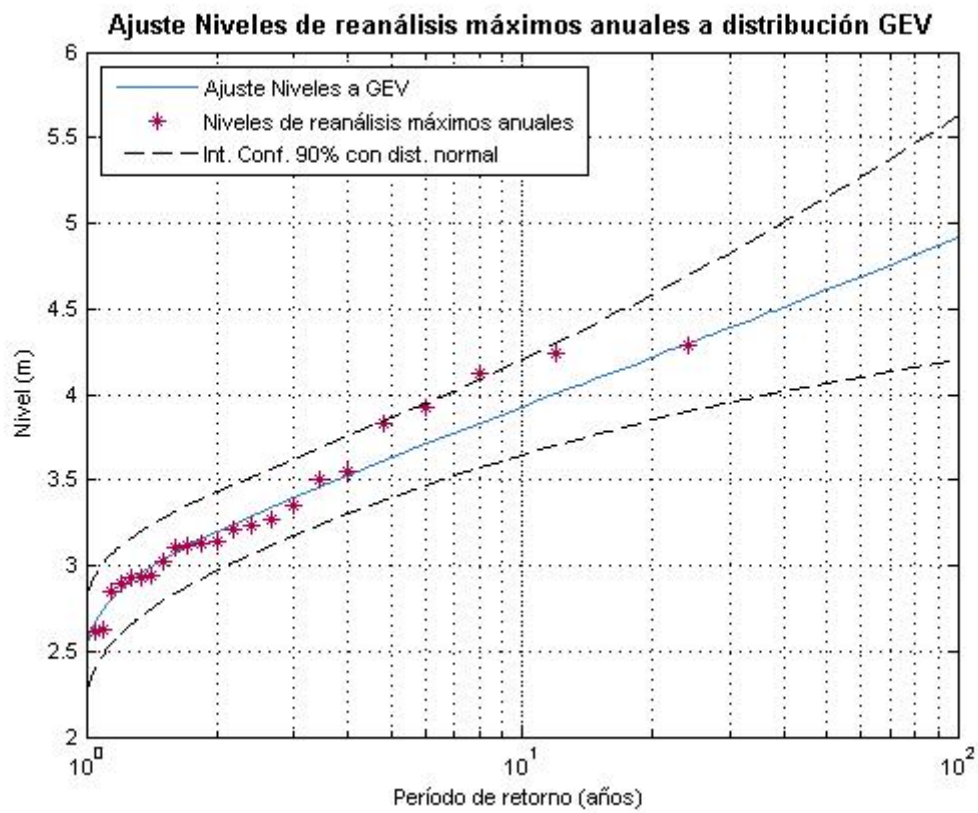


Figura 4-28- Ajuste de los Niveles de mar a GEV.

Se puede observar un ajuste aceptable a GEV para los máximos anuales de reanálisis, aunque el comportamiento de los intervalos de confianza no es el esperado.

4.2.2.2 Niveles estación hidrométrica Juan Lacaze

Esta sección contiene una caracterización de los niveles de la estación hidrométrica Juan Lacaze ubicada en la costa de dicha ciudad sobre el Río de la Plata. Se presenta entonces una serie de datos desde finales de 1978 a inicios del 2014 mediante gráficos estadísticos, Figura 4-29 a Figura 4-31 y Tabla 4-9. A partir esta serie también se realiza un estudio de eventos extremos a través de máximos anuales estudiando además un ajuste de eventos extremos que se detalla más adelante en esta sección.

Mínimo	Máximo	Media	Mediana	Desv. Estándar
-0.23	4.17	1.11	1.07	0.46

Tabla 4-9- Estadísticos de Nivel de Mar de Juan Lacaze. Unidades en metros.

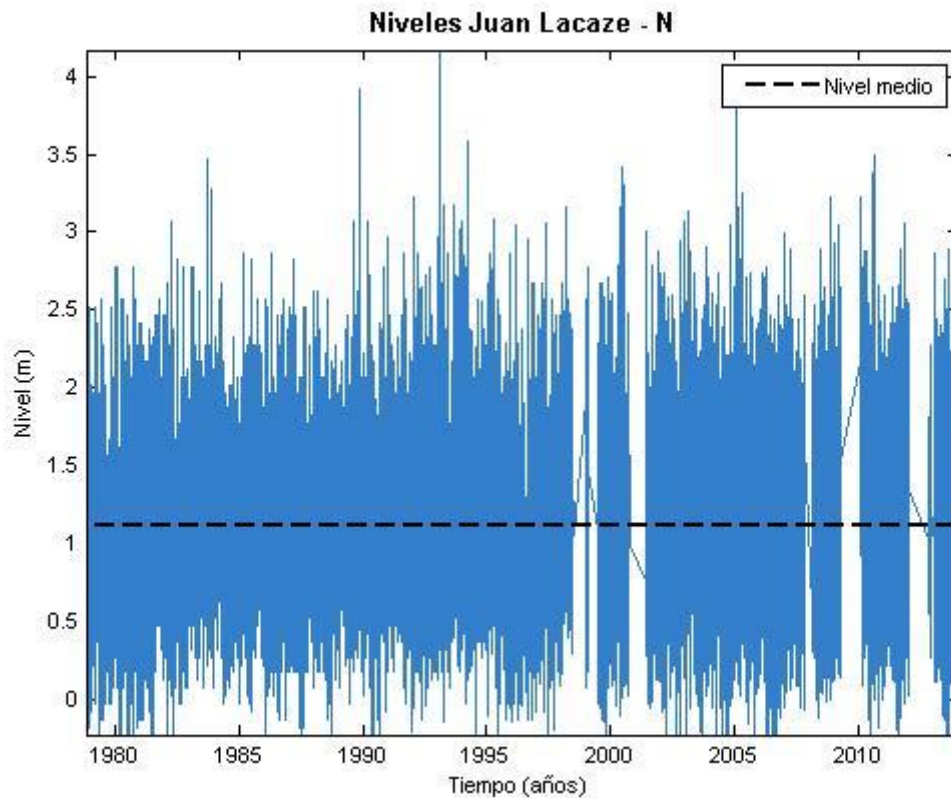


Figura 4-29- Serie de Niveles de Juan Lacaze en función del tiempo.

Para la caracterización del régimen extremal se utilizaron los máximos anuales y picos sobre umbral. Para los máximos anuales fueron ajustados a la distribución Generalizada de Valores Extremos (GEV), se presentan en la Figura 4-32. Por otro lado y con el mismo procedimiento que para la altura de ola, se obtuvo el ajuste a Pareto Generalizada para picos sobre el umbral Figura 4-33.

Se compran ambos ajustes pues serán determinantes para el diseño de las obras.

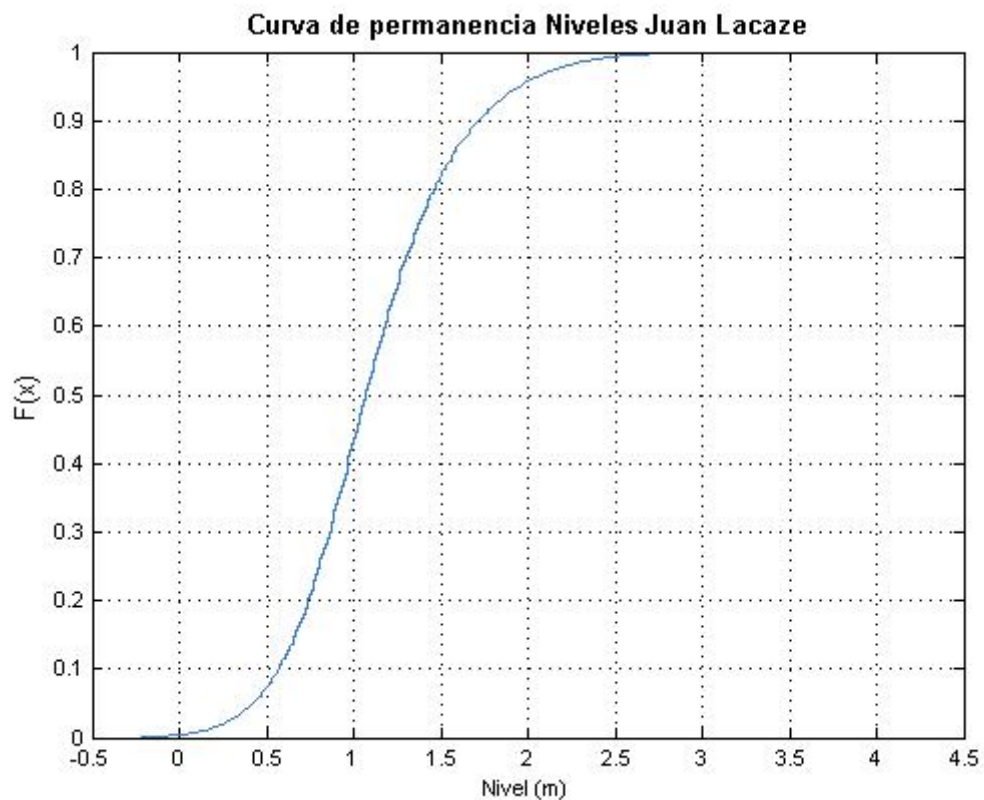


Figura 4-30- Curva de permanencia del Nivel del mar para los datos de Reanálisis.

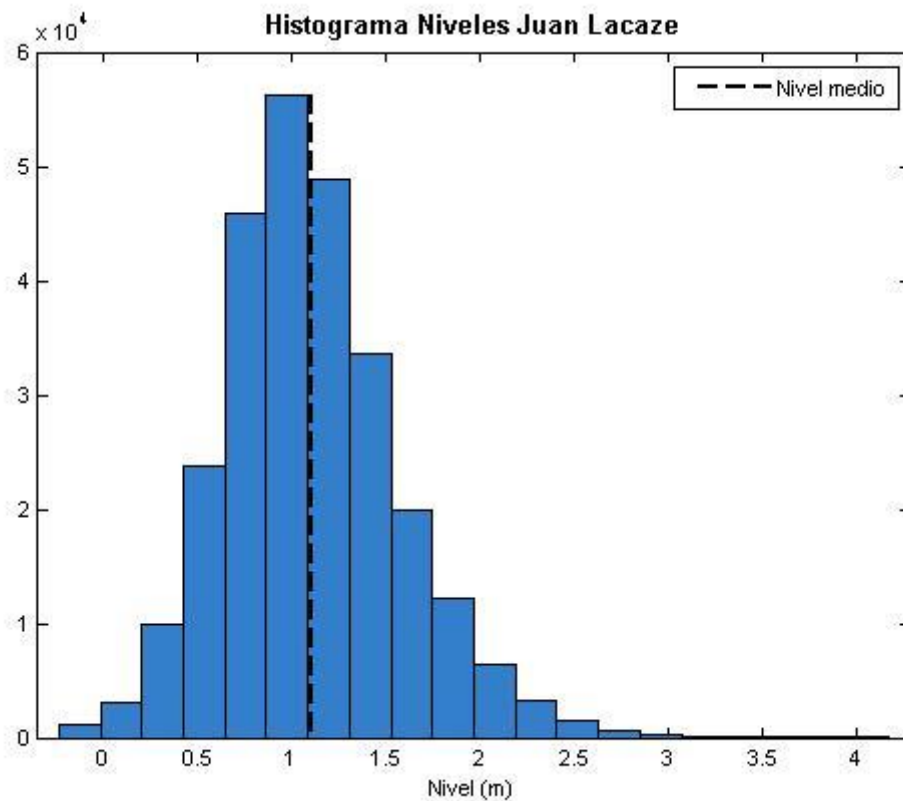


Figura 4-31- Histograma de frecuencias de Nivel de mar.

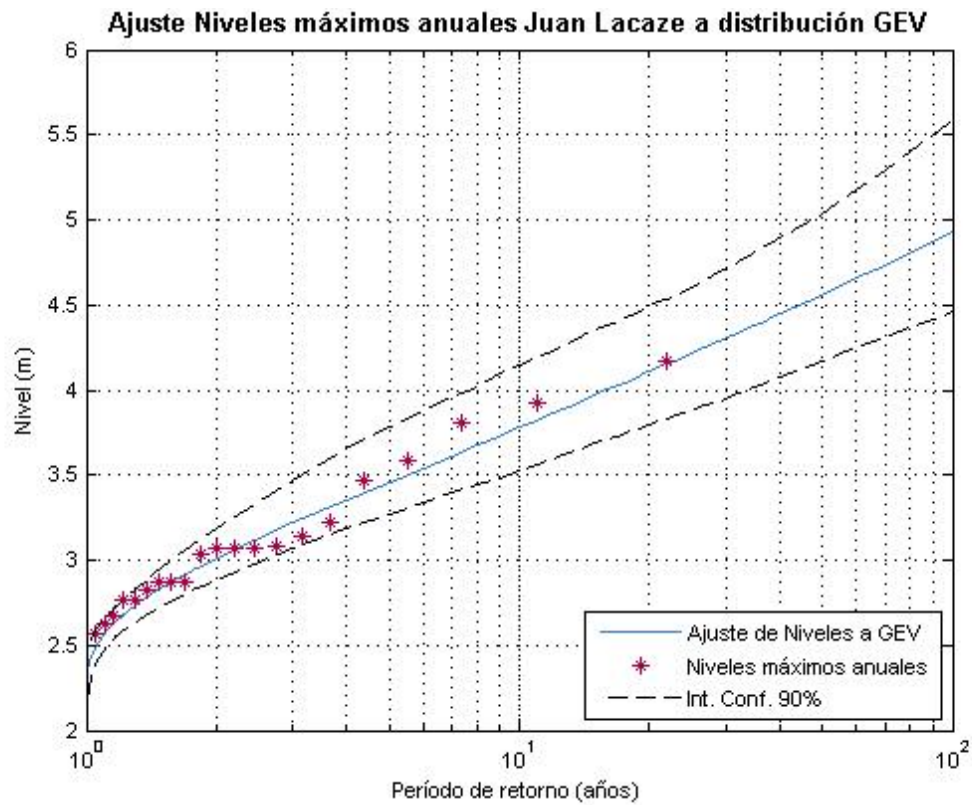


Figura 4-32- Ajuste de los máximos anuales de los Niveles de Mar a GEV.

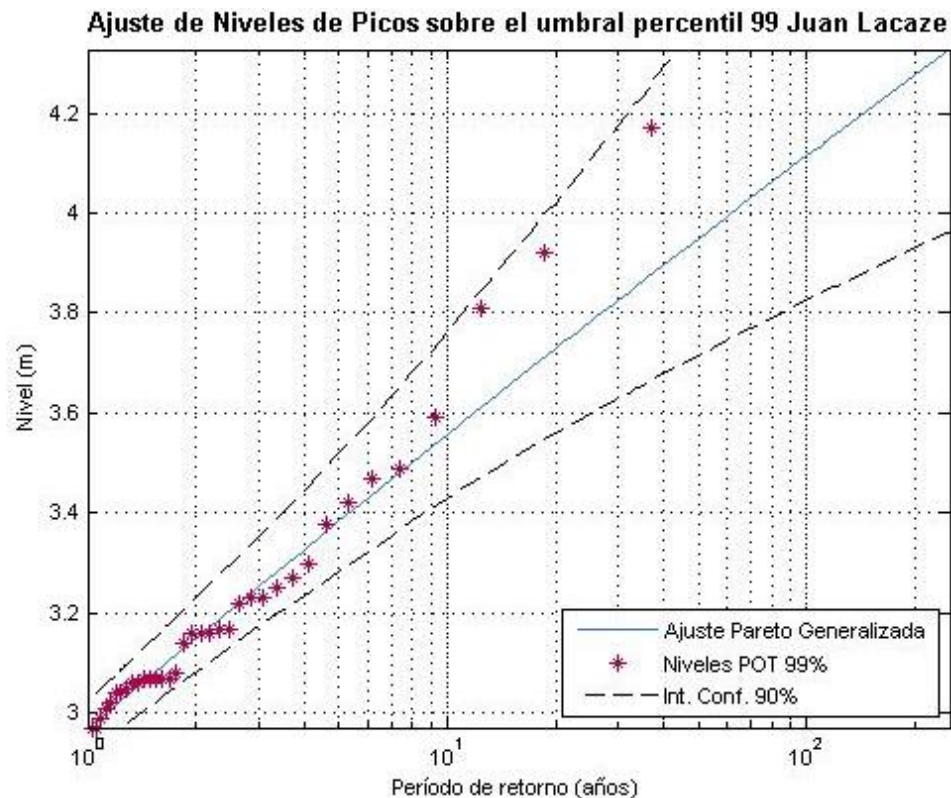


Figura 4-33- Ajuste de los valores por POT de Niveles de mar a Pareto Generalizada.

La Tabla 4-10 reúne algunos períodos de retorno que surgen del ajuste de los máximos anuales.

Período de retorno	Nivel respecto al Cero Wharton	Intervalo de confianza	
Tr (años)	N (m)	Lim. Inf. (m)	Lim. Sup. (m)
2	3.01	2.88	3.18
5	3.46	3.26	3.78
10	3.78	3.54	4.13
20	4.11	3.79	4.47
50	4.56	4.14	5.02
100	4.93	4.43	5.59
200	5.31	4.70	6.25

Tabla 4-10- Valores del ajuste a GEV del Nivel de Mar respecto al Cero Wharton para diferentes periodos de retorno con su correspondiente intervalo de confianza.

Una vez obtenida la caracterización de los datos de Nivel de Mar para cada base de datos, se decide utilizar los datos de Juan Lacaze para el diseño de la marina y obras de estabilización de la desembocadura del Arroyo, mientras que para la implementación del modelo hidrodinámico se utilizan los Niveles de Reanálisis calibrados ya que para éste se necesita una serie con frecuencia de muestreo constante y sin faltantes.

4.3 Viento

Como ya se mencionó se tienen datos de viento de la estación Meteorológica Colonia de la red de estaciones del INUMET y datos de reanálisis. Para los segundos se realiza la caracterización correspondiente. Como en las secciones anteriores se presenta para las variables intensidad y dirección de viento diferentes gráficos para caracterizar cada variable por separado y de forma conjunta.

4.3.1 Vientos de reanálisis

Los estadísticos representativos de los vientos de reanálisis se presentan en la Tabla 4-11. Para la intensidad se grafica la evolución temporal (Figura 4-34), la curva de permanencia (Figura 4-35) y el histograma (Figura 4-36). Por otro lado, para la variable dirección se realiza el histograma de frecuencia (Figura 4-37) y finalmente se plotan ambas variables conjuntas (Figura 4-38) y se obtiene la rosa de vientos (Figura 4-39).

Mínimo	Máximo	Media	Mediana	Desv. Estándar
0.05	21.33	5.20	5.02	2.33

Tabla 4-11- Estadísticos de intensidad de vientos de reanálisis. Unidades en m/s.

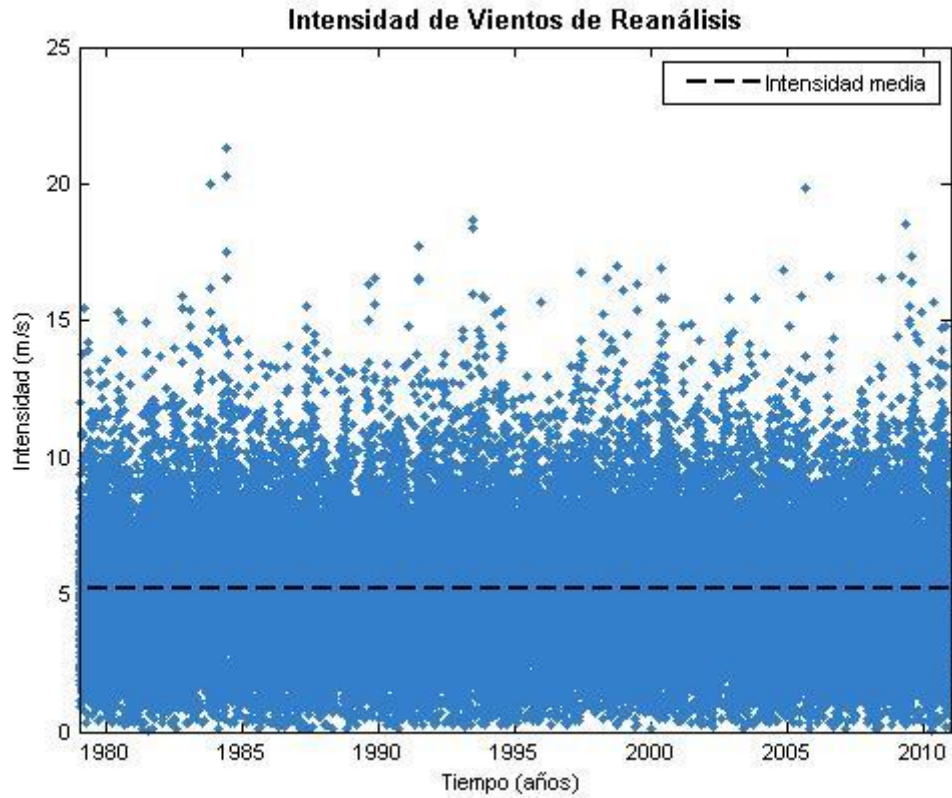


Figura 4-34- Intensidad de Vientos - período de datos.

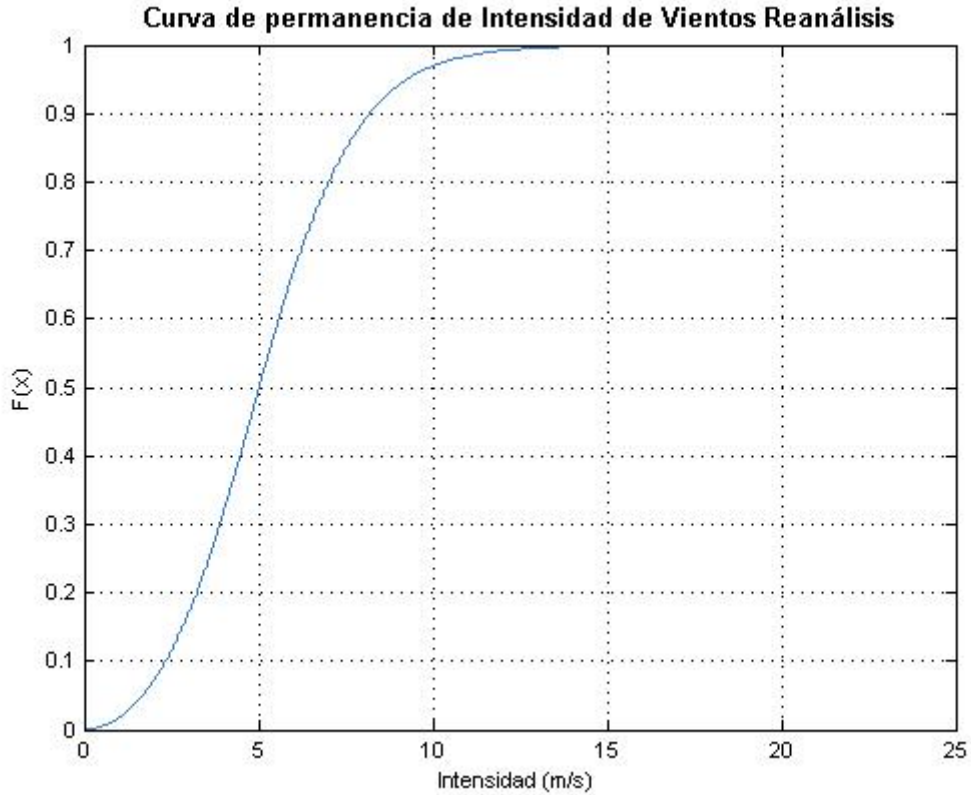


Figura 4-35- Curva de permanencia de Intensidad de vientos.

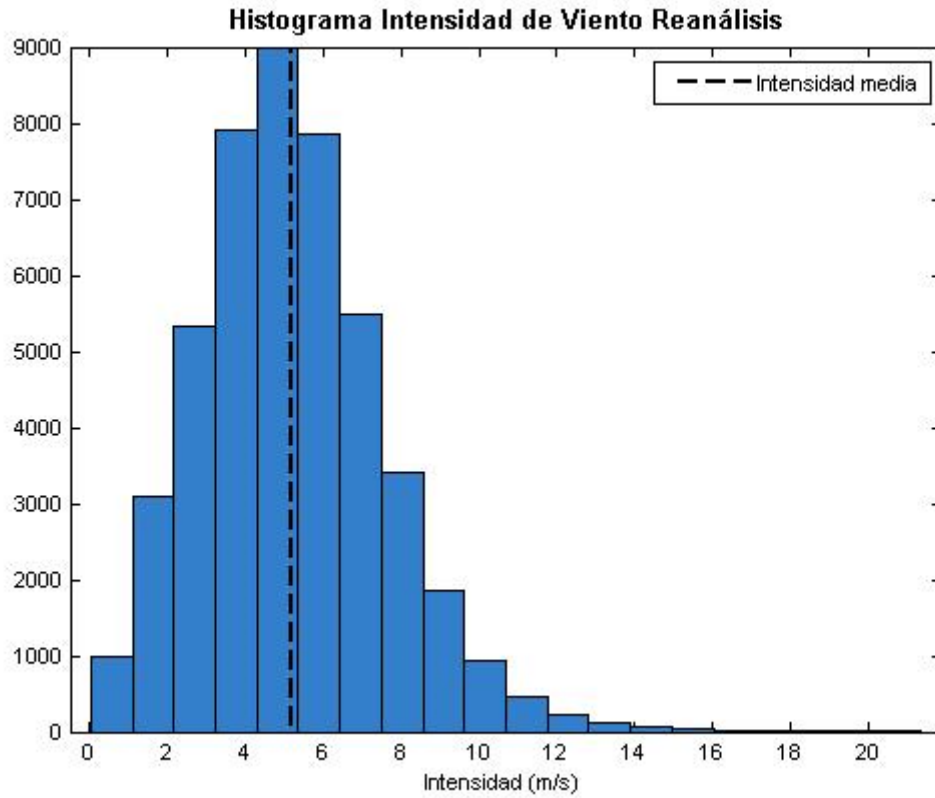


Figura 4-36- Histograma de Intensidad de Vientos.

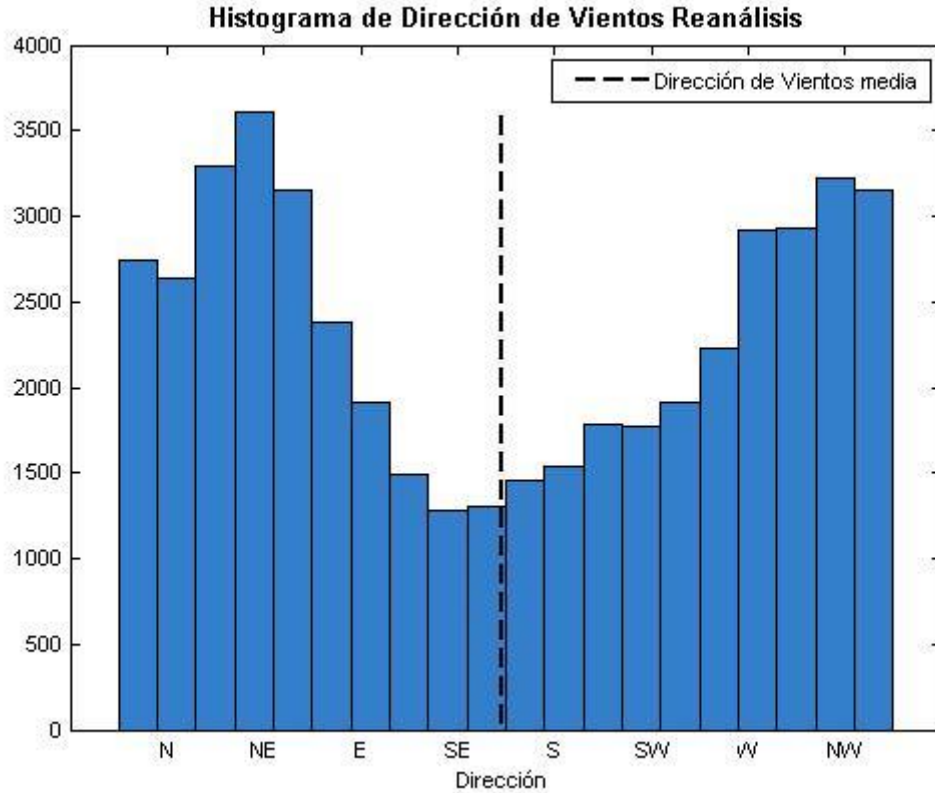


Figura 4-37- Histograma de Dirección de Vientos, ángulo medido desde el norte en sentido horario.

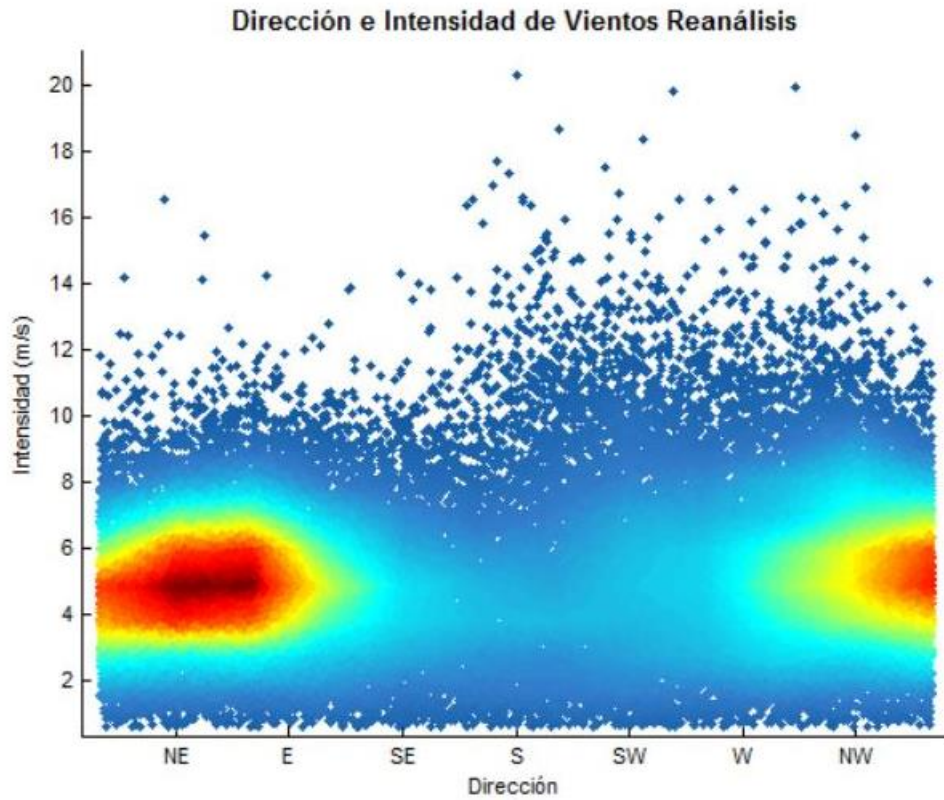


Figura 4-38- Dirección e Intensidad de Vientos.

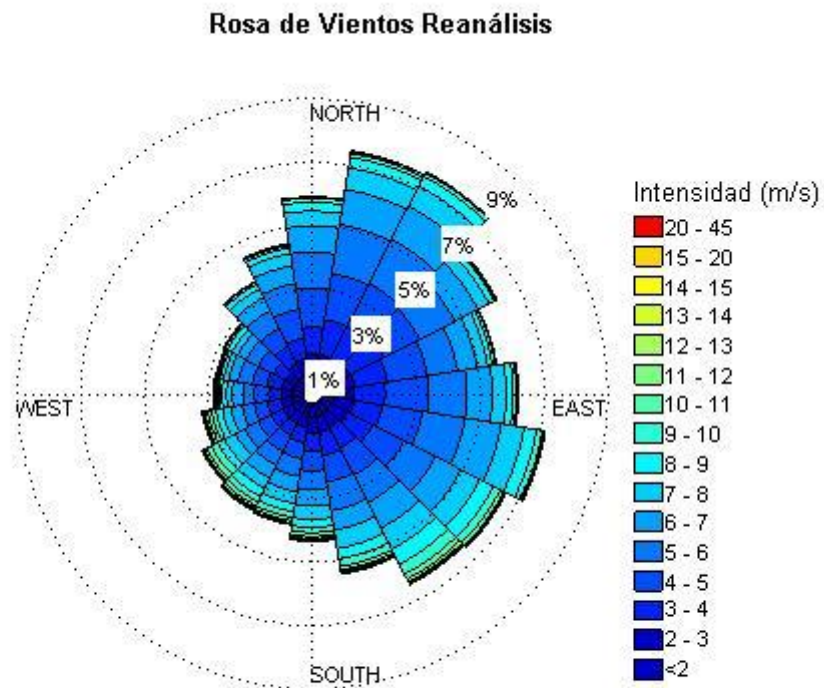


Figura 4-39- Rosa de Vientos con Dirección e Intensidad de Vientos.

Se rescata de la rosa de vientos direcciones de mayor frecuencia provenientes de las direcciones Nor-Noreste, Este y Sur-Sureste, lo mismo se aprecia en el histograma de direcciones, mientras que se observan mayores intensidades para los vientos provenientes del Sur-Sureste y Sur-Suroeste.

4.3.2 Vientos medidos estación meteorológica Colonia

Los vientos de esta estación son medidos por un anemómetro ubicado a 10 m de altura respecto de la superficie.

Los estadísticos más relevantes de la intensidad de viento se muestran en la Tabla 4-12.

Mínimo	Máximo	Media	Mediana	Desv. Estándar
0.00	41.11	4.98	4.79	3.15

Tabla 4-12- Estadísticos de viento la intensidad de vientos medidos en la estación meteorológica Colonia. Unidades en m/s.

Los gráficos de las figuras siguientes (Figura 4-40, Figura 4-41, Figura 4-42, Figura 4-43, Figura 4-44) presentan y caracterizan las variables de dirección e intensidad de viento de los datos medidos en esta estación meteorológica.

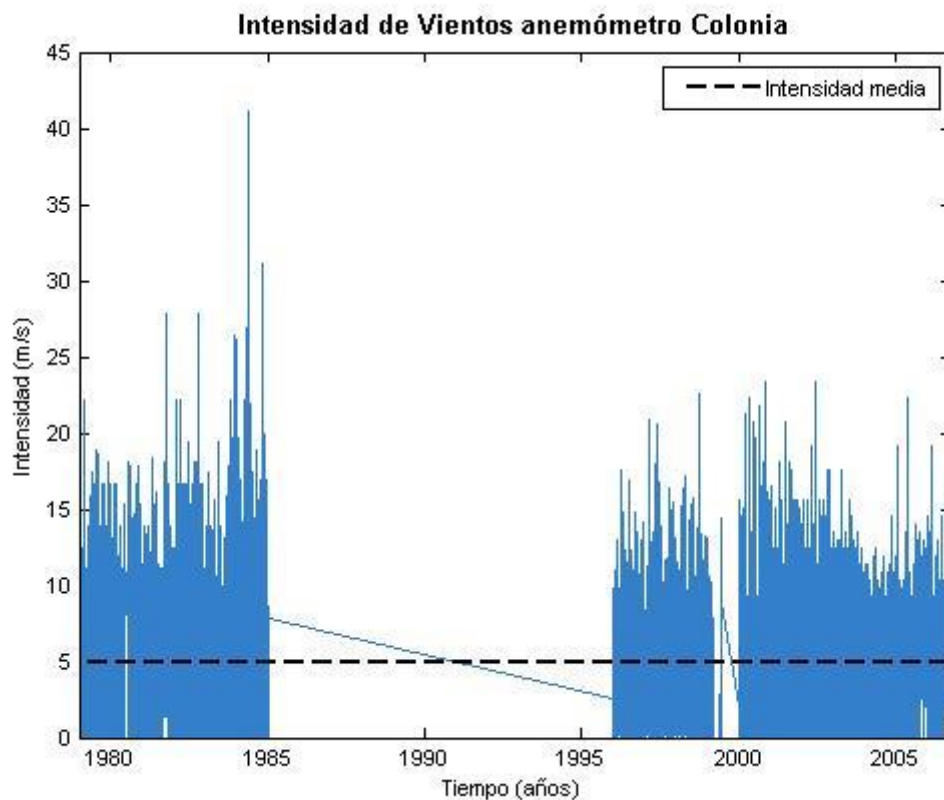


Figura 4-40- Cronología de datos de viento en estación meteorológica Colonia.

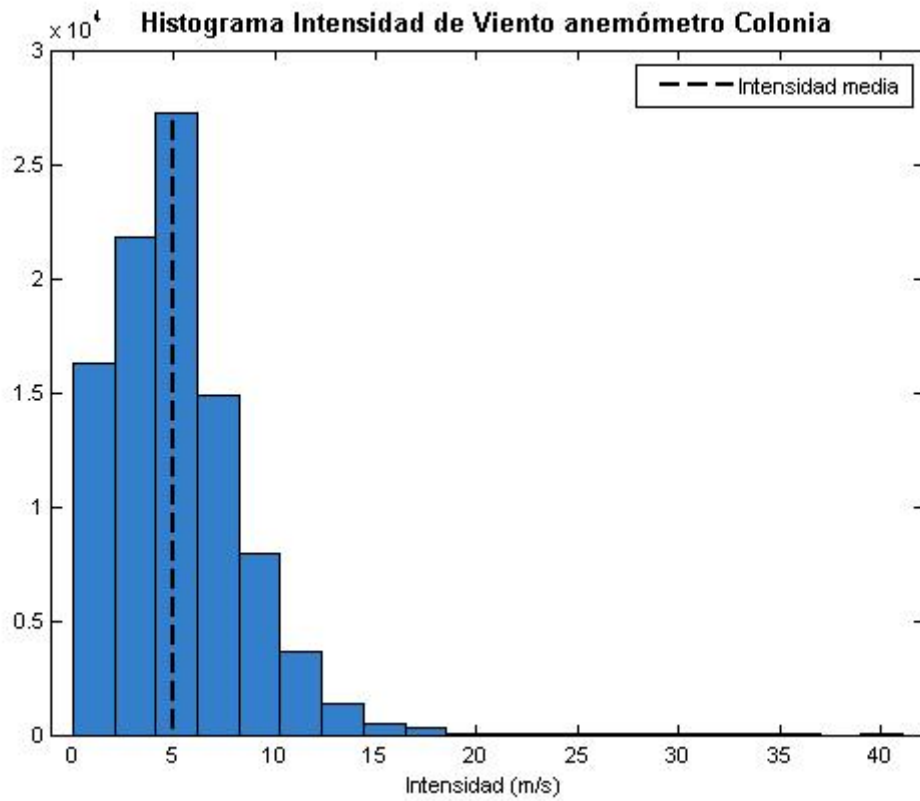


Figura 4-41- Histograma de Intensidad de vientos en estación meteorológica Colonia.

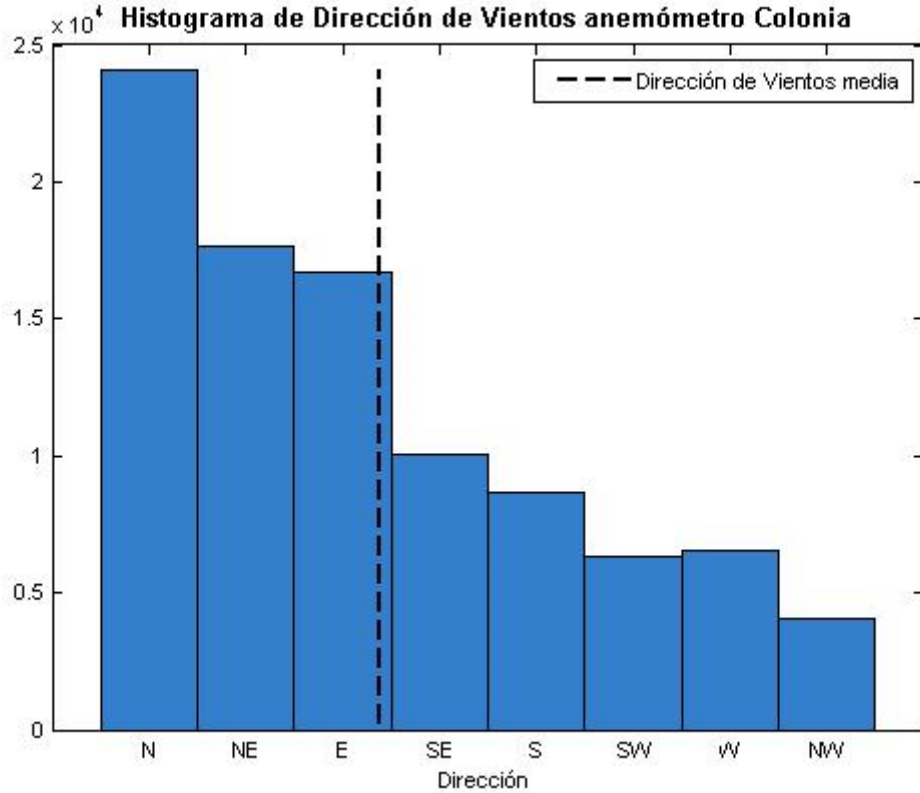


Figura 4-42- Histograma de Direcciones de Vientos de estación meteorológica Colonia.

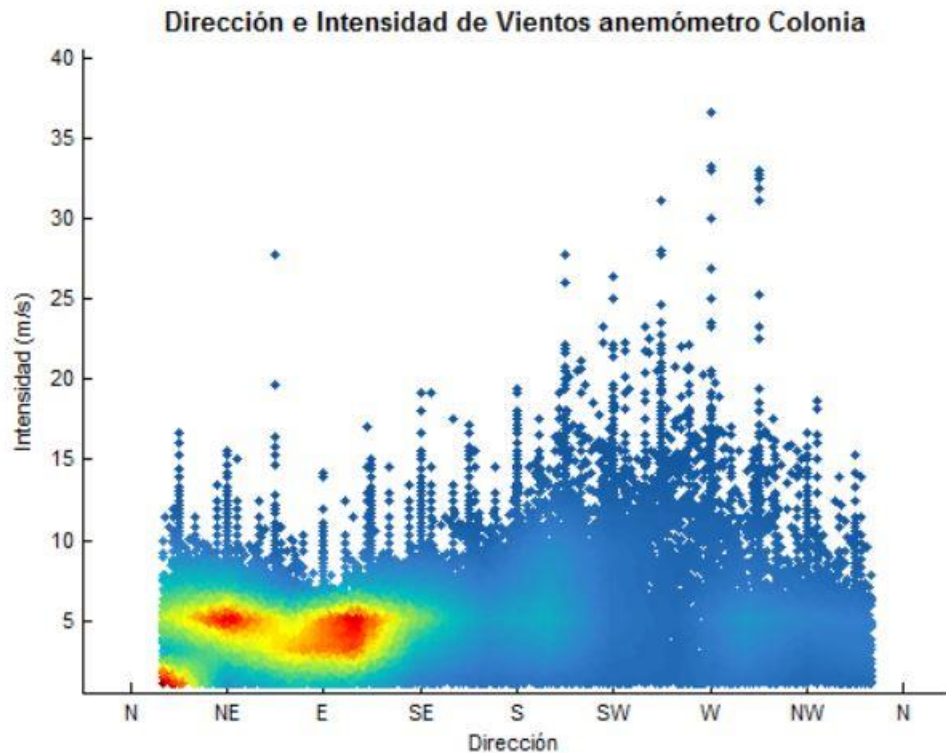


Figura 4-43- Gráfico de densidades de Direcciones de Viento y sus Intensidades de la estación meteorológica Colonia.

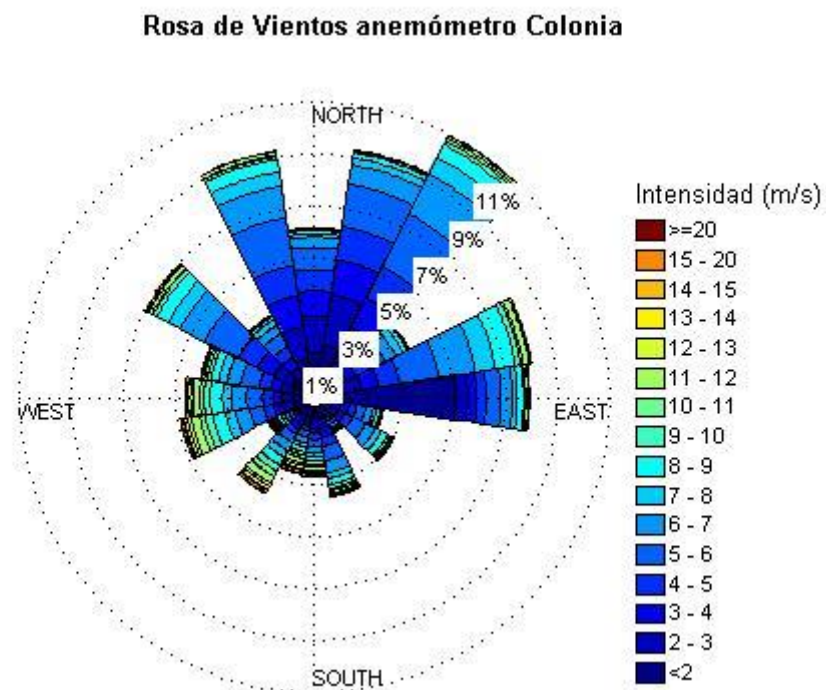


Figura 4-44- Rosa de Vientos estación meteorológica Colonia.

4.4 Datos pluviométricos

Para los pluviómetros de interés se realizan curvas de doble masa (Figura 4-45) y análisis de datos faltantes, comparando la cantidad de datos que se debería rellenar con la cantidad de datos existentes (Figura 4-46), tomando

como pluviómetros de referencia los 2662 y 2621 por ser los que cuentan con mayor cantidad de datos. El relleno de datos se realiza con el método del inverso de la distancia al cuadrado (IDW).

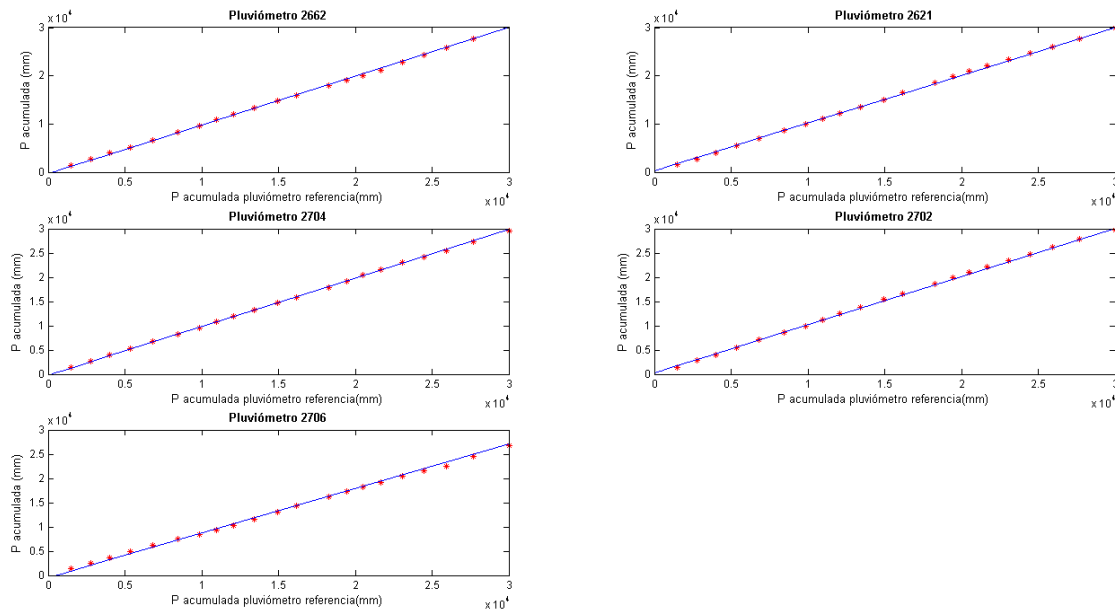


Figura 4-45- Curvas de doble masa acumulada para los pluviómetros de la zona.

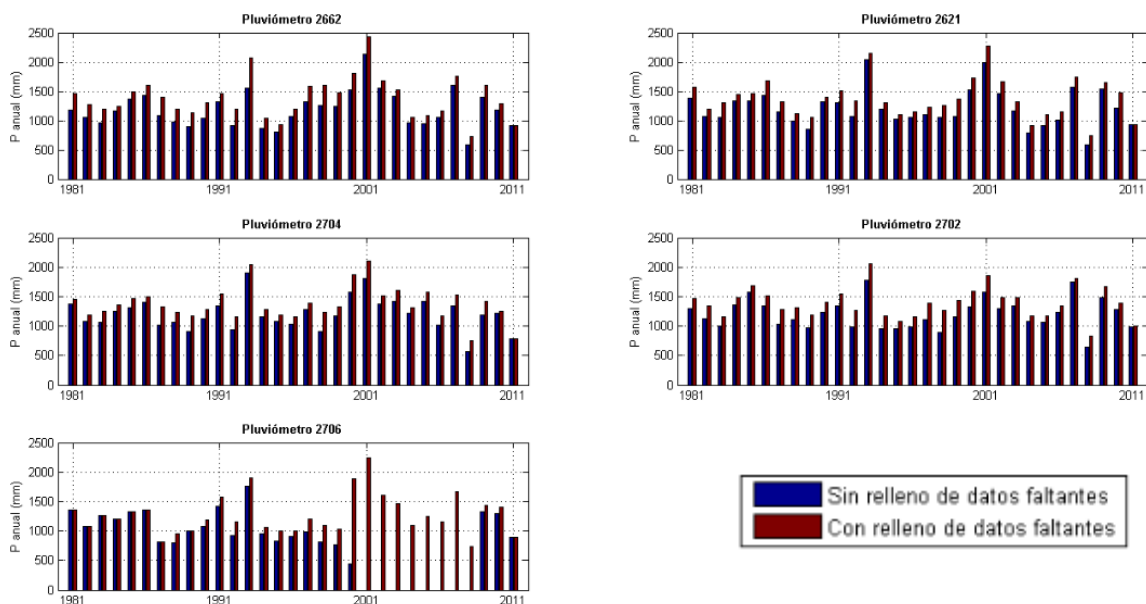


Figura 4-46- Comparación de series con y sin relleno de datos faltantes.

De esta manera se toman los datos de las estaciones pluviométricas con las que se cuenta con datos exceptuando los del pluviómetro 2706 por considerarse los periodos faltantes demasiado extensos. Los pluviómetros utilizados en la modelación hidrológica son únicamente los de influencia de la cuenca y se determinaran en el capítulo Caracterización hidrológica.

4.5 Escurrimientos

Se cuenta con datos medidos de nivel en la estación 192.0 de DINAGUA ubicada 9 km aguas arriba al punto de cierre, además de los datos de nivel se cuenta con aforos para la misma estación. Con estos datos se construye

la curva de aforo con la cual se obtuvieron caudales diarios a los que se les realizan ajustes de probabilidad para máximos, con el fin de validar los caudales obtenidos mediante el método del NRCS. También, como se detalla en el capítulo Modelación hidrodinámica, fueron utilizados ciertos eventos de la serie para calibrar el modelo hidrodinámico implementado en HEC-RAS.

La curva de aforo se presenta en la Ecuación 4-1. La elaboración de la curva de aforo se explica más adelante en la sección 4.5.1 .

$$Q = A(H - H_0)^{exp} \quad \text{Ecuación 4-1}$$

Siendo Q el caudal a calcular, A y exp coeficientes que se determinan con los aforos, H es el nivel medido con la regla en la sección y H_0 un factor de corrección determinado también con los aforos. Hallando estos valores utilizando las diferentes campañas de aforo se obtiene la curva de aforo y con dicha curva se calcula el caudal para cada dato de nivel.

En las Figura 4-47 y Figura 4-48 se presenta la serie de máximos anuales para los datos de nivel (respecto a la escala de DINAGUA correspondiente a la sección) y caudal.

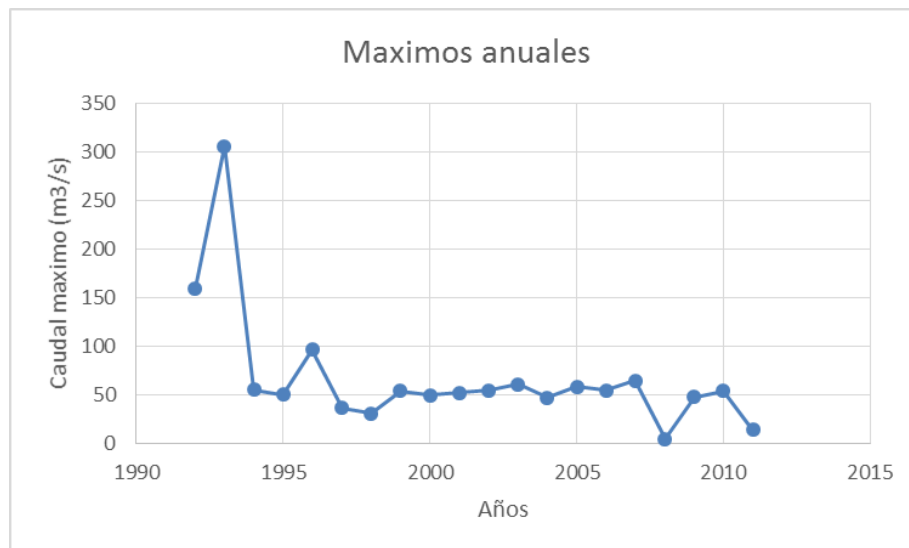


Figura 4-47- Serie de caudales en la estación hidrométrica 192.0 de DINAGUA.

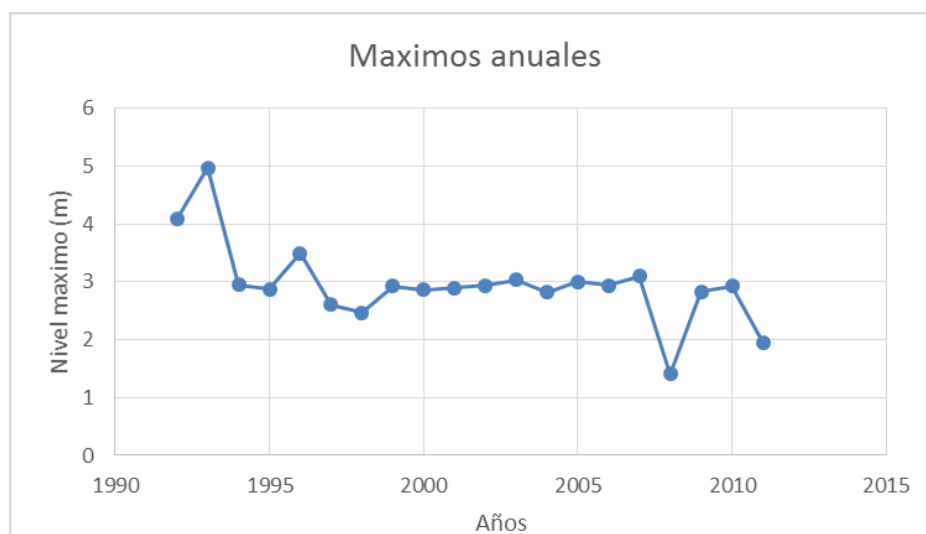


Figura 4-48- Serie de niveles en la estación hidrométrica 192.0 de DINAGUA.

Para la serie de caudal se realiza el ajuste a la distribución de extremos generalizada, se presentan los resultados para el ajuste por GEV en la Figura 4-49.

Vale aclarar que para el ajuste a funciones de probabilidad los caudales que se utilizaron fueron los correspondientes a los medidos en el puente donde existen aforos de DINAGUA. En dicho punto la cuenca de aporte es menor a la utilizada para calcular los caudales por el método del número de curva, esto sumado al hecho que los caudales pico simulados para eventos extremos son instantáneos y los medidos son un promedio de tres medidas en el día, podrá generar diferencias en los valores de caudales para diferentes periodos de retorno. Esto se detalla en el capítulo Caracterización hidrológica.

Se aprecia que los intervalos de confianza se separan mucho de la curva de ajuste de la función probabilidad, esto sumado al hecho que para periodos de retorno mayores a 10 años la curva de ajuste se aleja drásticamente de los datos medidos nos indica que los resultados obtenidos por este método deben ser tomados con precaución. La Tabla 4-13 muestra valores estimados a partir del ajuste.

Tr (años)	Q(m ³ /s) GEV
2	53.18
5	91.68
10	122.59
25	169.13
50	210.04

Tabla 4-13- Valores estimados de caudal para períodos de retorno dado.

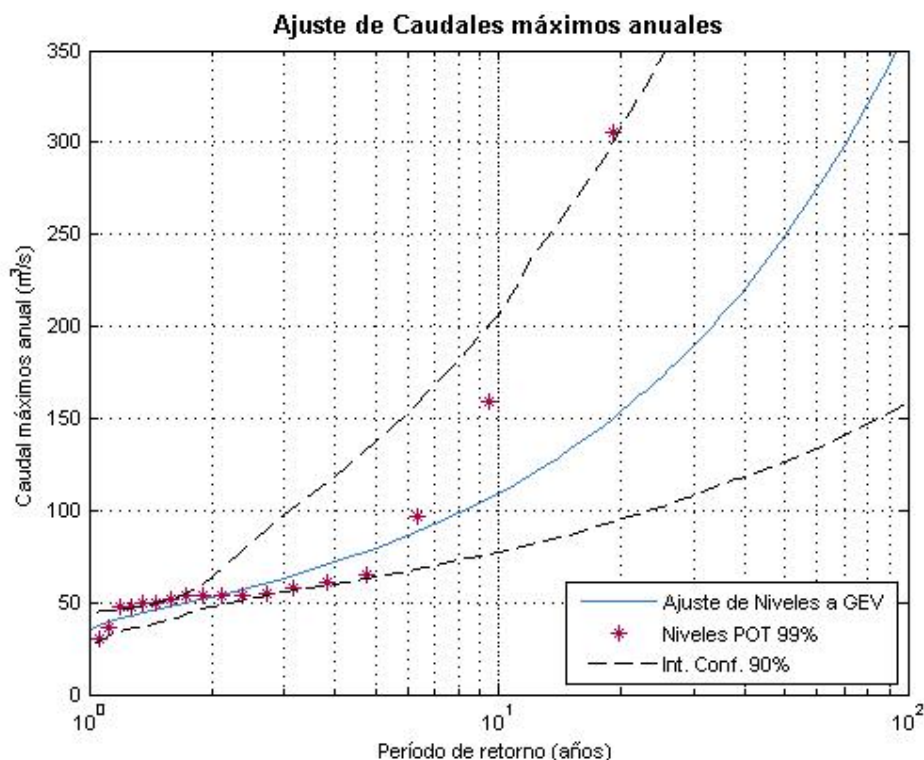


Figura 4-49- Ajuste GEV de máximos anuales de caudal en la estación hidrométrica 192.0 de DINAGUA.

4.5.1 Ajuste de la curva de gasto

La construcción de la curva de gasto se realizó como parte del procesamiento de la información disponible. Se contaba con aforos realizados entre los años 1992 y 2004. El rango de caudales y alturas de escala se muestran en la Figura 4-50. Puede verse dispersión a lo largo de toda la curva.

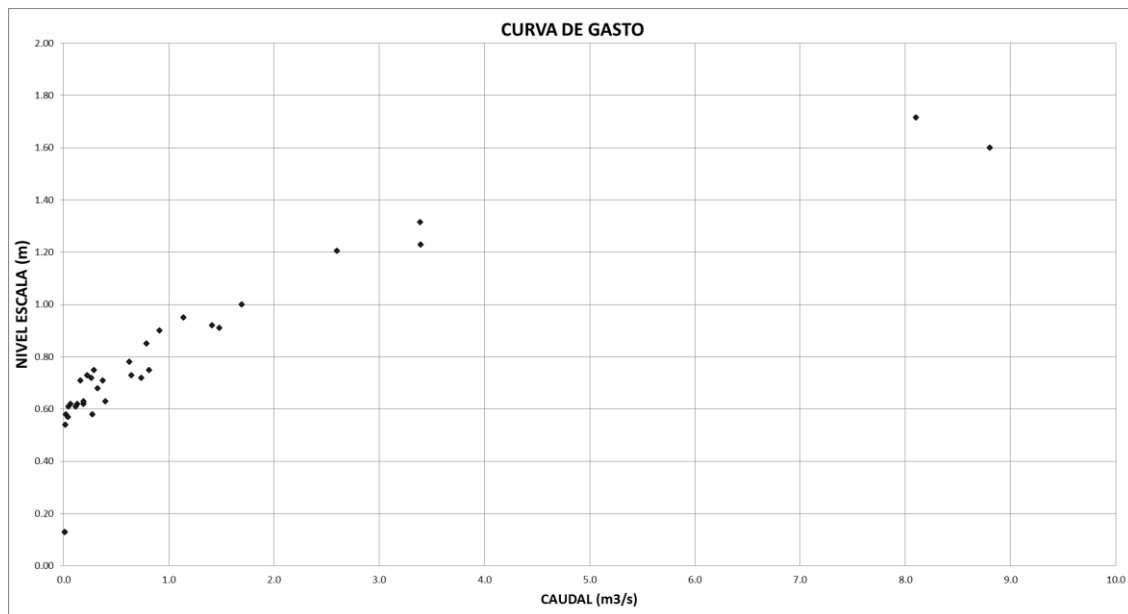


Figura 4-50- Aforos realizados en la sección de la estación hidrométrica Picada Gambetta entre 1992 y 2004.

El ajuste de la curva se realizó con el método log-log, como se muestra en la ecuación que sigue:

$$\log(Q) = \exp \log(H - H_0) + \log(A) \quad \text{Ecuación 4-2}$$

Para la realización del ajuste se identificaron tres periodos diferentes de acuerdo a la tendencia de dispersión. Los periodos, límites de los tramos y valores de las curvas de aforo se reúnen en la Tabla 4-14 para escalas bajas (menores a 0.80 m) en la sección. Para el tramo alto de la sección se realizó la curva que está en la Tabla 4-15.

fecha inicial del período	escala mínima	escala máxima A	Ho	exp	Qminimo	Qmáximo
04-12-92	0.58	0.75	5.2488	0.0000	9.7795	0.0255
07-08-96	0.54	0.78	10.1197	0.0000	9.3986	0.0309
15-02-02	0.58	0.75	2.6189	0.0000	4.1233	0.2771

Tabla 4-14- Valores de los ajuste de los tres periodos diferenciados. Escalas bajas y medias.

fecha inicial del período	escala mínima	escala máxima A	Ho	exp	Qminimo	Qmáximo
04-09-92	0.85	1.72	1.5513	0.0000	3.2954	0.9080

Tabla 4-15- Valores de la curva de aforo para los tramos altos de la sección de aforo.

Como observaciones destacables es que el caudal máximo aforado es de poco más de 9 m³/s para cálculos de caudales con escalas mayores a la correspondiente a este caudal (1.7 m) se realizarán con la extrapolación de la curva de la parte alta de la sección.

En la Figura 4-51 se muestra la tramificación por períodos y escalas para la obtención de los parámetros de las curvas de aforo.

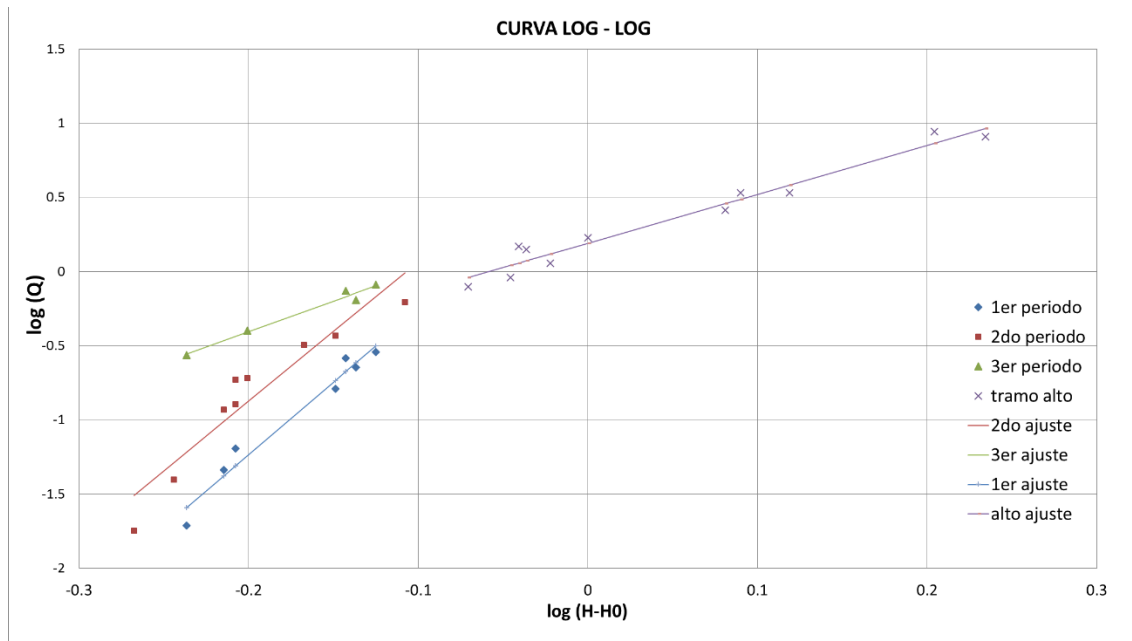


Figura 4-51- Ajuste a la curva de aforo por tramos (escalas límite 0.80 m) y por períodos de año diferentes.

5 Estudio del régimen fluvial

En el presente capítulo se analizan los aspectos fluviales del arroyo Cufre, incluyendo la caracterización hidrológica, la modelación hidrodinámica y la modelación hidro-sedimentológica del tramo inferior del arroyo.

5.1 Caracterización hidrológica

Se realiza la caracterización hidrológica de la cuenca del Arroyo Cufre con punto de cierre en la desembocadura del arroyo en el Río de la Plata.

5.1.1 Determinación de cuenca Arroyo Cufre

Para comenzar con la caracterización hidrológica en el arroyo Cufre lo primero que se realiza es la determinación de la cuenca de aporte para el punto de cierre en la desembocadura del arroyo en el Río de la Plata, lo que se observa en las Figura 5-1 y Figura 5-2.

El trazado de la cuenca se realizó mediante el procesamiento, en el sistema de información geográfica ArcGis 10.0 (ESRI, 2010), de los datos de terreno. Se utiliza el modelo digital de terreno (MDT) obtenido del Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) de la NASA, corregido por el Consorcio para Información Espacial del CGIAR (Jarvis, et al., 2008). Para el procesamiento de la información se utilizó el complemento Archydro (ESRI, 2010). Dicho complemento permite corregir el MDT para que las depresiones del terreno coincidan exactamente con el trazado de los cauces, definir líneas de flujo con dirección y sentido basándose en el MDT, definir donde se acumula el flujo y a partir de esto definir conjuntos de subcuencas que a posteriori forman la cuenca en el punto de cierre escogido.

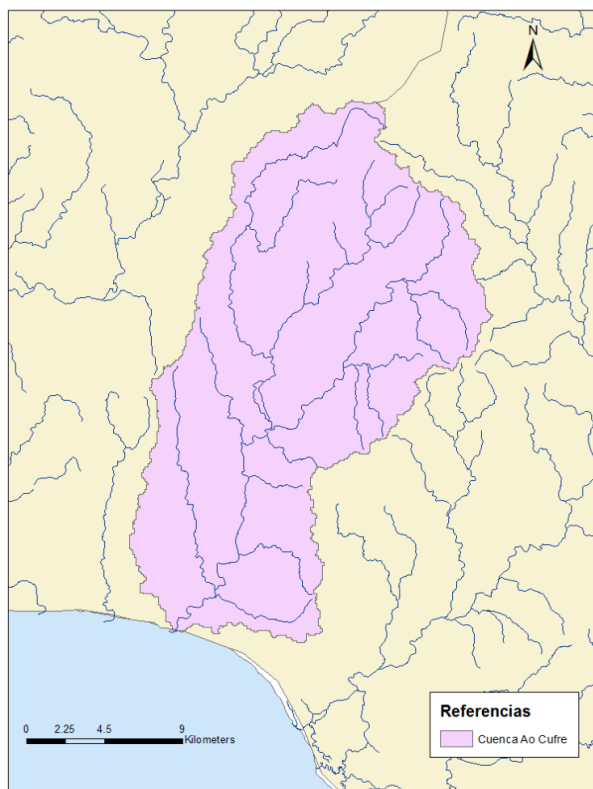


Figura 5-1- Determinación de cuenca hidrográfica.

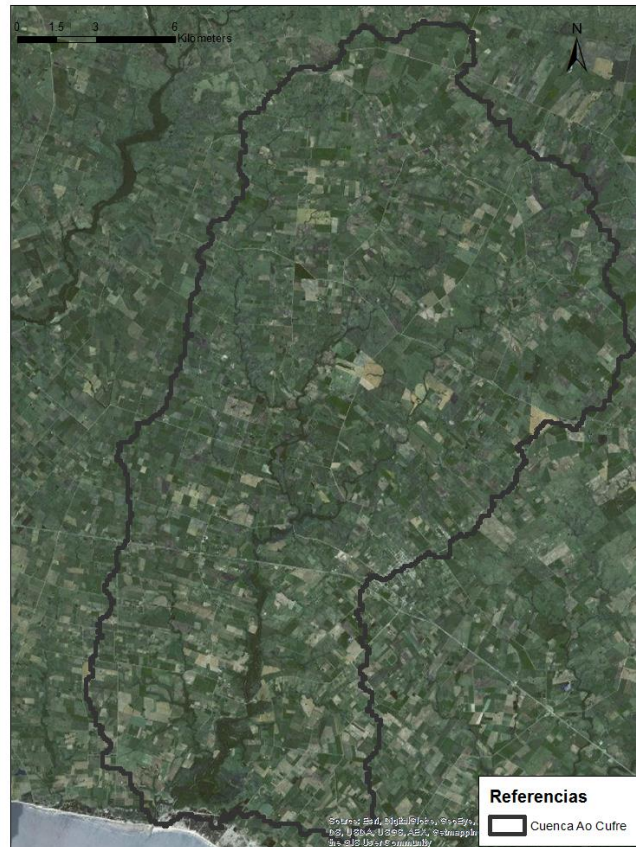


Figura 5-2- Determinación de cuenca. Imagen de fondo extraída de World Imagery (ESRI).

De esta manera queda definida la cuenca, la cual tiene un área de 370 km². Como se observa en la Figura 5-2, presenta diversos usos del suelo en su extensión aunque no presenta ningún centro poblado de porte medio o grande.

5.1.2 Determinación de parámetros hidrológicos

Se determinan los parámetros hidrológicos de la cuenca y de su cauce principal necesarios para la modelación a partir del procesamiento de la información topográfica y edafológica disponible.

Para el procesamiento primario se utiliza nuevamente el complemento ArchHydro, con el cual se calculan además los parámetros del cauce principal el cual se define a partir de la longitud hidráulica más larga para la cuenca.

Luego se pondera el número de curva en la cuenca según el área para cada uso de suelo. Se realiza el mismo procedimiento para las unidades de suelo para obtener el grupo hidrológico. Se muestra la distribución de las unidades de suelo y de los usos del suelo presentes en la cuenca en la Figura 5-3 y la Figura 5-4. Además se calcula el tiempo de concentración mediante la fórmula de Ramser y Kirpich a partir de las características del cauce.

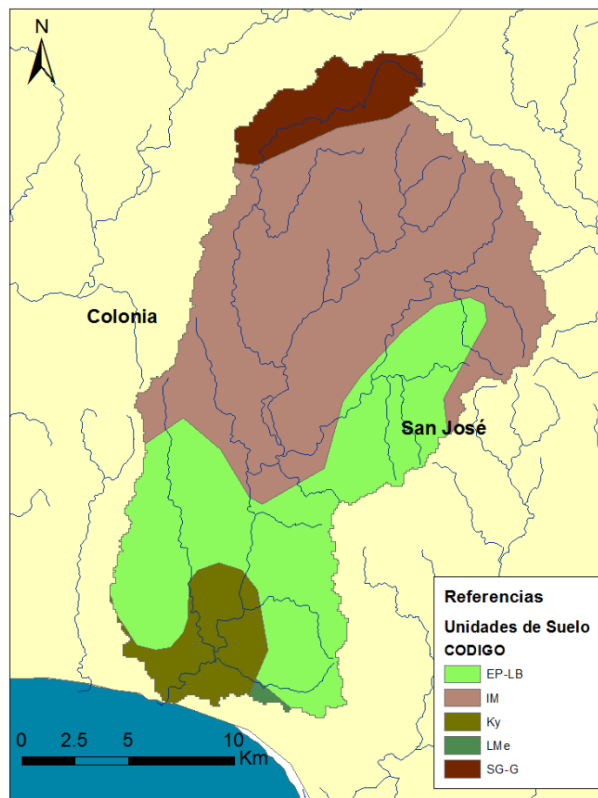


Figura 5-3- Unidades de suelo presentes en la cuenca

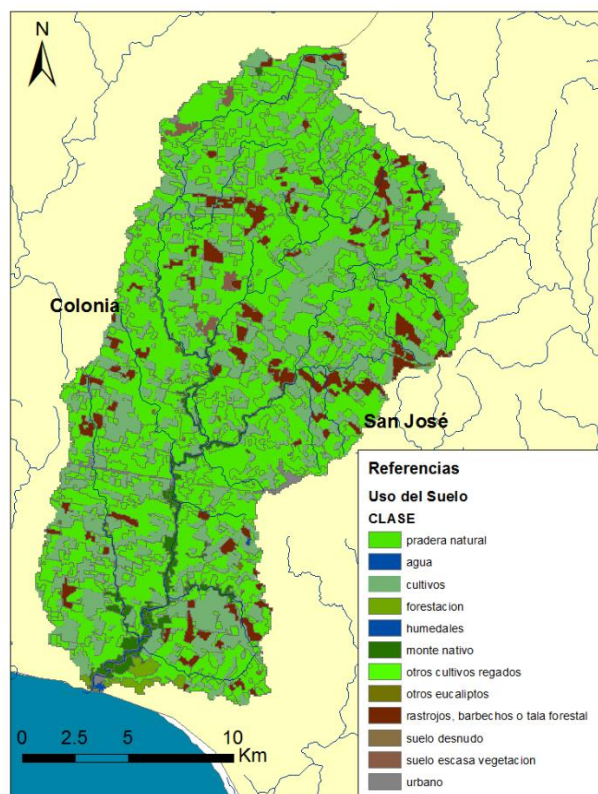


Figura 5-4- Usos de suelos en cuenca

En la Figura 5-3 se observa que predomina la unidad de suelo Isla Mala que se representa por el grupo hidrológico C aunque también tiene peso la unidad Kiyú a la cual le corresponde C/D. Estos datos se obtienen a partir de la

relación establecida entre las distintas Unidades de suelo con los grupos hidrológicos (Durán, 1996). Los resultados de la ponderación se presentan en la Tabla 5-1. Por otro lado en la Figura 5-4 se aprecia que los usos de la cuenca son mayoritariamente praderas y cultivos.

Se calculan los demás parámetros edafológicos en base a la clasificación de suelos del mapa CONEAT a escala 1:40.000 (MGAP), y a partir del mismo se calcula el Agua Disponible (AD), la capacidad de campo, el punto de marchitez permanente y porosidad eficaz del suelo en la cuenca. Los valores de estos parámetros para las unidades de suelos CONEAT son estimados en función de contenidos porcentuales de arena, limo, arcilla y materia orgánica presentes en cada unidad de suelo (Molfino, 2009, Fernández, 1979 y Silva et al., 1988). En base a esto, se pondera por área para obtener un valor representativo de las características hidrológicas del suelo en la cuenca.

Área (km²)	370.91
Numero de Curva	79.67
P(3,10,p) (mm)	82.00
Grupo Hidrológico	C
Largo Cauce (km)	46.24
Pendiente Cauce %	0.21
Tc (hs)	13.85
Capacidad de campo (mm)	244.01
Punto marchitez permanente (mm)	139.53
AD suelo (mm)	104.48
Porosidad eficaz (mm)	144.47

Tabla 5-1- Parámetros hidrológicos y físicos de la cuenca

5.1.3 Modelación hidrológica

La modelación hidrológica se realiza en base al método del Número de Curva del NRCS (USDA 2010), el cual es ampliamente utilizado en el cálculo de caudales para eventos extremos en Uruguay. Para implementar el método se utilizó la información generada en la sección anterior de caracterización hidrológica.

Con estos datos se calculan los caudales para periodos de retorno 2, 10, 25, 50 y 100 años, los cuales se presentan en la Tabla 5-2 y los respectivos hidrogramas en la Figura 5-5. Esto se realiza a modo de tener una idea de la respuesta de la cuenca a eventos extremos para completar la caracterización de la cuenca.

Tr (años)	Qmax (m ³ /s)
2	253.57
10	525.97
25	670.99
50	780.75
100	891.06

Tabla 5-2- Caudales para diferentes períodos de retorno

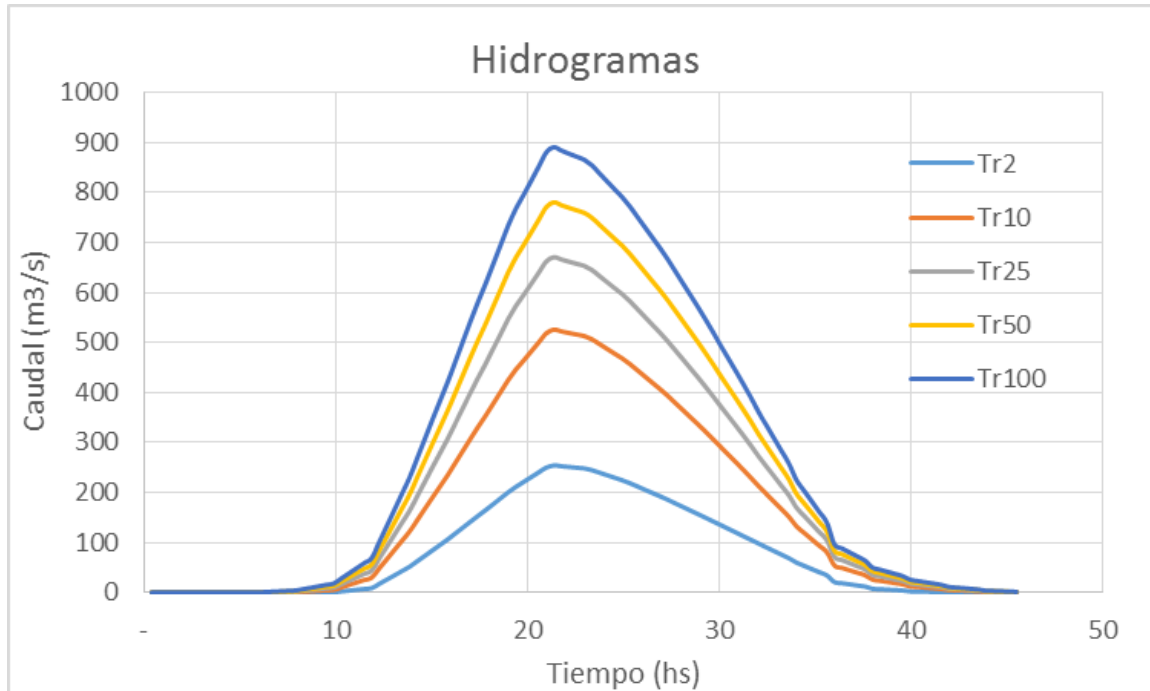


Figura 5-5- Hidrogramas para diferentes periodos de retorno.

5.2 Modelación hidrodinámica

Se realiza una modelación hidrodinámica unidimensional no estacionaria del tramo inferior del arroyo Cufré, Figura 5-6, con el fin de obtener velocidades y niveles en la zona donde se plantea construir la marina, así como modelar el transporte de sedimentos en el arroyo.

Dicha modelación se realiza mediante el software libre HEC-RAS 4.1.0 (US Army Corps of Engineers, 2010), desarrollado por el cuerpo de ingenieros del ejército de Estados Unidos, que resuelve las ecuaciones de flujo no estacionario en una dimensión mediante un esquema implícito de diferencias finitas.



Figura 5-6- Tramo del arroyo simulado en HEC-RAS, línea continua roja. Extraído de Google Earth.

5.2.1 Representación de las características geomorfológicas del cauce

Para realizar la modelación fue necesario recabar cierta información topográfica de la zona de estudio, de manera de poder definir el cauce principal y la planicie de inundación del arroyo en el tramo modelado.

Para esto se utiliza información de relevamientos topo-batimétricos de la desembocadura del arroyo, realizados por la Dirección Nacional de Hidrografía (DNH) para un estudio previo de Facultad de Ingeniería. También se solicitó a la Dirección Nacional de Vialidad y a la Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA) los relevamientos de las secciones del puente ubicado sobre la Ruta Nacional número 1 y del puente del camino rural que atraviesa el Arroyo a 9 km de su desembocadura. En la Figura 5-7 se presenta la sección de cauce relevada por DINAGUA. Con sendos relevamientos se construye una sección de cauce para cada puente.

Complementariamente, para constituir la planicie de inundación, se agrega a las secciones información del terreno obtenida a partir del modelo digital del terreno (MDT), Figura 5-9, elaborado por la Dirección General de Recursos Naturales Renovables (RENARE) en base a las curvas topográficas 1:50.000 del Servicio Geográfico Militar. Dicho MDT consta de una resolución espacial de 30x30 metros y fue corregido para que las depresiones del terreno coincidan con los cursos de agua.

De esta manera, como se muestra en la Figura 5-7, se cuenta con tres secciones a lo largo del tramo a modelar, en las cuales se define el cauce principal y la planicie de inundación unificando la información recabada. Las secciones entonces quedan definidas unificando la información del MDT con la información de los relevamientos de las distintas entidades.

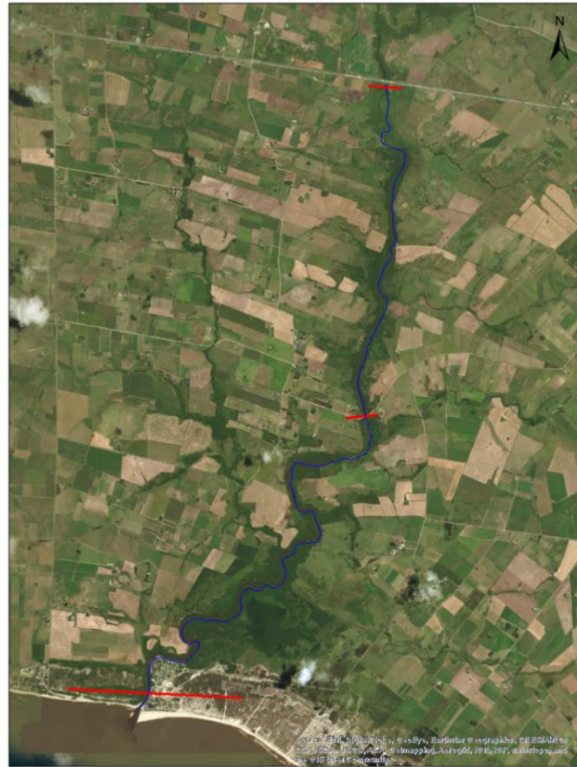


Figura 5-7- Secciones con relevamientos disponibles. Imagen de fondo World Imagery

Para poder unificar toda esta información fue necesario el procesamiento de la misma en un sistema de información geográfica. Para esto se utilizó el software ArcGis al igual que en la modelación hidrológica, pero además se implementó el complemento HEC-GeoRAS (USACE, 2013) desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos. El mismo permite, a partir de datos de terreno en formato MDT, obtener la forma del cauce, las distancias y las secciones transversales.

Una vez obtenido todo esto se acopló la sección definida a partir del MDT con la proveniente de relevamientos logrando que coincida con la zona de mayor depresión del terreno, ya que es la que actuará como sección principal del cauce. Esto se resume en las Figura 5-8 a Figura 5-10.

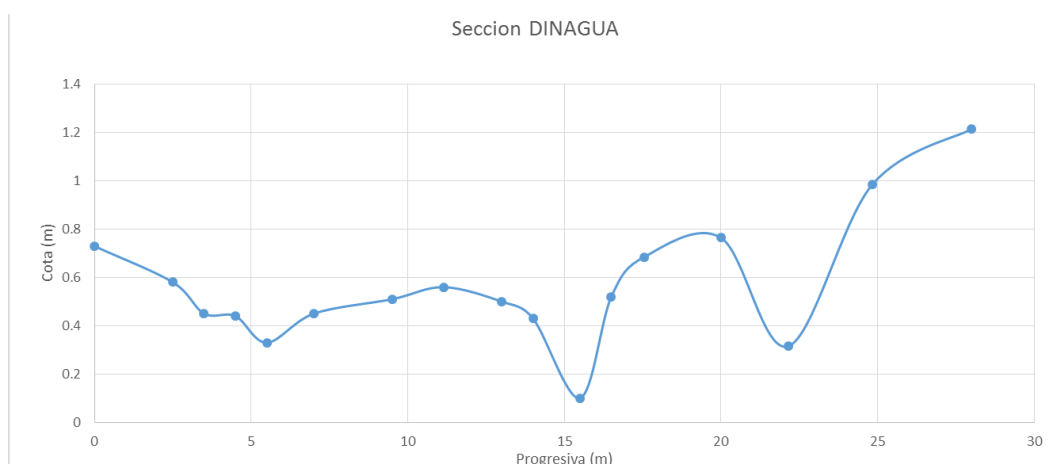


Figura 5-8- Sección bajo el puente relevada por DINAGUA. Cota referida al cero local del relevamiento.

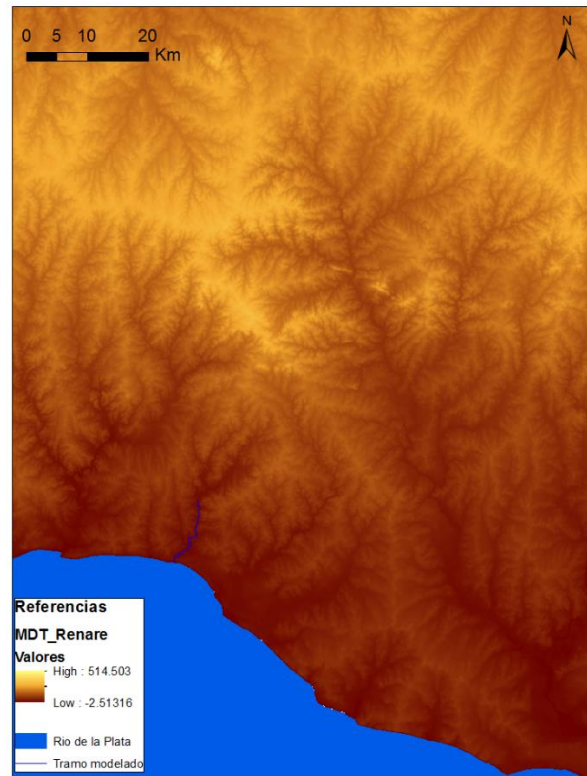


Figura 5-9- Modelo digital de elevaciones del terreno (RENARE)

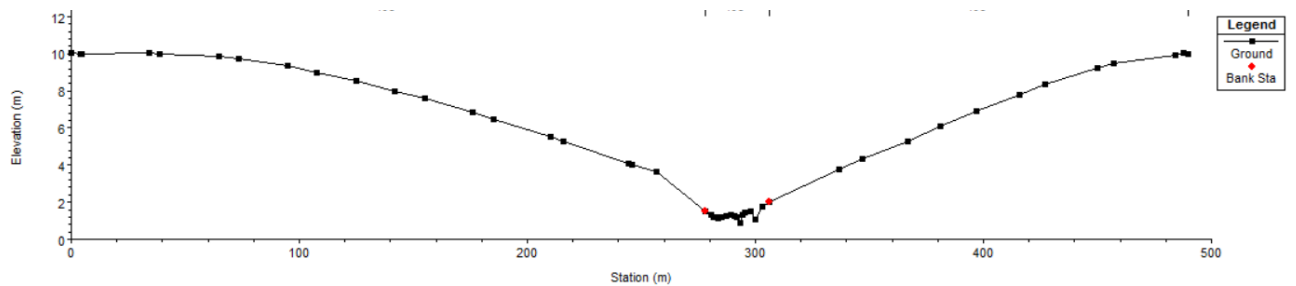


Figura 5-10- Sección combinada de DINAGUA representada en HEC-RAS: cauce principal y planicie de inundación.

Ademas de procesar la información del terreno e implementarla en HEC-RAS se agregan los puentes correspondientes a las secciones ubicadas en Ruta 1 y camino vecinal, Figura 5-11 ilustra la de Ruta 1. Finalmente, se interpolan las secciones linealmente para minimizar los problemas de inestabilidad que pudiera tener el modelo.

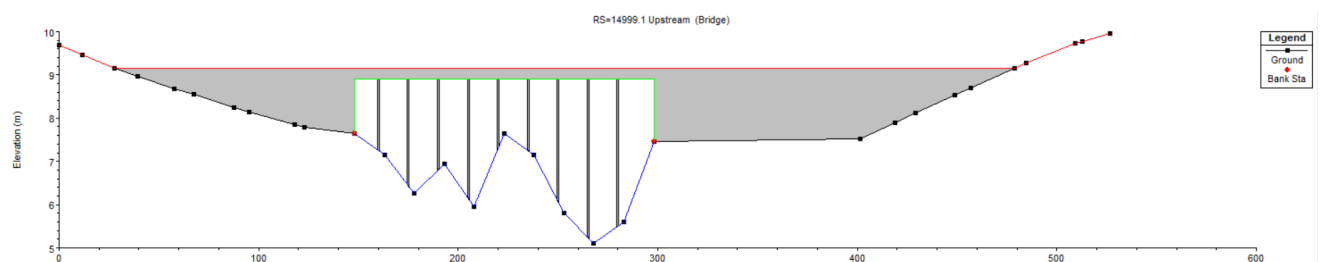


Figura 5-11- Representación del puente de Ruta 1 en HEC-RAS.

5.2.2 Calibración y validación del modelo

Una vez que se cuenta con toda la información de la geometría del cauce se procede a la calibración del modelo.

El proceso de calibración consta de seleccionar dos de los máximos eventos de la serie de niveles, obtener la precipitación en la cuenca para estos eventos, calcular y transitar el hidrograma desde el puente de Ruta 1 hasta la siguiente sección medida, la cual cuenta con datos de nivel, y contrastar dichos datos con los obtenidos mediante la simulación.

Para esto se seleccionan eventos extremos correspondientes a los años en los cuales se tiene datos de nivel y precipitación. La serie común va desde 1992 a 2011. Se seleccionan dos eventos, uno en 1993 y otro en 1996, y se procede a calibrar el modelo para uno de ellos y a validarlo para el restante.

Se calculan los hidrogramas a partir de convertir precipitación en caudal mediante el método del Numero de Curva (USDA, 2010), pero con la salvedad de que en lugar de utilizar la tormenta de diseño de bloque alterno propuesta en el método se ingresan directamente las tormentas reales correspondientes a cada evento. Dichas tormentas se construyen a partir de los datos diarios de precipitación medidos en los pluviómetros de influencia de la cuenca ponderada por el método de los polígonos de Thiessen. La cuenca cuenta con tres pluviómetros de influencia de la red pluviométrica del Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET), con datos diarios desde 1981 hasta 2011.

La calibración se realiza variando en primera instancia los parámetros hidrológicos obtenidos de la cuenca hasta un 20%, y luego variando el coeficiente de rugosidad de Manning del cauce y las planicies de inundación buscando siempre minimizar la diferencia entre niveles medidos y simulados en la sección relevada por DINAGUA, se pueden apreciar algunos de los resultados en la Figura 5-12.

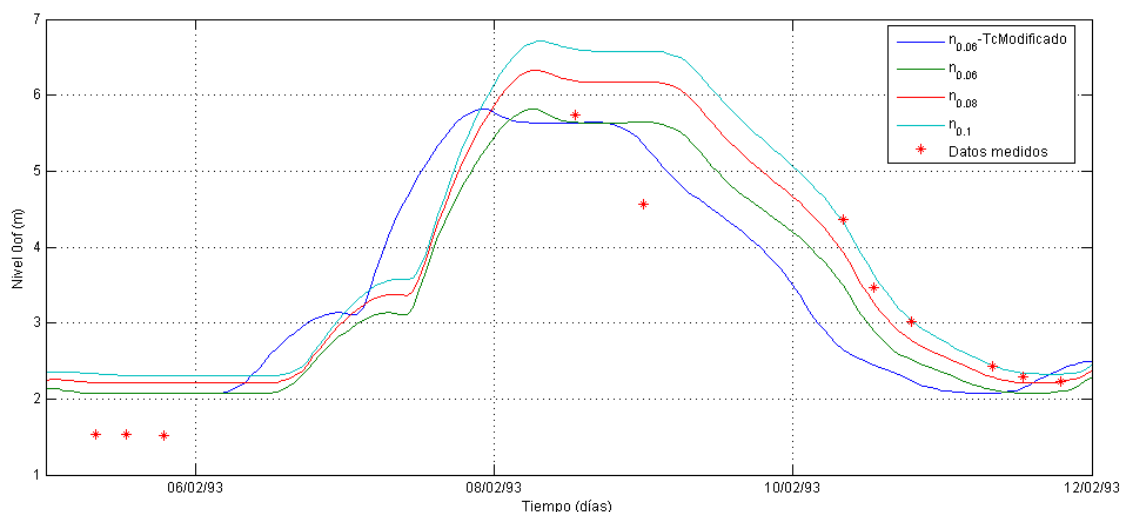


Figura 5-12- Resultados del proceso de calibración HEC para el evento de 1993.

Finalmente como resultado del proceso de calibración se llega a que los valores de tiempo de concentración y número de curva son los teóricos

hallados mediante los métodos descritos en la caracterización hidrológica. Estos valores junto con el coeficiente de Manning se presentan en la Tabla 5-3. Además se realiza la validación de los valores obtenidos en la calibración. Los resultados gráficos de ambas etapas se muestran en las Figura 5-13 y Figura 5-14.

n	Tc (hs)	Numero de Curva
0.06	13.85	79.67

Tabla 5-3- Resultados calibración

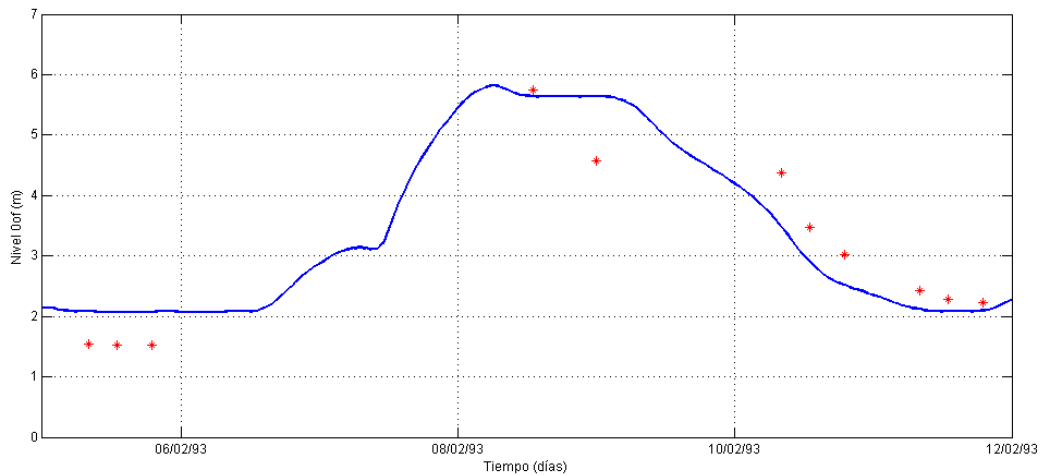


Figura 5-13- Resultados del modelo calibrado para el evento de 1993 en la sección con niveles medidos por DINAGUA.

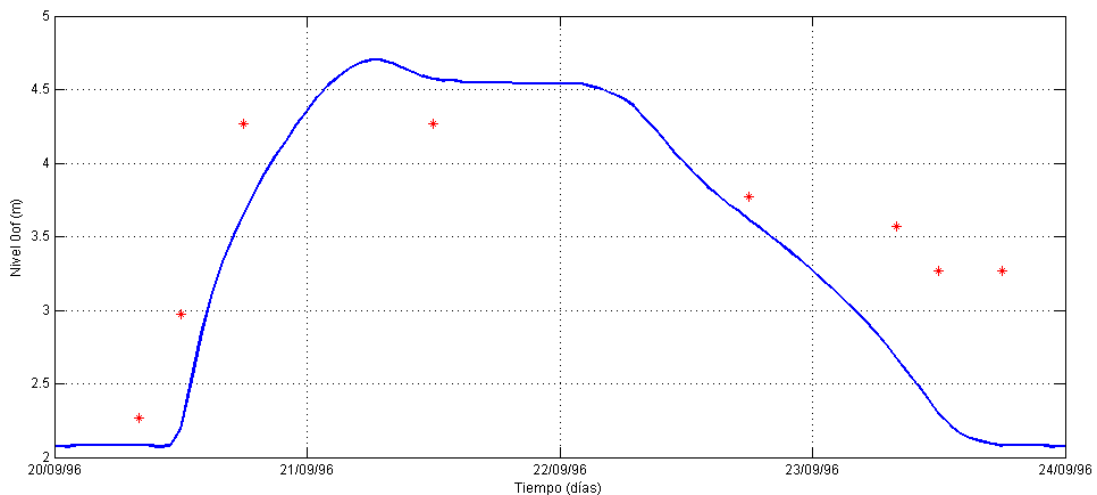


Figura 5-14- Resultados del modelo calibrado para el evento de 1996 (elegido para validación) en la sección con niveles medidos por DINAGUA

Se observa tanto para el evento utilizado para calibración como para el evento de validación un buen ajuste a los valores maximos de niveles, con una diferencia máxima en la validación de 40 cm. Por otro lado se puede ver un ajuste aceptable a la forma del limnigrama, Figura 5-13 y Figura 5-14.

Se observa también que el modelo calibrado no logra reflejar enteramente el comportamiento del limnigrama medido, con discrepancias de algunas horas en ramas ascendente y descendente. Esta discrepancia en parte puede

deberse a que el intervalo de precipitación que se tiene como dato es de 24 horas y no se dispone de una frecuencia de datos menor al día, por lo que puede que se pierda sensibilidad en los cambios de intensidad de precipitación dentro de un mismo día.

De todas maneras en conjunto se logra una representación satisfactoria del limnigrama en la sección relevada por DINAGUA para los parámetros calibrados.

5.3 Corridas del modelo hidrodinámico

Una vez implementado y calibrado el modelo hidrodinámico, se realizan dos tipos de corridas para flujo no estacionario con el fin de obtener información necesaria para el dimensionamiento de la marina. Se realiza una corrida continua, para la evaluación del cumplimiento de los criterios de operatividad y corridas por eventos para estudiar los diferentes modos de fallo de los distintos tramos de la obra. Se detallan los procedimientos más adelante en el capítulo Diseño de la Marina.

El primer tipo de corrida mencionado consiste en simular eventos extremos. Para ello se calcula el hidrograma de escorrentía de la cuenca mediante el método del NRCS para diferentes periodos de retorno, que luego se utiliza como condición de borde aguas arriba y se ingresa en la primera sección representada en el modelo. La condición de borde de aguas abajo será el nivel del Río de la Plata en Juan Lacaze correspondiente al periodo de retorno deseado.

Por otra parte se realiza una simulación no estacionaria del periodo en el que se tienen datos de caudal (1992-2011). Se utilizan como condición de borde aguas arriba los datos medidos en la estación hidrométrica 192.0 de DINAGUA. Dichos datos se corrigen debido a que el área de aporte es menor en el punto de cierre definido por la estación, a la de la cuenca de aporte con punto de cierre en la desembocadura. En las fechas donde hay faltantes de datos de caudal, para no generar problemas de inestabilidad se utiliza el caudal interpolado entre los días inmediatamente anterior y posterior al faltante, pero el dato resultante de la simulación para esta fecha no se utiliza en análisis de resultados. Para la condición de borde aguas abajo se utilizan los niveles del Río de la Plata de reanálisis. La decisión de utilizar estos niveles y no los de Juan Lacaze se debe a que para definir la condición de borde se debe tener datos con un paso de tiempo constante y no puede haber faltantes en la serie.

Se muestran algunos resultados para las diferentes corridas en la sección de la marina en la Figura 5-13, Figura 5-14 y Figura 5-16. En la Figura 5-15 se presenta la curva de permanencia de velocidades calculadas.

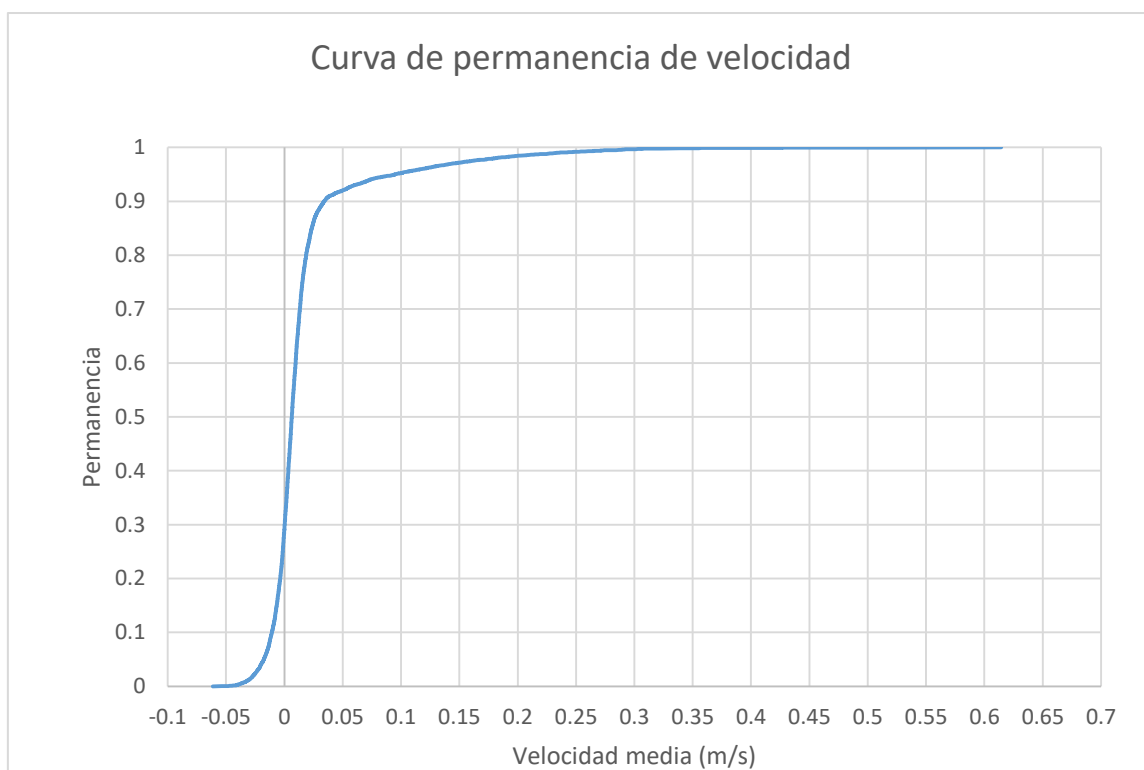


Figura 5-15- Curva de permanencia de velocidad obtenida a partir de los resultados de HEC-RAS.

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufre

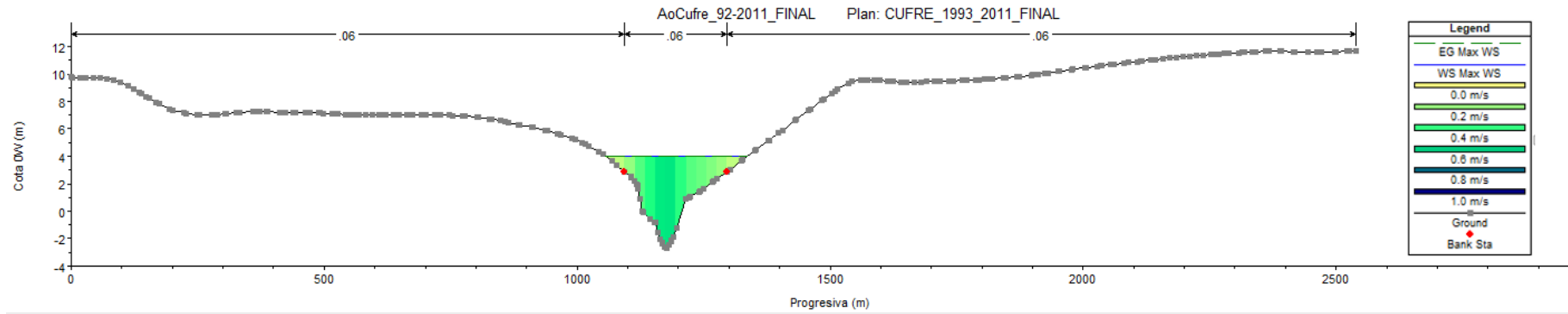


Figura 5-16- Resultado del software HEC-RAS para el 8 de febrero de 1993, nivel máximo registrado en la simulación en el periodo 1992-2011. Sección correspondiente a ubicación de la marina. Se aprecian en distintas tonalidades de verde los rangos de velocidad de flujo en la sección.

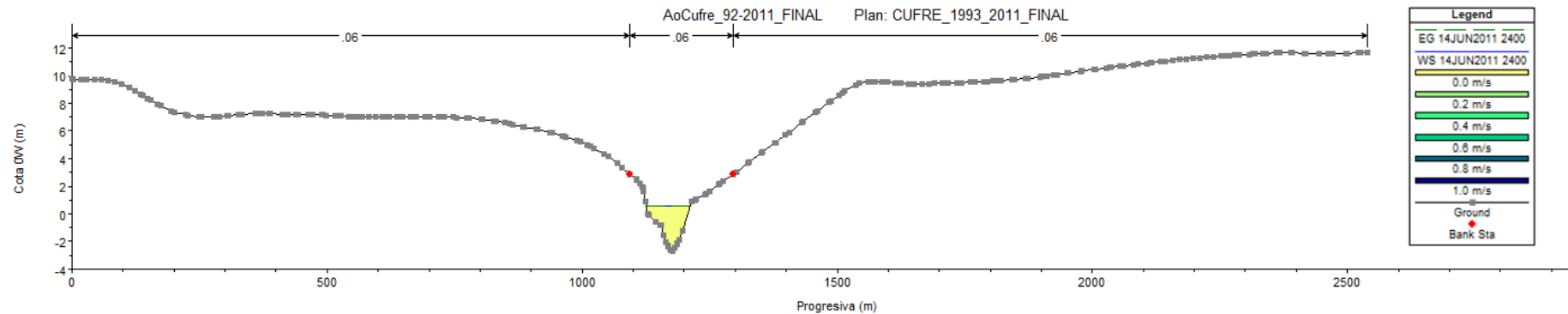


Figura 5-17- Resultado del software HEC-RAS para el 14 de junio de 2011 para simulación en el periodo 1992-2011. Sección correspondiente a ubicación de la marina. Se aprecia en amarillo velocidades nulas de flujo en la sección.

5.4 Modelación hidro-sedimentológica

Se propone calcular el transporte de sedimentos generado en el arroyo con el objeto de, por un lado, tener datos para la operatividad y frecuencia de dragado del canal de navegación y zona de atraque de la marina, y por otro saber cuánto es el aporte de sedimento del arroyo a la costa del Río de la Plata para tener en cuenta en el modelo de una línea.

Se realiza el cálculo mediante el modulo sedimentológico del software HEC-RAS 4.1.0 que cuenta con la posibilidad de elección de distintas formulaciones para cuantificar el transporte de sedimento.

Para el cálculo de transporte de sedimentos mediante el software HEC-RAS se escoge, en base a recomendaciones realizadas por el IMFIA tomando en cuenta experiencias previas, la formulación propuesta por Engelund-Hansen. Mediante la formulación se calcula la curva de caudal líquido-caudal sólido (Ql-Qs) para cada sección definida en el arroyo. De esta manera se tiene una relación que permite obtener, a partir de caudales registrados o simulados en una sección, el caudal de sedimento transportado. En la Figura 5-18 se muestra la curva Ql-Qs para la sección donde se ubicará la marina.

Para realizar los cálculos es necesario previamente ingresar las propiedades granulométricas del sedimento en la zona de estudio. Luego se debe correr el programa en su forma estacionaria para distintos valores de caudal que abarquen el rango de caudales registrados en el arroyo. Una vez obtenidas las curvas Ql-Qs, se calcula el caudal sólido potencial transportado en cada sección a partir del caudal líquido.

En el caso de que se necesite saber el transporte neto de sedimentos en algún tramo, simplemente se compara la cantidad de sedimento de una sección con la anterior o la siguiente. Si la sección aguas abajo transporta mayor cantidad que la ubicada aguas arriba el tramo tendrá tendencia a erosionarse y análogamente si el transporte es menor en la sección aguas arriba el tramo tendrá tendencia a acumular sedimentos. Se presenta en la Figura 5-19 la comparación de las últimas tres secciones de arroyo Cufré antes de su desembocadura.

Vale aclarar que la capacidad de sedimento en toneladas/día mostrada en la curva Ql-Qs es un transporte potencial, esto es que se transportara esa cantidad solamente si existe disponibilidad de sedimentos suficiente a ser transportada.

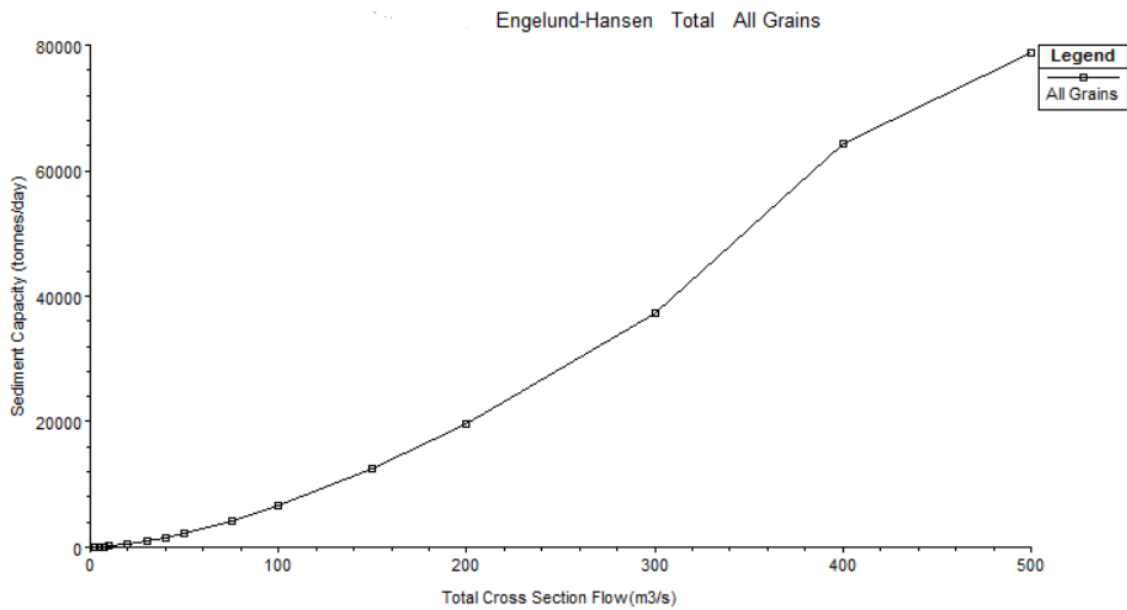


Figura 5-18- Curva Caudal Sólido-Caudal líquido para la sección donde se ubicará la marina.

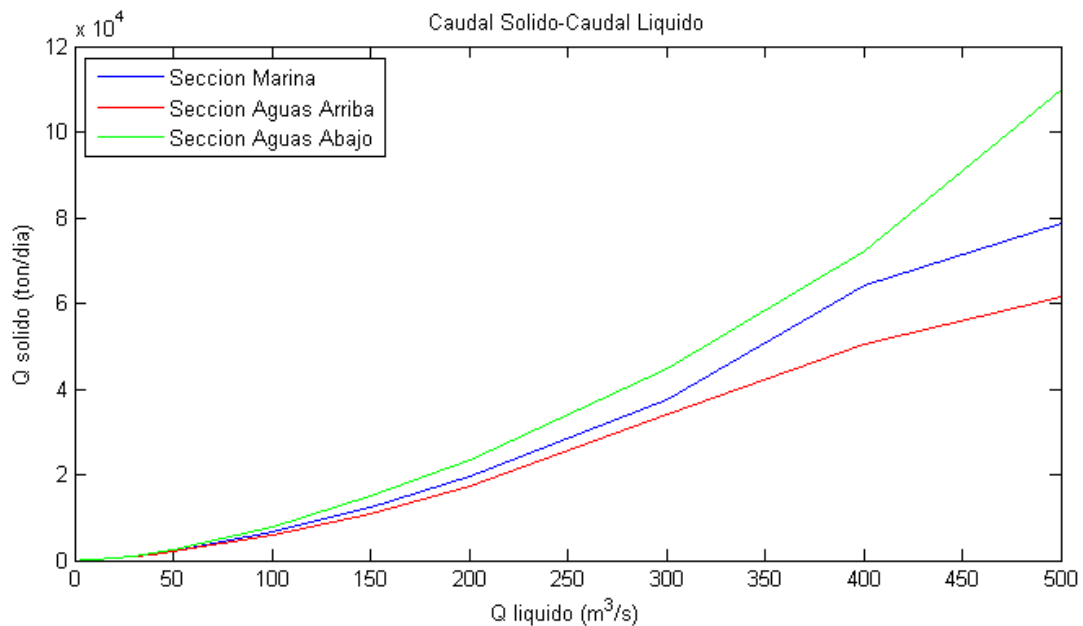


Figura 5-19- Curva Caudal Sólido-Caudal líquido para las secciones donde se ubicará la marina. En rojo sección aguas arriba, azul sección intermedia, verde sección aguas abajo.

Se puede ver en la Figura 5-19 que el mayor transporte potencial se da para las secciones que están más cerca de la desembocadura. Esto da un indicio de que, si se limita el análisis solamente al régimen hidráulico del arroyo, posiblemente no haya que realizar dragados de manera muy frecuente y se deberá prestar especial atención a la erosión de los márgenes del arroyo en la zona del último tramo antes de la desembocadura. Por otra parte también es posible que en estas secciones haya entrada de arena desde el Río de la Plata.

Se calcula entonces el transporte de sedimento anual ($m^3/año$) para las últimas secciones, para luego calcular el caudal que llegará al Río de la Plata como el caudal que dejaría el tramo final del arroyo, o sea la diferencia entre

el caudal potencial transportado por las últimas dos secciones. Se muestran los resultados en la Figura 5-20, para el periodo 1992-2011, calculado según la formulación de Engelund-Hansen.

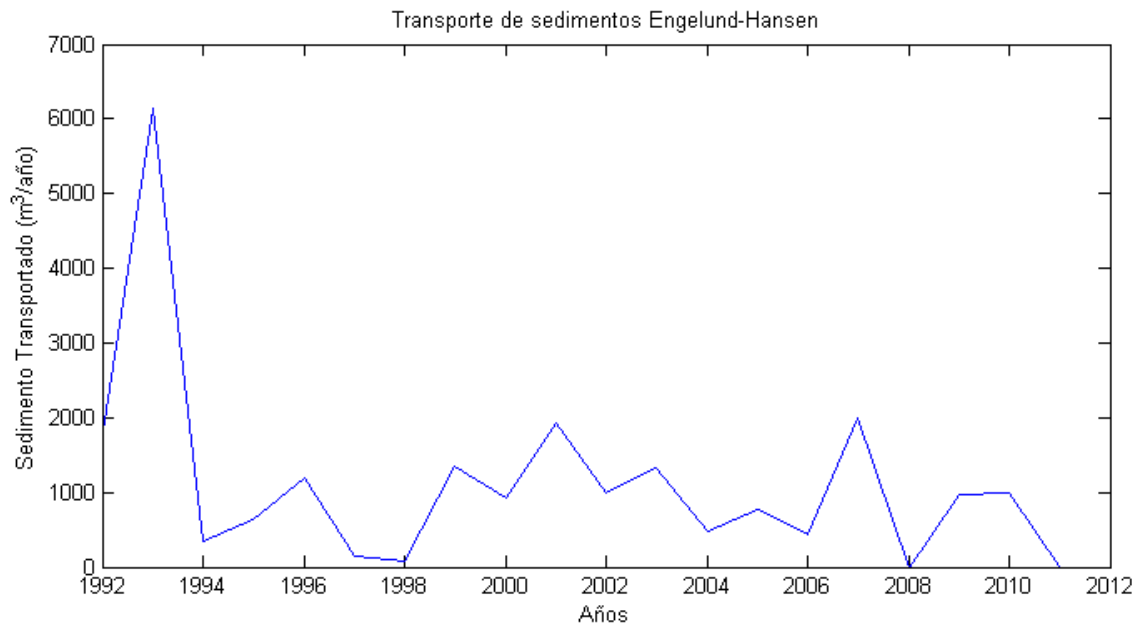


Figura 5-20- Transporte de sedimento para el último tramo del arroyo calculado con Engelund-Hansen.

Se puede ver un pico en el año 1993, que se explica por el máximo registro de caudal de la serie, el cual genera un transporte de sedimento notoriamente mayor a los generados por los demás eventos. Esto coincide con el año de construcción de la obra de estabilización existente, sin embargo no hay ningún fundamento para relacionarlos.

Cabe aclarar que para la implementación del modelo de una línea, como se verá más adelante, se utilizará el caudal sólido medio de la serie simulada, ya que se considera lo suficientemente representativa para el periodo analizado. Dicho caudal toma un valor de $3.7 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$.

6 Modelo de evolución de la línea de costa

La protección de la costa así como su estabilización son campos muy importantes en la ingeniería de costas. Existen muchas causas naturales que provocan la erosión de éstas, pero aun así la intervención humana es la que afecta en mayor grado. Muchas obras estructurales como lo es una escollera perpendicular a la costa, interfieren con el transporte litoral de sedimento atrapando sedimento aguas arriba de la estructura disminuyendo el transporte litoral y generando de esta manera erosión aguas abajo, así como también generan acumulación de sedimento en canales de entrada a ríos o arroyos. Estos fenómenos modifican las formas de las playas así como su batimetría, volviendo todo un desafío predecir el cambio en el avance de las líneas de costa, debiéndose realizar varias suposiciones para poder hacerlo.

En las últimas décadas se desarrollaron varios modelos numéricos que predicen el cambio en la línea de costa. Se refiere a los mismos como modelos de cambios o respuesta de la línea de costa porque simulan cambios en la posición de la misma en respuesta a la acción del oleaje y las condiciones de borde. Uno de estos modelos es el modelo de una línea.

El modelo de una línea es un modelo unidimensional que a través de varias formulaciones y suposiciones describe las variaciones de la línea de costa a mediano y largo plazo frente a la acción del oleaje y estructuras marítimas. El mismo considera que el movimiento de la línea de costa es generado únicamente por el transporte litoral producido solamente por el oleaje incidente, el cual depende de las condiciones de la ola en la rotura y supone que el perfil de playa se mantiene constante a lo largo del tiempo. No introduce el transporte generado por las corrientes de marea, viento u otros forzantes, por lo cual es necesario al momento de aplicar el modelo que la rotura de las olas sea el mecanismo dominante de transporte a lo largo de la costa.

Para el caso en estudio se tiene una escollera perpendicular a la costa de aproximadamente 410 m de longitud, junto a la cual desemboca un arroyo. Previamente se analizó el oleaje predominante en la zona y se determinó que el mismo proviene del sureste por lo cual es esperable la acumulación que se observa hoy en día a través de imágenes satelitales al Este de la escollera. Esta acumulación de sedimento logra una disminución en el transporte litoral que genera una erosión importante al lado Oeste del arroyo, la cual se intenta analizar en detalle al igual que la acreción generada al Este. Se introduce de este modo en este capítulo, el concepto del modelo de una línea y su resolución numérica.

6.1 Mecánica del oleaje

La forma más simple de describir el movimiento de las olas es la teoría lineal del oleaje que asume las siguientes hipótesis:

- El fluido es incompresible.
- Movimiento irrotacional (implica considerar al agua como fluido no viscoso).
- Fondo plano impermeable.

- Amplitud de las olas muy pequeñas

En base a esta teoría se calculan en este trabajo las condiciones de la ola en la rotura.

Dentro de la teoría lineal del oleaje se introduce una ecuación que relaciona la longitud de onda y el período de la ola llamada relación de dispersión:

$$\sigma^2 = gk \tanh(kh) \quad \text{Ecuación 6-1}$$

Donde $k = 2\pi/L$, siendo L la longitud de onda y $\sigma = 2\pi/T$, siendo T el periodo de la ola. La dispersión refiere a la frecuencia de dispersión de las olas: olas de períodos largos viajan más rápido que olas de períodos más corto, si se tiene un grupo de olas con diferentes frecuencias y se comienzan a propagar a cierta distancia, las de período más largo van a llegar antes que las de período más corto.

La ecuación de dispersión tiene la dificultad de que aparece la longitud de onda en el argumento de la tangente hiperbólica. Por lo tanto requiere de soluciones del tipo iterativo, como por ejemplo el método de Newton-Raphson o aproximaciones. En este trabajo se utiliza la aproximación mostrada en el paper: 'Improved explicit approximation of linear dispersion relationship for gravity waves'. Una mejora de la aproximación explícita de la relación de dispersión desarrollada por Eckart (Beji, 2012):

$$\mu = \mu_0 / \sqrt{\tanh(\mu_0)} \quad \text{Ecuación 6-2}$$

Donde:

$$\mu = kh = \frac{2\pi h}{L} \quad \text{Ecuación 6-3}$$

$$\mu_0 = k_0 h = \frac{2\pi h}{L_0} \quad \text{Ecuación 6-4}$$

Y se tiene que:

$$\mu = \mu_a (1 + f_c) \quad \text{Ecuación 6-5}$$

Siendo μ_a la aproximación original de Eckart para μ y f_c es un término de corrección:

$$f_c(\mu_0) = \mu_0^{1.3} e^{-(1.1+2.0\mu_0)} \quad \text{Ecuación 6-6}$$

Luego, la ecuación de aproximación mejorada de la relación exacta de dispersión queda:

$$\mu = \mu_0 (1 + \mu_0^{1.3} e^{-(1.1+2.0\mu_0)} / \sqrt{\tanh(\mu_0)}) \quad \text{Ecuación 6-7}$$

Se tiene entonces para L :

$$L = \frac{gT_p^2}{2\pi} \tanh(\mu_0 (1 + \mu_0^{1.3} e^{-(1.1+2.0\mu_0)} / \sqrt{\tanh(\mu_0)})) \quad \text{Ecuación 6-8}$$

Por último, a la velocidad de propagación de la energía de las olas se la conoce como celeridad de grupo, la cual se denota como C_g y se define como:

$$C_g = nC$$

Ecuación 6-9

Donde:

$$n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right)$$

Ecuación 6-10

Ambas, C_g y n son funciones de la profundidad h , siendo $n = 0.5$ en aguas profundas y $n = 1$ en aguas poco profundas y C la celeridad de la ola.

6.1.1 Propagación del oleaje

6.1.1.1 Refracción y asomeramiento

Cuando las olas se propagan hacia la orilla, la longitud de onda decrece en la medida que la profundidad decrece, lo cual es consecuencia de la relación de dispersión. Para una ola de cresta larga que viaja por sobre fondos de profundidades irregulares, la diferencia de velocidades de la ola a lo largo de la cresta genera cambios locales en la dirección en que viaja, también denominado como refracción.

En este trabajo se calcula la refracción de la ola utilizando la ley de Snell. Esta ley relaciona la dirección del oleaje, medido como el ángulo formado con el eje x (normal a la batimetría de fondo), θ , y la velocidad de la ola C en una profundidad particular con las mismas en otro punto:

$$\frac{\sin \theta}{C} = \frac{\sin \theta_i}{C_i} = cte$$

Ecuación 6-11

Donde el subíndice i es para la magnitud en un punto donde la misma es conocida.

Otro de los efectos en el cambio de la longitud de onda en aguas someras es el incremento de la altura de ola. Esto es causado por la conservación de la energía así como también por el decrecimiento de la celeridad de grupo en este tipo de aguas menos profundas como consecuencia de la disminución de la celeridad C . Este incremento de la altura de ola es denominado como asomeramiento.

La fórmula que expresa ambos efectos superpuestos de refracción y asomeramiento de la ola es:

$$H = H_i K_s K_r$$

Ecuación 6-12

Donde H_i es la altura inicial conocida de la ola que se quiere propagar, K_s es el coeficiente de asomeramiento:

$$K_s = \sqrt{\frac{C_{gi}}{C_g}}$$

Ecuación 6-13

Y K_r es el de refracción, que para curvas de nivel rectas y paralelas se puede expresar como:

$$K_r = \sqrt{\frac{\cos \theta_i}{\cos \theta}}$$

Ecuación 6-14

En resumen, teniendo la altura de ola inicial a propagar, la celeridad de grupo y la dirección de oleaje, se puede calcular la altura de ola en otra profundidad de interés.

6.1.1.2 Condiciones de rotura

Para obtener las condiciones de la ola en la rotura se debe propagar la ola a la profundidad de rotura. Esto resulta en un sistema iterativo dado que no existe ninguna ecuación que relacione directamente la altura de rotura, con la altura de la ola en otra profundidad. Para iterar se debe introducir otro criterio, conocido como el criterio de rotura, existen varios criterios de rotura y para el caso se toma el de Thornton and Guza (Guza, 1983):

$$H_B = 0.6h_b \quad \text{Ecuación 6-15}$$

Como se muestra en la sección anterior es posible calcular la altura de ola a cualquier profundidad teniendo la altura de ola en otro punto y su dirección, por lo tanto iterando con diferentes profundidades o alturas de ola hasta que se obtenga el mismo valor para ambas condiciones se llega a las condiciones en la rotura (Figura 6-1).

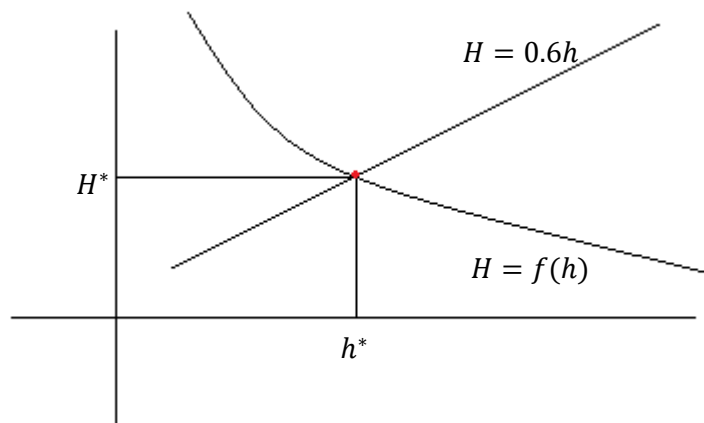


Figura 6-1- Condiciones de rotura.

6.1.1.3 Difracción

La difracción de la ola se encuentra relacionada con la transmisión de la energía a lo largo de la cresta. Esta sucede cuando se da un cambio abrupto en la altura de ola generado por ejemplo al verse interceptado el tren de olas por una estructura como un rompeolas. Pasando la estructura se encuentra la zona de sombra y por fuera la zona iluminada (Figura 6-2). La diferencia entre estas zonas es la afectación a las condiciones de la ola debido a la estructura.

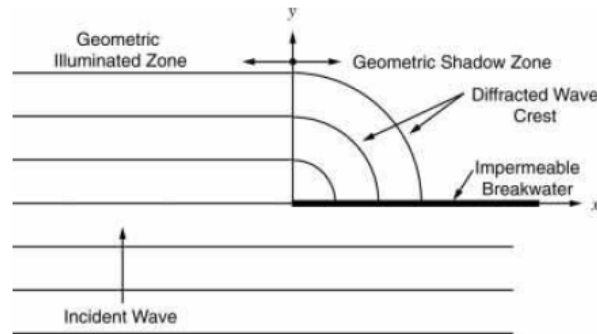


Figura 6-2-Difracción de la ola ante un rompeolas. Zona de sombra y zona iluminada.
Extraído de Dean and Darylmpole.

El análisis de los efectos de la difracción en las olas se suele realizar a través del cálculo de la energía que se escapa hacia la zona de sombra, pero dichos análisis suelen ser muy complicados. Para obtener resultados aproximados se suelen utilizar ábacos de difracción. A través de estos ábacos se tiene el coeficiente de difracción K_d , de forma que cuando existe difracción se tiene:

$$H_{dB} = K_d H_b \quad \text{Ecuación 6-16}$$

Siendo H_{dB} la altura de ola en la rotura afectada por la difracción. Se tiene entonces cuando existe refracción, asomeramiento y difracción:

$$H_{drsB} = K_d K_r K_s H_b \quad \text{Ecuación 6-17}$$

6.2 Transporte de sedimentos

La velocidad irregular de las olas, su rotura, los vientos en la playa, entre otros factores mueven el sedimento a lo largo y a través de la costa. A veces este transporte resulta en un reordenamiento del sedimento en la zona, como cuando se da la formación de bancos de arena, otras veces resulta en desplazamientos importantes del sedimento que puede mover cientos de metros cúbicos en la dirección a lo largo de la costa. En el presente trabajo se trabaja con el proceso más importante que controla la morfología de la costa, el transporte litoral que se da entre la línea de costa y la línea de rotura de olas y es paralelo a la línea de costa. Este transporte determina en gran parte si la costa retrocede, avanza o se mantiene estable.

6.2.1 Transporte litoral

Al resultado del movimiento del sedimento a lo largo de la costa se le llama transporte litoral. Este transporte es de particular interés cuando el mismo se encuentra interrumpido por estructuras que bloquean su paso debido a que pueden llegar a generarse problemas importantes de erosión o avance de líneas de costa en las cercanías de la estructura como lo es el caso en estudio.

Este transporte es mayoritariamente generado por la oblicuidad de las olas en la rotura respecto a la costa, y también puede aportar al mismo el gradiente de la altura de ola a lo largo de la costa, este término no se tiene en cuenta en el caso de estudio debido a las bajas alturas de ola.

El transporte litoral se desarrolla en los dos sentidos de la costa, dependiendo de la dirección del oleaje. Por convención se considerará que el transporte

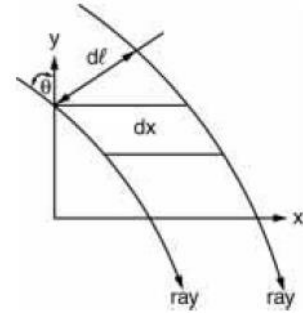
será positivo si, desde el punto de vista de un observador que está mirando hacia el mar, el mismo ocurre hacia la derecha. También se definirá transporte neto (Q_{neto}) a la suma de los transportes positivos y negativos; mientras que se le llamará transporte bruto (Q_{bruto}) a la suma de todo lo transportado en términos absolutos.

6.2.1.1 Transporte litoral calculado a través de flujo de energía

Este modelo considera el transporte litoral generado por la incidencia oblicua de las olas en la playa. Se relaciona la cantidad total de material transportado en la costa con la cantidad de energía disponible que traen las olas que llegan a ésta. En el modelo básico de transporte de arena, el flujo de energía en la dirección del oleaje es determinado como $F\Delta l$, donde F es el flujo de energía de las olas por unidad de altura de cresta (que obedece la ecuación $F = Ec_g$) y Δl es el largo de la cresta. Para determinar la cantidad de flujo de energía que llega por unidad de largo de costa, Δx , se utiliza la siguiente relación geométrica $\Delta x = \Delta l / \cos \theta$, donde θ es el ángulo que forma el rayo con la dirección perpendicular a la costa denotada con la letra y . Luego, la energía de flujo por unidad de largo en la costa multiplicada por $\sin \theta$ queda:

$$F \cos \theta \sin \theta = P_t = Ec_g \cos \theta \sin \theta$$

$$P_t = \frac{1}{16} \rho g H^2 c_g \sin 2\theta$$



Esta componente litoral del flujo de energía por unidad de longitud de costa P_t , fue desde los inicios correlacionado directamente con el volumen movido por las olas.

El transporte volumétrico depende del ángulo de oleaje a través del término $\sin 2\theta$ que varía desde cero para arribos normales a la costa e incrementa hasta un máximo en los 45° luego decrece para ángulos mayores. Se tiene entonces para la ecuación de transporte litoral:

$$Q = (H^2 c_g)_b a_1 \sin 2\theta_{bs} \quad \text{Ecuación 6-18}$$

Donde el subíndice b indica que el valor corresponde al de rotura de ola, θ_{bs} es el ángulo entre la dirección de ola rompiente y la normal a la costa local y :

$$a_1 = \frac{K}{16(\rho_s/\rho - 1)(1 - p)} \quad \text{Ecuación 6-19}$$

Si se consideran estructuras donde puedan aparecer corrientes de difracción importantes, se suma a la contribución de la incidencia oblicua de la ola a la playa, el efecto de la variación de la altura de ola en la rompiente a lo largo de la costa. Se debe introducir un término que comprende $\frac{\partial H_B}{\partial x}$ para describir

el transporte debido al incremento o disminución de la altura de ola en la rompiente a lo largo de la costa. Este aporte está siempre presente debido a que está relacionado al mecanismo que genera la corriente litoral, aun así, este aporte suele despreciarse si no hay difracción presente, y también si esta no genera grandes cambios. Para el caso en estudio este término se desprecia.

6.2.2 Berma

La berma es una forma en la costa generada por el run-up de las olas. Se han realizado varias investigaciones acerca de los procesos de formación de la berma. Basado en estudios de laboratorio y campo, se propone una relación para la elevación de la berma (Takeda y Sunamura, 1982):

$$Z_{bm} = SL + 0.125 \bar{H}_B^{-5/8} (g \bar{T}^2)^{3/8} \quad \text{Ecuación 6-20}$$

Debido a que el valor anterior corresponde a un promedio, este puede no ser representativo para ciertos casos de estudio. Basándose en la misma, si se cuenta con una serie de datos de oleaje y nivel de mar se puede calcular la altura de berma para cada estado de mar en un punto aleatorio de la costa. Luego se puede estudiar la distribución de alturas de berma y según cierto criterio, como puede ser elegir un cuantil, seleccionar una altura de berma que represente a la playa en estudio. Para verificar esta elección se puede representar a través de datos de batimetría un perfil de playa y comprobar si este es un valor coherente.

6.2.3 Profundidad de Cierre

La profundidad a partir de la cual el perfil de playa permanece aproximadamente constante en un sitio dado es conocida como profundidad de cierre, D_c . Es la profundidad a la cual los perfiles de playa dejan de ser modificados por las condiciones de ola normales. Son reconocidas dos profundidades a partir de este límite diferenciadas por la intensidad de cambio en ellas, una más cercana a la costa, y con mayor intensidad de transporte y la otra más alejada a la costa, hacia aguas más profundas, donde es esperable un transporte considerablemente menor al de la primera zona y el transporte no resulta en cambios significativos de profundidad.

Hallermeier (Hellermeier, 1978) define, a partir de relaciones con el parámetro de Shields, una condición para el movimiento de los sedimentos provocado por condiciones de oleaje relativamente raras. La altura significativa efectiva H_e y período efectivo T_e son calculados a partir de los valores con 12hs de excedencia al año, lo que es igual a la altura de ola promedio que se supera 12 horas al año, dando valores con probabilidad de 0.14 por ciento al año. La ecuación aproximada para la profundidad de cierre resulta:

$$D_c = 2.28 H_{s,12} - 68.5 \left(\frac{H_{s,12}^2}{g T_e^2} \right) \quad \text{Ecuación 6-21}$$

Donde $H_{s,12}$ puede determinarse a partir de la altura significativa media anual \bar{H} y la desviación estándar de ésta σ_H .

$$H_{s,12}^2 = \bar{H} + 5.6\sigma_H \quad \text{Ecuación 6-22}$$

Birkemeier (Birkemeier, 1985) evaluó la relación de Hallermeier utilizando mediciones reales de buena calidad y resolvió que la siguiente aproximación lograba resultados acertados:

$$D_C = 1.57H_{s,12} \quad \text{Ecuación 6-23}$$

6.3 Modelo de una línea

El modelo unidimensional es el modelamiento numérico de costa más simple. El mismo asume que el perfil de playa conserva su forma en promedio, y este se mueve sobre una base horizontal localizada en la profundidad de cierre D_C . La erosión genera que el perfil se mueva hacia la tierra y la acreción genera el movimiento hacia el mar. Como el perfil permanece constante, cualquier punto del mismo es suficiente para conocer la localización del perfil en su totalidad respecto a una línea de base, por lo cual el contorno de una línea (la línea de costa convenientemente) es suficiente para describir el movimiento completo de la playa, de aquí el nombre modelo Una Línea.

Otra hipótesis es que la arena se transporta a lo largo de la costa entre dos límites bien definidos a lo largo del perfil. El límite superior se encuentra en la parte más alta de la berma activa, y el límite inferior es la profundidad de cierre. Estas suposiciones permiten definir un área transversal de la zona del perfil de interés, para luego calcular cambios de volumen y definir el avance de la línea de costa.

Resumiendo, para modelar el avance de la línea de costa se asumen las siguientes hipótesis:

- La forma del perfil de playa es constante.
- Los límites superior e inferior del perfil son constantes a lo largo de la costa.
- La arena se transporta a lo largo de la costa por la acción de la rotura de las olas.
- Los eventos de transporte litoral de corta duración y de las corrientes residuales son ignorados al igual que el transporte transversal.

La ecuación gobernante del avance de la línea de costa viene dada por la conservación del volumen de arena en un volumen de control. Si se consideran un par de ejes cartesianos tales que el eje x está orientado paralelo a la tendencia de orientación de la línea de costa y el eje y apunta hacia mar adentro, se puede realizar el balance mostrado en la Figura 6-4. Al eje x se le llamará línea de base.

Se asume que el perfil de playa se traslada mar adentro o en el sentido opuesto, a lo largo de una sección de la costa sin cambiar su forma cuando una cantidad neta de sedimento entra o abandona el volumen de control durante un intervalo de tiempo Δt . Denotando al cambio de la posición en la línea de costa como Δy , y el largo del segmento de costa como Δx , al moverse el perfil a lo largo de una línea vertical definida por la berma (D_B) y la profundidad de cierre (D_C) se llega a que el cambio de volumen de la sección es:

$$\Delta V = \Delta x \Delta y (D_B + D_C) \quad \text{Ecuación 6-24}$$

El mismo está determinado por la cantidad de arena que ingresa o abandona la sección a través de sus cuatro lados. Las contribuciones al cambio de volumen vienen dadas por:

- Diferencia de caudal de sedimento transportado a lo largo de la costa ΔQ entre los lados laterales de las celdas. Este volumen viene dado por la ecuación:

$$\Delta Q \Delta t = \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x \Delta t \quad \text{Ecuación 6-25}$$

- Fuente o sumidero de sedimento q . El cambio de volumen viene dado por:

$$\Delta V_s = q \Delta x \Delta t \quad \text{Ecuación 6-26}$$

Combinando las ecuaciones 25, 26 y 27 se obtiene:

$$\Delta V = \Delta x \Delta y (D_B + D_C) = \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x \Delta t + q \Delta x \Delta t \quad \text{Ecuación 6-27}$$

Reordenando los términos y tomando el límite para $\Delta t \rightarrow 0$ se llega a la ecuación gobernante del avance de la línea de costa:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{(D_B + D_C)} \left[\frac{\partial Q}{\partial x} - q \right] = 0 \quad \text{Ecuación 6-28}$$

Para resolver la ecuación anterior se debe conocer la posición de la línea de costa inicial, condiciones de borde al inicio y final de la playa a modelar y los valores de Q , q , D_B y D_C para todo tiempo.

Bajo algunas condiciones ideales se puede transformar la Ecuación 6-28 a otra forma. La hipótesis principal para realizar la transformación es que el ángulo θ_{bs} de la ecuación de transporte de sedimento es muy pequeño:

$$\sin 2\theta_{bs} \cong 2\theta_{bs}$$

Y dado que se asume también que el ángulo entre la línea de costa y la línea base θ_s también es pequeño, la tangente del ángulo se puede igualar al argumento teniéndose entonces (Figura 6-3):

$$\theta_{bs} = \theta_b - \frac{\partial y}{\partial x} \quad \text{Ecuación 6-29}$$

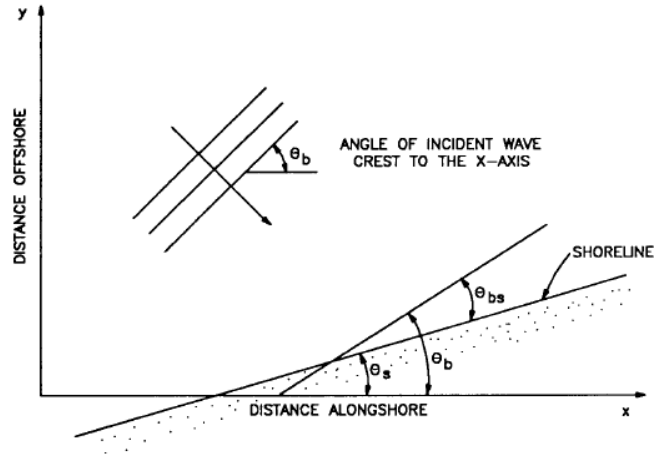
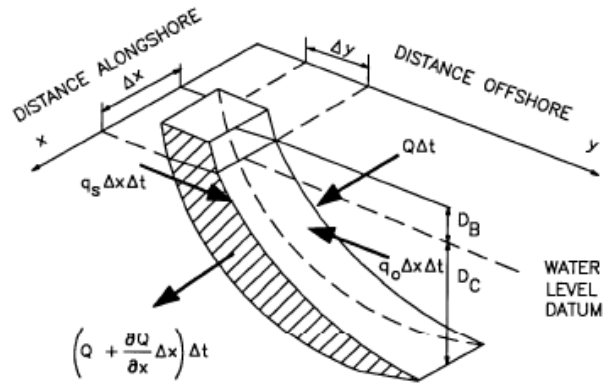
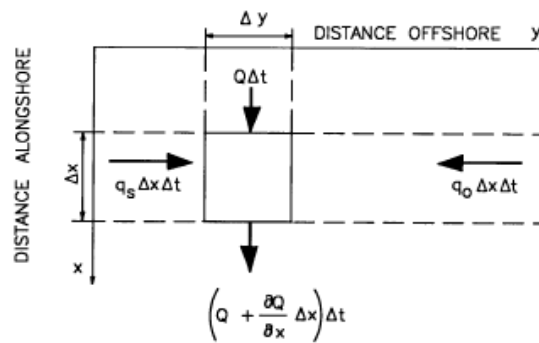


Figura 6-3-Esquema de denominación de ángulos. Extraído de Genesis (US Army Corps of Engineers, 1989).



a. Cross-section view



b. Plan view

Figura 6-4-Esquema en sección transversal (figura a) y vista en planta (figura b) del balance de volumen para el cálculo de la evolución de línea de costa. Extraído de Genesis. (US Army Corps of Engineers, 1989).

Dadas las suposiciones anteriores y asumiendo que θ_b no cambia respecto de x , derivando Q de la Ecuación 6-18 se llega a que $\frac{\partial Q}{\partial x} \sim \frac{\partial(2\theta_{bs})}{\partial x} \sim 2 \frac{\partial^2 y}{\partial^2 x}$.

Sustituyendo este resultado en la Ecuación 6-28 se llega a que la misma se puede expresar como se presenta en la Ecuación 6-30 (Kraus, 1983):

$$\frac{\partial y}{\partial t} = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \frac{\partial^2 y}{\partial^2 x} \quad \text{Ecuación 6-30}$$

Donde:

$$\varepsilon_1 = \frac{K}{8\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)(1-p)(D_B + D_C)} (H^2 C_g)_b \quad \text{Ecuación 6-31}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{2K_2}{(D_B + D_C)} (H^2 C_g \cos \theta_{bs} \frac{\partial H}{\partial x})_b \quad \text{Ecuación 6-32}$$

La ecuación anterior tiene la forma típica de una ecuación de difusión por lo cual, se pueden obtener varias soluciones analíticas aplicando de forma correcta ciertas analogías entre las condiciones iniciales y de borde de la evolución de la línea de costa, y los procesos de conducción y difusión de calor. Estas soluciones son válidas para playas con ciertas formas, infinitas y sometidas a un oleaje con dirección y altura constante. Si la línea de costa en $t = 0$ se describe como la función $f(x)$, la solución a la Ecuación 6-30 está dada por la integral (US Army Corps of Engineers, 1987):

$$y(x, t) = \frac{1}{2\sqrt{\pi \varepsilon t}} \int_{-\infty}^{\infty} f(\tau) e^{-(x-\tau)^2/4\varepsilon t} d\tau \quad \text{Ecuación 6-33}$$

Para $t > 0$ y $-\infty < x < \infty$.

La posición de la línea de costa se denota como y y τ es una variable de integración ficticia. Por lo tanto, el cambio en una línea de costa puede determinarse al evaluar la Ecuación 6-33.

A modo de ejemplo se presenta la solución correspondiente a una playa inicialmente rectangular de largo $2a$ expuesta a un oleaje normal a la costa. Se tiene entonces:

$$y(x, 0) = f(x) = \begin{cases} y_0, & |x| < a \\ 0, & |x| \geq a \end{cases} \quad \text{Ecuación 6-34}$$

La solución a la Ecuación 6-33 para este caso resulta:

$$y(x, t) = \frac{1}{2} y_0 \left[\operatorname{erf} \left(\frac{a-x}{2\sqrt{\varepsilon t}} \right) + \operatorname{erf} \left(\frac{a+x}{2\sqrt{\varepsilon t}} \right) \right] \quad \text{Ecuación 6-35}$$

En la Figura 6-5 se muestra en forma gráfica para diferentes tiempos de incidencia del oleaje.

Al momento de querer simular el avance real de una línea de costa, es necesario poder introducir al modelo un oleaje cuya altura y dirección en la rompiente varíe a lo largo del tiempo, es aquí donde se vuelve necesario introducir una resolución numérica del problema.

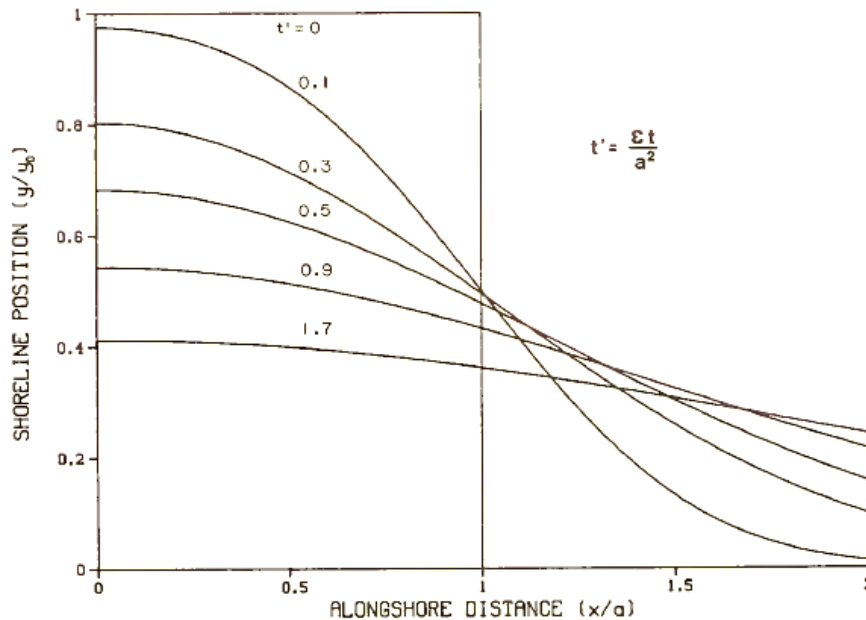


Figura 6-5- Solución analítica para el caso de una playa rectangular con un oleaje que incide normal a la misma. Extraído de US Army Corps of Engineers (1987). Analytical solutions of the one-line model of shoreline change.

6.4 Resolución numérica

Si se cuenta con la información para resolver las Ecuación 6-28, Ecuación 6-15 y Ecuación 6-18, entonces se puede calcular la respuesta de la línea de costa a la acción de determinado oleaje. Para poder describir estructuras y configuraciones de costa reales, incluyendo oleaje que varía en el espacio y el tiempo, la Ecuación 6-28 debe resolverse numéricamente. Para esto, la costa debe dividirse en celdas de determinado ancho, a lo cual llamamos el espaciamiento de la grilla de cálculo (Δx), y la duración de la simulación se divide en intervalos de tiempo (Δt) al que llamamos paso del tiempo. Bajo la condición de que el ancho de la celda y el paso del tiempo sean pequeños, la Ecuación 6-28 se puede resolver con suficiente exactitud a través del método de diferencias finitas.

Como se explica anteriormente, la Ecuación 6-28 se expresa en diferencias finitas utilizando una grilla de cálculo en la cual las variables y , q y Q se definen en cada celda de la forma que se muestra en la Figura 6-6 la i indica el número de celda, el transporte de sedimento Q se define en los límites de cada celda de ancho Δx y la posición de la línea de costa y se define en el centro de cada celda. En lo que sigue, la notación prima en una cantidad significa el valor de esa cantidad en el paso de tiempo siguiente, mientras que la cantidad sin el prima significa la cantidad evaluada en el tiempo presente.

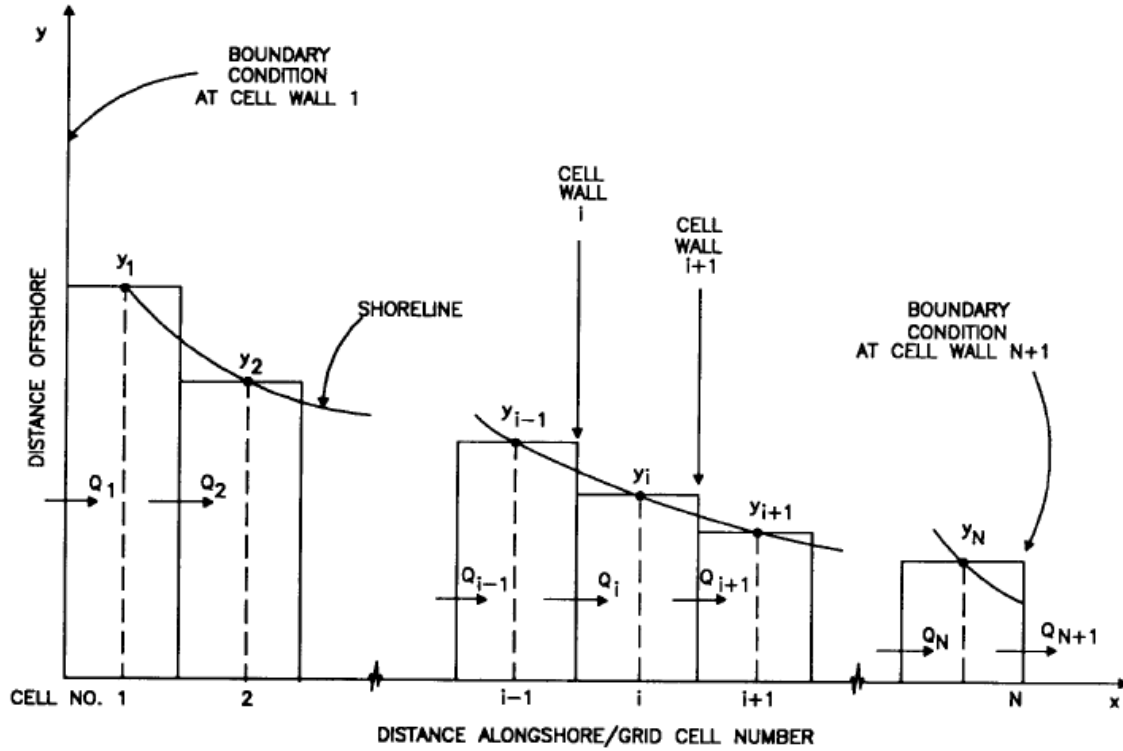


Figura 6-6- Extraído de Genesis: Generalized model for simulating shoreline change, Report 1, Technical reference.

La ecuación 28 se integra desde t hasta $t + \Delta t$ utilizando la expresión:

$$y'_i = y_i + \Delta t \left\{ \lambda \left(\frac{\partial y}{\partial t} \right)_i + (1 - \lambda) \left(\frac{\partial y}{\partial t} \right)'_i \right\} \quad \text{Ecuación 6-36}$$

λ es un parámetro relacionado al esquema de solución seleccionado (implícito o explícito) y se encuentra en el rango entre 0 y 1, donde 0 es completamente implícita y 1 es completamente explícita. En el caso de la completamente implícita, para calcular la nueva posición de costa se utilizan solo las condiciones evaluadas en el tiempo siguiente, en el caso de la explícita se calcula la nueva posición haciendo uso solo de las condiciones evaluadas en el tiempo presente. Las derivadas en el tiempo de la ecuación anterior se expresan según la Ecuación 6-28:

$$\left(\frac{\partial y}{\partial t} \right)_i = - \frac{1}{(D_B + D_C)} \left(\frac{Q_{i+1} - Q_i}{\Delta x} - q_i \right) \quad \text{Ecuación 6-37}$$

$$\left(\frac{\partial y}{\partial t} \right)'_i = - \frac{1}{(D_B + D_C)} \left(\frac{Q'_{i+1} - Q'_i}{\Delta x} - q'_i \right) \quad \text{Ecuación 6-38}$$

6.4.1 Estabilidad numérica

Existe una condición en la relación entre el espaciamiento de la grilla de cálculo y el paso del tiempo en la solución numérica de diferencias finitas de una ecuación diferencial parcial como la de la Ecuación 6-28. La misma

depende del esquema de solución seleccionado, explícito o implícito y viene dada por su transformación a la Ecuación 6-30.

Dado que, como se indica anteriormente, la Ecuación 6-30 tiene la forma típica de una ecuación de difusión, la estabilidad numérica de la misma viene dada por la Ecuación 6-39.

$$R_s = \frac{\Delta t(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)_{max}}{\Delta x^2} \quad \text{Ecuación 6-39}$$

$(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)_{max}$ es el máximo valor de esta cantidad en la grilla numérica y en el tiempo. R_s es conocido como el parámetro de estabilidad, además da un grado de que tan buena es la aproximación con el respectivo método numérico utilizado, para valores pequeños de R_s se esperan resultados con menos error. En la práctica se busca utilizar el Δt más largo posible para reducir el tiempo de cálculo. Para la solución a través de la ecuación explícita se debe cumplir:

$$R_s = \frac{\Delta t(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)_{max}}{\Delta x^2} \leq 0.5 \quad \text{Ecuación 6-40}$$

Si en algún momento del cálculo, se excede este valor para alguna de las celdas de la grilla, la línea de costa resultante mostrara una oscilación que crecerá si se siguen dando valores de R_s mayores a 0.5. La principal ventaja de resolver el problema a través de la forma implícita es que es estable para valores mucho mayores de R_s , permitiendo utilizar un paso de tiempo mayor de forma de disminuir el tiempo de cálculo total de una simulación.

Despejando Δt se puede analizar la dependencia respecto a cada parámetro:

$$\Delta t \leq 0.5 \frac{\Delta x^2}{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)_{max}} \quad \text{Ecuación 6-41}$$

A mayores Δx (asumiendo que son mayores a 1 metro) la solución se mantiene estable para mayores valores de Δt y a mayores valores de K la solución se mantiene estable para menores valores de Δt .

6.5 Programación del modelo

La programación del modelo se puede separar en dos grandes partes:

- Una primera parte donde se programa la propagación del oleaje a la línea de rotura. En esta parte se utilizan las formulaciones mostradas en la sección 6.1 para obtener altura de ola, celeridad de grupo y dirección en la línea de rompiente en cada celda de cálculo.
- Una segunda parte donde se programa el avance de la línea de costa.

6.5.1 Propagación del oleaje a la línea de rompiente

Los datos de entrada al modelo son la altura de ola (H_b), celeridad de grupo (C_{gb}) y dirección referida a la perpendicular a la línea de costa (θ_{bs}), en la rompiente, por lo tanto, estos son los datos a obtener.

A partir de las expresiones explicadas en la sección 6.1 se puede obtener H_s , θ y C_g a una profundidad distinta a la de inicio, h , donde θ es el ángulo entre la dirección del oleaje y la normal a la línea de costa. A la forma de cálculo para propagar el oleaje a una profundidad h le llamaremos función f .

El objetivo es propagar el oleaje desde el punto inicial a la profundidad de rotura h_b , esto se puede realizar con la función f , el problema es que no se conoce h_b , es decir, no se conoce a donde se quiere propagar, resultando necesario introducir otra ecuación. Se agrega entonces el criterio de rotura. Se cuenta ahora con dos relaciones.

$$\begin{cases} H_1 = f(h) \\ H_2 = 0.6h \end{cases}$$

Entonces, si a través de cada ecuación se llega a la misma solución, se estaría propagando la ola a la profundidad de rotura, con lo que se estaría alcanzando el objetivo. Se busca que la diferencia entre H_1 y H_2 sea menor que cierto criterio, en este caso se tomara un criterio de $0,01 \text{ m}$. La iteración se explica a través del diagrama de flujo presentado en la Figura 6-7.

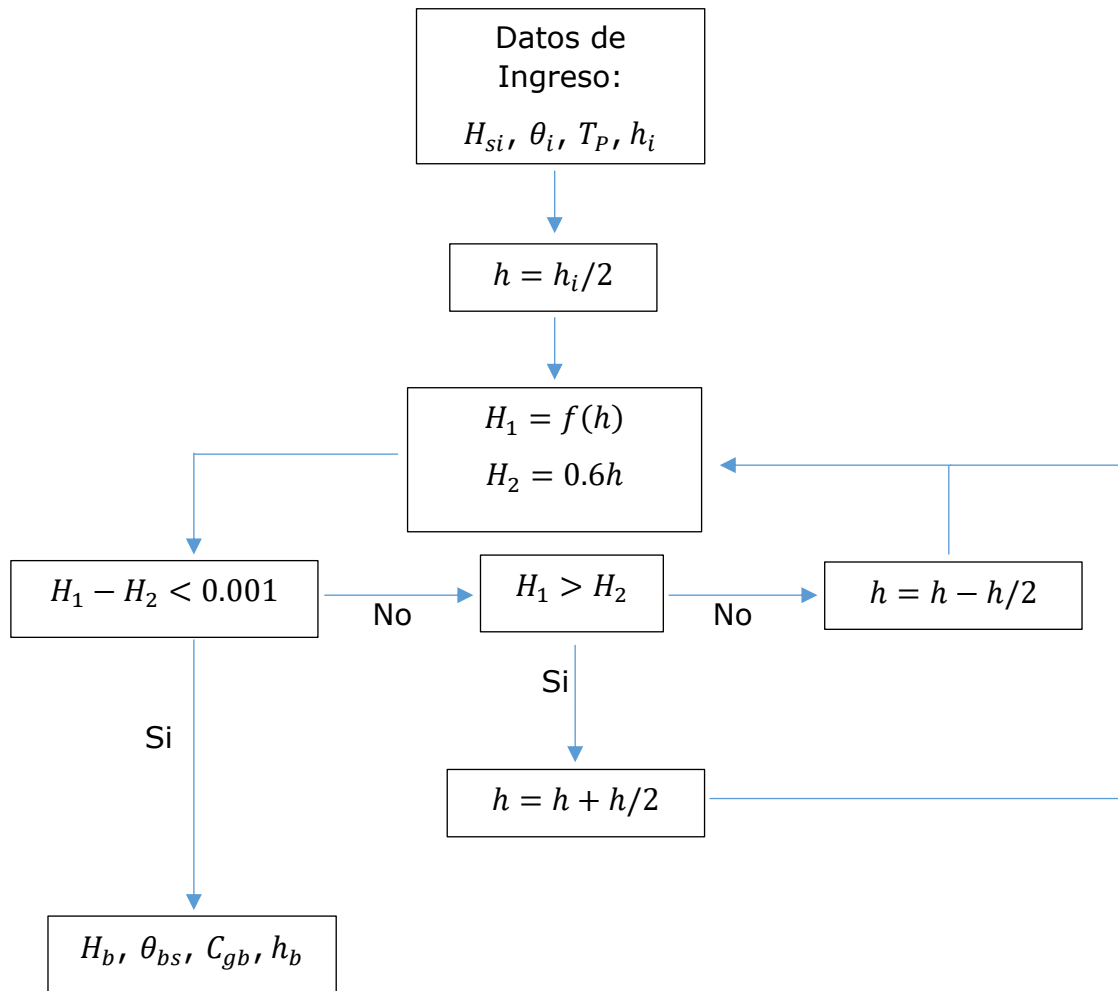


Figura 6-7 Diagrama de flujo: función para obtener altura, celeridad de grupo y dirección de ola en la rotura

6.5.1.1 Cálculo de la difracción

Debido a que se busca propagar una serie de oleaje a distintos puntos de la línea de costa los cálculos relacionados a la difracción de la ola deben ser simplificados. Introduction to Coastal Engineering and Management de Kamphius (Kamphius, 2000) presenta una serie de ecuaciones simplificadas a través de las cuales se puede calcular explícitamente el efecto de la difracción en la altura y el ángulo de la ola en la rotura.

En la Figura 6-8 se muestra un esquema de un rayo de ola que se aproxima a una estructura de largo l_g perpendicular a la costa. El rayo forma un ángulo α_s con la estructura y un ángulo θ con respecto a la línea de sombra. En este caso se considera la línea de sombra a la línea cuya dirección es la de la ola que se aproxima y pasa por la punta de la escollera, y se considerara que las condiciones en la rotura se encuentran afectadas solamente en las celdas que se encuentran entre la estructura y la línea de sombra.

Se tiene que K_d se puede calcular con la siguiente expresión para las celdas que se encuentran en la sombra:

$$K_d = 0.71 - 0.0093\theta + 0.000025\theta^2 \quad \text{Ecuación 6-42}$$

Luego, como la altura de ola se reduce, el ángulo en la rotura también lo hace de la forma:

$$\alpha_{bd} = \alpha_b K_d^{0.375} \left[\frac{2PB}{l_g \{ \tan \alpha_s + \tan 0.88\alpha_b \}} \right] \quad \text{Ecuación 6-43}$$

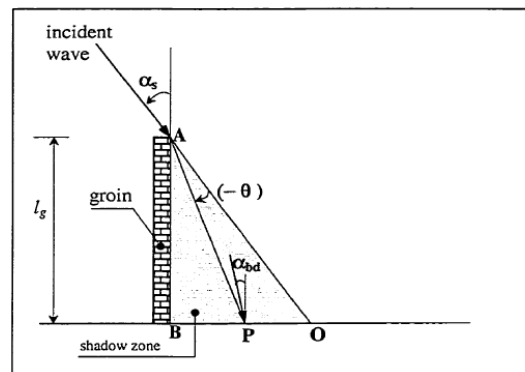


Figura 6-8- Esquema de cálculo de difracción. Extraído de Dabees, (Dabees, 2000).

En conclusión se tiene que para cada ola a propagar se determinan las celdas que se encuentran a la sombra de la escollera y las condiciones de la ola en la rotura en dichas celdas sin considerar la difracción. Luego se realizan las transformaciones correspondientes a la altura y ángulo en la rotura.

6.5.2 Avance de la línea de costa

El avance de la línea de costa puede resolverse mediante la aplicación de la solución explícita o la implícita. Debido a la falta de estabilidad numérica para el caso de estudio de la solución explícita, se pasa directamente a explicar la resolución mediante la solución implícita.

6.5.2.1 Solución implícita

Cuando se utiliza la solución implícita, la nueva posición de la línea de costa depende en parte de valores calculados en el tiempo presente y de valores calculados en el tiempo siguiente. Esta solución suele resultar en una programación más compleja pero la misma se mantiene estable para un paso de tiempo Δt mayor, resultando en un menor tiempo de simulación.

Al tomar $\lambda = 1/2$, y sustituyendo las Ecuación 6-37 y Ecuación 6-38 en la Ecuación 6-36 se llega a la siguiente expresión:

$$y'_i = B(Q'_i - Q'_{i+1}) + G_i \quad \text{Ecuación 6-44}$$

En donde, omitiendo los términos que comprenden a q por simplicidad de aquí en adelante:

$$B = \frac{\Delta t}{2(D_B + D_C)\Delta x} \quad \text{Ecuación 6-45}$$

$$G_i = y_i + B(Q_i - Q_{i+1}) \quad \text{Ecuación 6-46}$$

Los términos descriptos arriba son conocidos debido a que intervienen valores correspondientes al tiempo presente que pueden calcularse.

Para linealizar el problema, el caudal Q se pasa a expresar en términos de la coordenada de la posición de la línea de costa y_i , mediante el desarrollo del ángulo θ_{bs} a través de identidades trigonométricas (Figura 6-9).

$$\sin 2\theta_{bs} = \sin 2\theta_b(2 \cos^2 \theta_s - 1) - 2 \cos 2\theta_b \cos^2 \theta_s \tan \theta_s \quad \text{Ecuación 6-47}$$

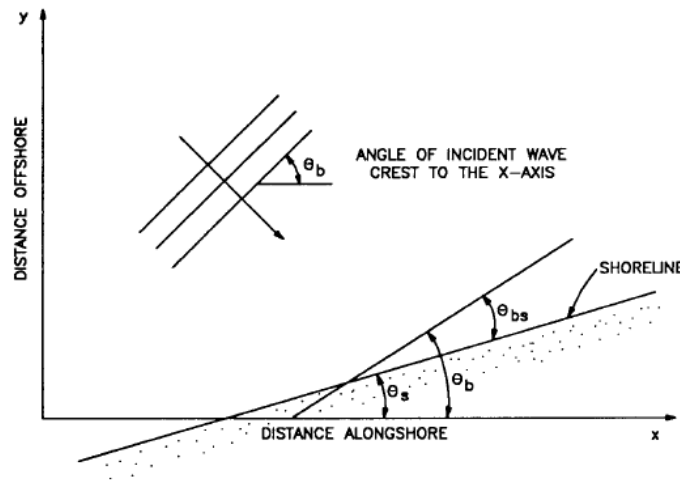


Figura 6-9-Esquema de denominación de ángulos. Extraído de Genesis: Generalized model for simulating shoreline change, Report 1, Technical reference.

Bajo la hipótesis de que θ_s es pequeño, entonces:

$$2 \cos 2\theta_b \cos^2 \theta_s \tan \theta_s \cong 2 \cos 2\theta_b \cos^2 \theta_s \frac{\partial y}{\partial x}$$

Por lo tanto:

$$\sin 2\theta_{bs} \cong 2 \left(\sin 2\theta_b(2 \cos^2 \theta_s - 1) - 2 \cos 2\theta_b \cos^2 \theta_s \frac{\partial y}{\partial x} \right) \cong$$

$$2(\sin 2\theta_b(2 \cos^2 \theta_s - 1) - 2 \cos 2\theta_b \cos^2 \theta_s \frac{y_i - y_{i-1}}{\Delta x})$$

Llamando:

$$C_1 = \sin 2\theta_b(2 \cos^2 \theta_s - 1) \quad \text{Ecuación 6-48}$$

$$C_2 = 2 \cos 2\theta_b \cos^2 \theta_s \quad \text{Ecuación 6-49}$$

Se llega a la expresión del caudal presentada en la Ecuación 6-50, y por lo tanto la ecuación para el caudal en el tiempo siguiente como se muestra en la Ecuación 6-51. Vale aclarar que las condiciones de la ola en la rotura se consideran constantes durante todo el paso de tiempo Δt , por lo cual en las expresiones de caudal en el tiempo siguiente aparecen las condiciones de la ola en el tiempo presente.

$$Q = (H^2 C_g)_b a_1 (C_1 - C_2 \frac{y_i - y_{i-1}}{\Delta x}) \quad \text{Ecuación 6-50}$$

$$Q'_i = (H^2 C_g)_{bi} a_1 (C_{1i} - C_{2i} \frac{y'_i - y'_{i-1}}{\Delta x}) \quad \text{Ecuación 6-51}$$

$$Q'_{i+1} = (H^2 C_g)_{bi+1} a_1 (C_{1i+1} - C_{2i+1} \frac{y'_{i+1} - y'_i}{\Delta x}) \quad \text{Ecuación 6-52}$$

Sustituyendo en la Ecuación 6-44 se llega a una ecuación lineal en y :

$$A y'_{i-1} + C y'_i + D y'_{i+1} = G + E \quad \text{Ecuación 6-53}$$

Donde:

$$A = - \frac{a_1 B (H^2 C_g)_{bi} C_{2i}}{\Delta x}$$

$$C = 1 + \frac{a_1 B}{\Delta x} ((H^2 C_g)_{bi} C_{2i} + (H^2 C_g)_{bi+1} C_{2i+1})$$

$$D = - \frac{a_1 B (H^2 C_g)_{bi+1} C_{2i+1}}{\Delta x}$$

$$E = a_1 B ((H^2 C_g)_{bi} \theta_{bi} C_{1i} - (H^2 C_g)_{bi+1} \theta_{bi+1} C_{1i+1})$$

Para la grilla de cálculo seleccionada las posiciones y'_1 e y'_N se consideran fijas y deben conocerse como condiciones de borde. Utilizando estas condiciones de borde se pueden conocer el resto de las posiciones $y'_i = 2 \dots N - 1$. Se llega a un sistema tridiagonal de N ecuaciones e N incógnitas que se resuelve a través de un algoritmo programado. Los parámetros que se listan a continuación se mantienen fijos durante toda la simulación:

- Δx
- Δt
- D_c
- D_B
- y_1 e y_N , la posición del primer y último nodo de la grilla de cálculo, se mantiene fija la posición inicial.

- K , es el parámetro que se utilizara para calibrar al aplicar el modelo al caso real.

La matriz tridiagonal queda de la forma:

$$A = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & \cdot & \cdot & 0 \\ A_1 & C_1 & D_2 & \cdot & \cdot & 0 \\ 0 & A_2 & C_2 & D_3 & \cdot & 0 \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ 0 & \cdot & \cdot & A_{N-2} & C_{(N-2)} & D_{N-1} \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 \end{pmatrix}$$

El término independiente:

$$b = \begin{pmatrix} y_1 \\ G_2 + E_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ G_{N-1} + E_{N-1} \\ y_N \end{pmatrix}$$

Para llegar a la solución se resuelve:

$$AX = b$$

Donde:

$$X = \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ y_{N-1} \\ y_N \end{pmatrix}$$

6.5.2.2 Programación de la escollera

Una escollera perpendicular a la costa es una estructura que puede cortar total o parcialmente el transporte de sedimento a lo largo de la costa. Para poder representar correctamente el avance de una línea de costa en la cual se interpone una estructura de este tipo, se debe indicar mediante ciertas ecuaciones la presencia de dicha estructura. De esta forma se tendrá que algunos elementos de la matriz tridiagonal resultan distintos que los calculados anteriormente.

Se considera que la escollera se encuentra dentro del intervalo Δx comprendido por la celda i . Se le llama a la posición de la línea de costa en esta celda y_{Iesc-1} . Se tiene entonces que el caudal que ingresa a dicha celda es Q_{Iesc-1} y el que sale es Q_{Iesc} . Si se considera que la escollera comienza bloqueando el transporte totalmente, el caudal Q_{Iesc} comienza siendo 0 y a medida que la línea de costa avanza y se aproxima a la punta de la escollera el bloqueo de transporte de sedimento deja de ser total y una porción comienza a pasar hacia el otro lado de la estructura.

Se toma el criterio extraído de Horikawa (Horikawa, 1978) para el cálculo de sedimento que atraviesa la escollera, tal como se muestra en la Ecuación 6-54.

$$Q_{Iesc-1} = \begin{cases} Q_{Iesc0}(1 - \alpha), & D_g \leq D_B + D_c \\ 0, & D_g > D_B + D_c \end{cases} \quad \text{Ecuación 6-54}$$

$$\alpha = \begin{cases} D_g / (D_B + D_c), & D_g \leq D_B + D_c \\ 1, & D_g > D_B + D_c \\ 0, & y_{Iesc-1} \geq y_g \end{cases}$$

Donde Q_{Iesc0} es el caudal entrante a la celda de la escollera calculado sin considerar la escollera, y D_g es la profundidad del perfil en la celda anterior a la escollera a la altura de la punta de la misma. Una hipótesis utilizada es:

$$Q_{Iesc0} = Q_{Iesc-1} \quad \text{Ecuación 6-55}$$

Esto es porque a que a medida que el modelo simula un intervalo de tiempo, la normal a la línea de costa generada por y_{Iesc-1} e y_{Iesc} pierde sentido físico, y se considera que las condiciones del oleaje de las celda i e $i - 1$ no difieren en gran cantidad. Se pasa entonces a sustituir las ecuaciones Ecuación 6-54 y Ecuación 6-55 en las ecuaciones de las celdas correspondientes.

$$\begin{aligned} y'_{Iesc-1} &= B(Q'_{Iesc-1} - Q'_{Iesc}) + G_{Iesc-1} \\ &= -B(Q'_{Iesc-1} - (1 - \alpha)Q'_{Iesc-1}) + G_{Iesc-1} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 6-56}$$

$$\begin{aligned} y'_{Iesc} &= B(Q'_{Iesc} - Q'_{Iesc+1}) + G_{Iesc} \\ &= B((1 - \alpha)Q'_{Iesc-1} - Q'_{Iesc+1}) + G_{Iesc} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 6-57}$$

Se llega a las ecuaciones:

$$\begin{aligned} -\frac{\alpha B a_1 (H^2 C_g)_{blesc-1} C_{2Iesc-1}}{\Delta x} y'_{Iesc-2} + \left(1 + \frac{\alpha B a_1 (H^2 C_g)_{blesc-1} C_{2Iesc-1}}{\Delta x}\right) y'_{Iesc-1} \\ = \alpha B a_1 (H^2 C_g)_{blesc-1} C_{1Iesc-1} + B \alpha Q_{Iesc-1} + y_{Iesc-1} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 6-58}$$

$$\begin{aligned} -\frac{(1 - \alpha) B a_1 (H^2 C_g)_{blesc-1} C_{2Iesc-1}}{\Delta x} y'_{Iesc-2} \\ + \frac{(1 - \alpha) B a_1 (H^2 C_g)_{blesc-1} C_{2Iesc-1}}{\Delta x} y'_{Iesc-1} \\ + \left(1 + \frac{B a_1 (H^2 C_g)_{blesc+1} C_{2Iesc+1}}{\Delta x}\right) y'_{Iesc} \\ - \frac{B a_1 (H^2 C_g)_{blesc+1} C_{2Iesc+1}}{\Delta x} y'_{Iesc+1} \\ = (1 - \alpha) B a_1 (H^2 C_g)_{blesc-1} C_{1Iesc-1} - B a_1 (H^2 C_g)_{blesc+1} C_{1Iesc+1} \\ + B((1 - \alpha)Q_{Iesc-1} - Q_{Iesc+1}) + y_{Iesc} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 6-59}$$

Se tienen entonces los coeficientes correspondientes a la fila $Iesc - 1$ e $Iesc$ de la matriz.

Para resolver la posición de la línea de costa en relación a la escollera se toma como hipótesis que el perfil de la playa en la celda próxima anterior a la escollera ($Iesc - 1$), responde a una ecuación como la Ecuación 6-60 (Darlymple, 2004), donde h es la profundidad e y es la coordenada transversal.

$$h = A \cdot y^{2/3}$$

Ecuación 6-60

El parámetro A depende del tamaño de sedimento de la playa y se puede obtener de tablas como la Tabla 6-1. Considerando un tamaño de sedimento de 0.2 mm se tiene que el A de la playa en estudio es 0.1.

Table 7.2 Summary of Recommended A Values ($m^{1/3}$) for Diameters from 0.10 to 1.09 mm										
d (mm)	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.1	0.063	0.0672	0.0714	0.0756	0.0798	0.084	0.0872	0.0904	0.0936	0.0968
0.2	0.100	0.103	0.106	0.109	0.112	0.115	0.117	0.119	0.121	0.123
0.3	0.125	0.127	0.129	0.131	0.133	0.135	0.137	0.139	0.141	0.143
0.4	0.145	0.1466	0.1482	0.1498	0.1514	0.153	0.1546	0.1562	0.1578	0.1594
0.5	0.161	0.1622	0.1634	0.1646	0.1658	0.167	0.1682	0.1694	0.1706	0.1718
0.6	0.173	0.1742	0.1754	0.1766	0.1778	0.179	0.1802	0.1814	0.1826	0.1838
0.7	0.185	0.1859	0.1868	0.1877	0.1886	0.1895	0.1904	0.1913	0.1922	0.1931
0.8	0.194	0.1948	0.1956	0.1964	0.1972	0.198	0.1988	0.1996	0.2004	0.2012
0.9	0.202	0.2028	0.2036	0.2044	0.2052	0.206	0.2068	0.2076	0.2084	0.2092
1.0	0.210	0.2108	0.2116	0.2124	0.2132	0.2140	0.2148	0.2156	0.2164	0.2172

Tabla 6-1-Valores de A según el tamaño de sedimento. Extraído de "Coastal processes and Engineering applications" (Dalymp, 2004).

Teniendo la forma del perfil se tiene entonces para cada momento la profundidad a la altura de la punta de la escollera en la celda anterior a la misma.

6.5.2.3 Caudal puntual de sedimento

Un caudal puntual puede ser una fuente o sumidero de sedimento. El mismo puede ser ingresado como una longitud transversal de la forma:

$$\Delta y = \frac{q \Delta t}{(D_B + D_C) \Delta x} \quad \text{Ecuación 6-61}$$

De esta forma el Δy se le suma al termino independiente en la posición correspondiente.

6.6 Implementación del modelo a un caso de solución conocida

Para verificar el buen funcionamiento del modelo numérico se compara el resultado de una situación cuya solución analítica es conocida. La solución que se utiliza es la del cambio de la línea de costa de una playa paralela al eje x cuando se coloca una escollera que impide enteramente el pasaje de caudal.

Inicialmente la playa se encuentra en equilibrio e incide un oleaje constante, por lo tanto se tiene para todos los puntos de la costa la misma altura y dirección de rotura, lo cual lleva a un caudal de transporte constante a lo largo de la playa. En el tiempo $t = 0$ se interpone en $x = 0$ una escollera que bloquea todo el transporte. Esta condición de borde se puede expresar matemáticamente como:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \tan(\alpha_0)$$

Ecuación 6-62

Donde α_0 es el ángulo que forma la cresta de la ola con el eje X en la rotura (Figura 6-10). Esta ecuación implica que en todo momento, la línea de costa en la escollera es paralela a la cresta de la ola.

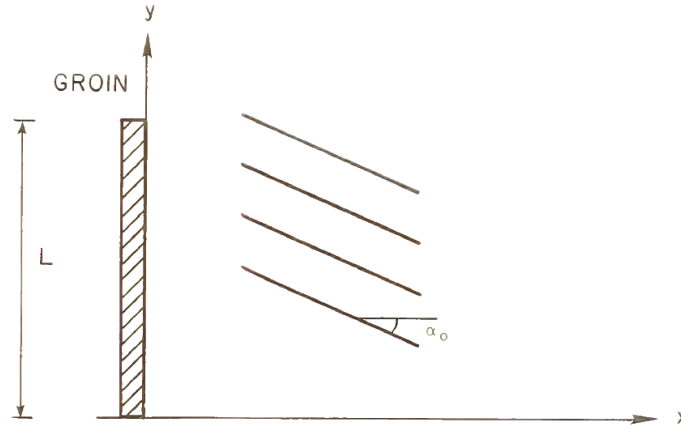


Figura 6-10-Esquema de la escollera bloqueando el transporte.

La escollera genera una acumulación de arena aguas arriba debido a que interrumpe el transporte de sedimento a través de ella, y genera erosión aguas abajo de la escollera por la misma razón. Dean and Darlymple (Darlymple, 2004) muestran una gráfica (Figura 6-11) con soluciones normalizadas para diferentes ángulos de incidencia del oleaje, donde se definen ciertos valores adimensionados:

$$G = \frac{H_b^2 C_{gb} K}{8 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) (1 - p) (D_B + D_C)}$$

Ecuación 6-63

$$y' = \frac{y}{\sqrt{4Gt}}$$

Ecuación 6-64

$$x' = \frac{x}{\sqrt{4Gt}}$$

Ecuación 6-65

Se digitaliza la curva y se corre el modelo con las características presentadas en la Tabla 6-2.

H_b (m)	1
α_0 (°)	-5, -10, -15, -20, -25
Δt (hs)	3
D_b (m)	2.5
D_c (m)	2.5
Tiempo de simulación (días)	365

Tabla 6-2-Condiciones de entrada al modelo numérico.

Se superpone la solución obtenida con el modelo numérico con la solución analítica, el resultado se muestra en la Figura 6-12.

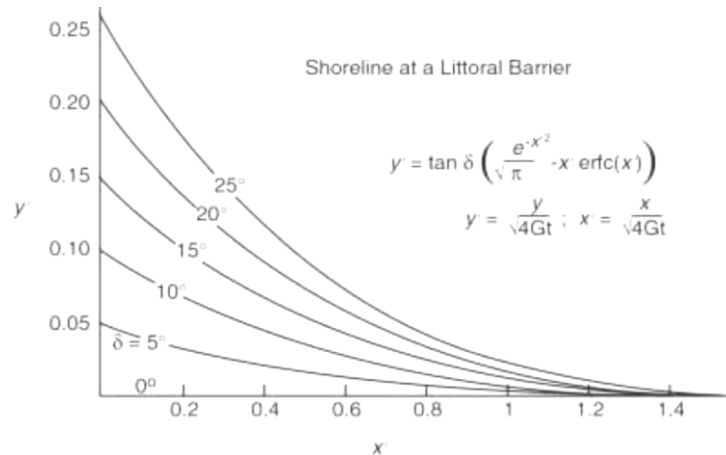


Figura 6-11-Soluciones normalizadas para caso de escollera bloqueando totalmente el transporte. Extraído de "Coastal processes and Engineering applications" (Darlymple, 2004).

Se observa que el modelo numérico se aproxima mucho a las soluciones analíticas para los casos de 5° y 10°. A medida que el ángulo de incidencia crece la solución numérica se aleja más de la analítica. Esto último se debe a que el modelo numérico conserva la masa, no así la solución analítica y también puede influir el hecho de que cuanto más es la acumulación, más alejado se está de las suposiciones que se toman, como lo es que el ángulo entre la línea de costa y la línea de referencia es pequeño.

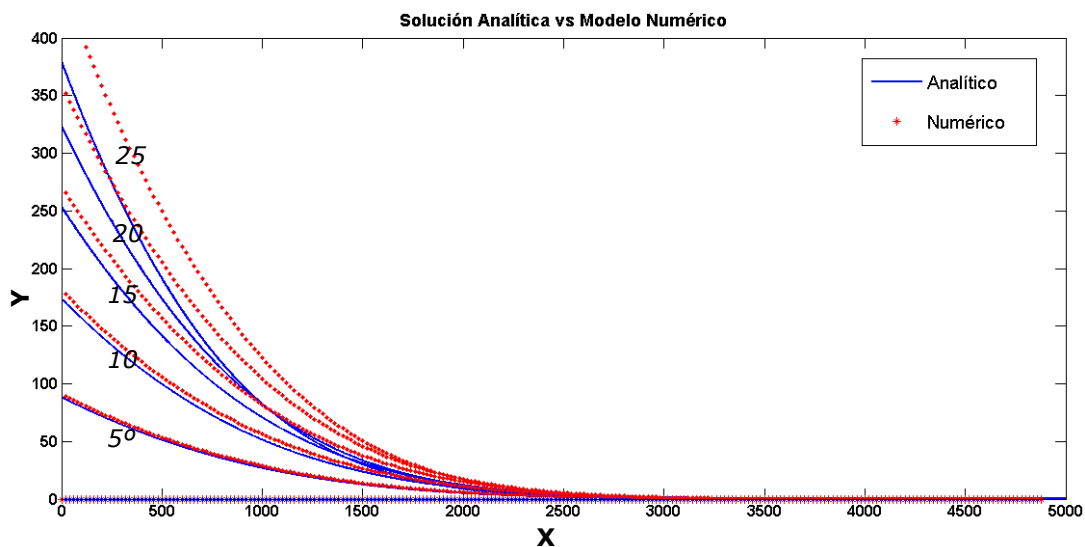


Figura 6-12- Superposición de la solución numérica y la solución analítica

Se compara también el caso presentado como ejemplo en la sección 6.3: una playa rectangular a la cual le incide un oleaje perpendicular.

En $t = 0$ se tiene una playa rectangular de ancho $2a$. Empieza a incidir en la misma un oleaje perpendicular. La solución analítica para dicha situación a diferentes tiempos se presenta en la Figura 6-13.

En la Figura 6-14 se muestra lo que se obtiene de superponer la solución obtenida con el modelo numérico y la solución analítica. Las características de la simulación se muestran en la Tabla 6-3.

H_b (m)	1
α_0 (°)	0
Δt (hs)	1
D_b (m)	2.5
D_c (m)	2.5
Tiempo de simulación (días)	182, 365, 730, 1820

Tabla 6-3-Condiciónes de entrada al modelo numérico.

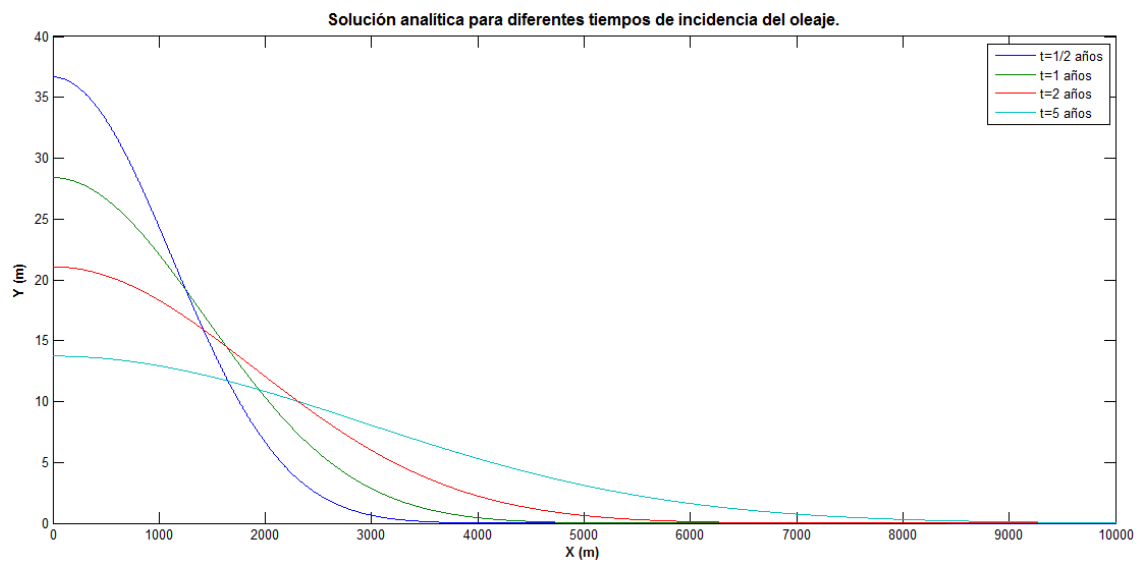


Figura 6-13-Solución analítica para diferentes tiempos de incidencia del oleaje sobre una playa inicialmente rectangular.

Se observa que la solución del modelo numérico se ajusta muy bien a la solución analítica. El buen resultado de esta simulación demuestra también la buena estabilidad que presenta el modelo debido a que las celdas donde se presenta la diferencia de altura eran susceptibles de presentar una inestabilidad.

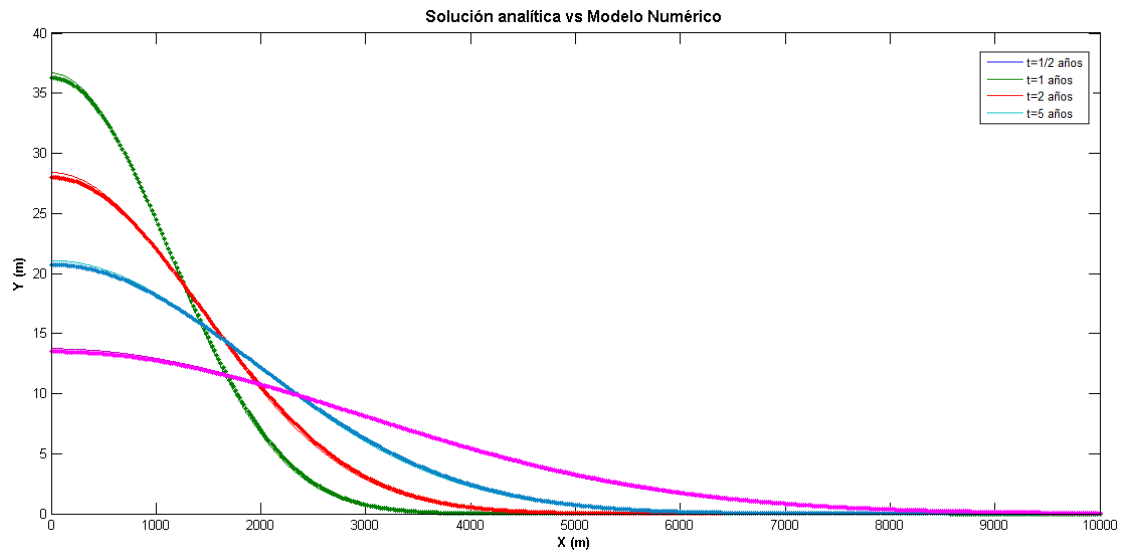


Figura 6-14-Solución del Modelo numérico superpuesto a la solución analítica para diferentes tiempos de incidencia del oleaje sobre una playa inicialmente rectangular.

7 Análisis de la evolución de la línea de costa en los últimos 50 años

Como se indica en la sección 3.1 se cuenta con varias imágenes aéreas que van desde 1966 hasta el 2016. A través del análisis de estas imágenes es posible aproximarse al entendimiento de la dinámica de la zona y el porqué de la situación actual. La escollera construida en 1994, con una longitud de poco más de 400 m llevo a una evolución de la línea de costa que genero acreción al Este y erosión al Oeste de la misma. A través del presente análisis se busca analizar un tanto más cuantitativamente dicha evolución.

La Figura 7-1 a la Figura 7-6, corresponden a los años 1966 y 1981, cuando la escollera no había sido construida y 1996, 2005, 2011 y 2013 respectivamente. La Figura 7-7, Figura 7-8 y Figura 7-9 corresponden al año 2016. Se puede observar claramente la evolución de la línea de costa, la acumulación en la playa correspondiente al departamento de San José y la erosión en la playa correspondiente a Colonia. La situación es la esperada una vez analizados los datos de oleaje cuya dirección predominante es desde el sureste.

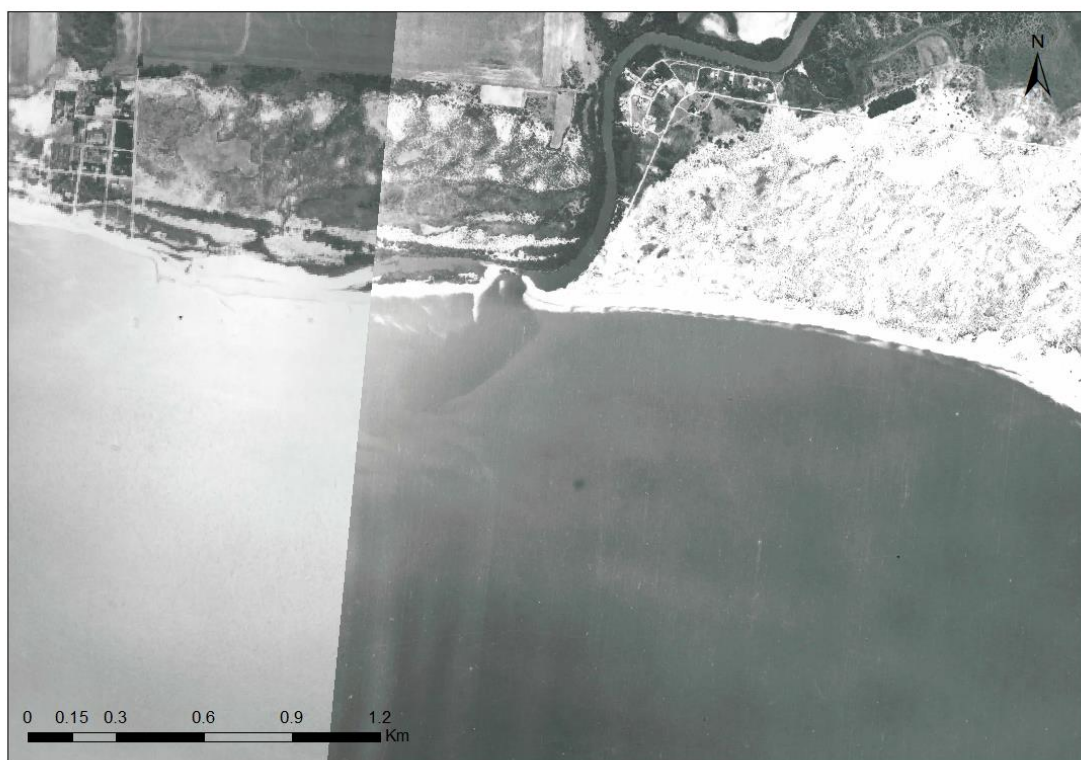


Figura 7-1- Imagen correspondiente al año 1966.

A grandes rasgos, podría deducirse en principio entre las fotografías correspondientes a 1966 y 1981 que no hubo un avance de la línea de costa importante en este periodo por lo cual se puede suponer la playa se encontraba en equilibrio. Una vez colocada la escollera, en la imagen correspondiente al año 1996 se observa que todavía no existe una erosión visible al oeste de la misma por el bloqueo del transporte de sedimento, pero si se observa que la línea de costa al este de la escollera comienza a avanzar,

alcanzando contra la escollera los 154 metros medidos desde su comienzo. En las imágenes correspondientes a los años siguientes ya comienza a observarse la razón por la cual hoy en día la escollera es un problema importante a resolver, la erosión en la playa de Colonia, y el importante avance de la línea de costa en San José.

Para cuantificar lo observado anteriormente, a través de la georreferenciación de las imágenes presentadas se calcula el avance o retroceso en 4 puntos de la costa que se señalan en la Figura 7-10. Los valores se presentan en la Tabla 7-1 y se miden respecto a la línea de costa correspondiente al año 1966.

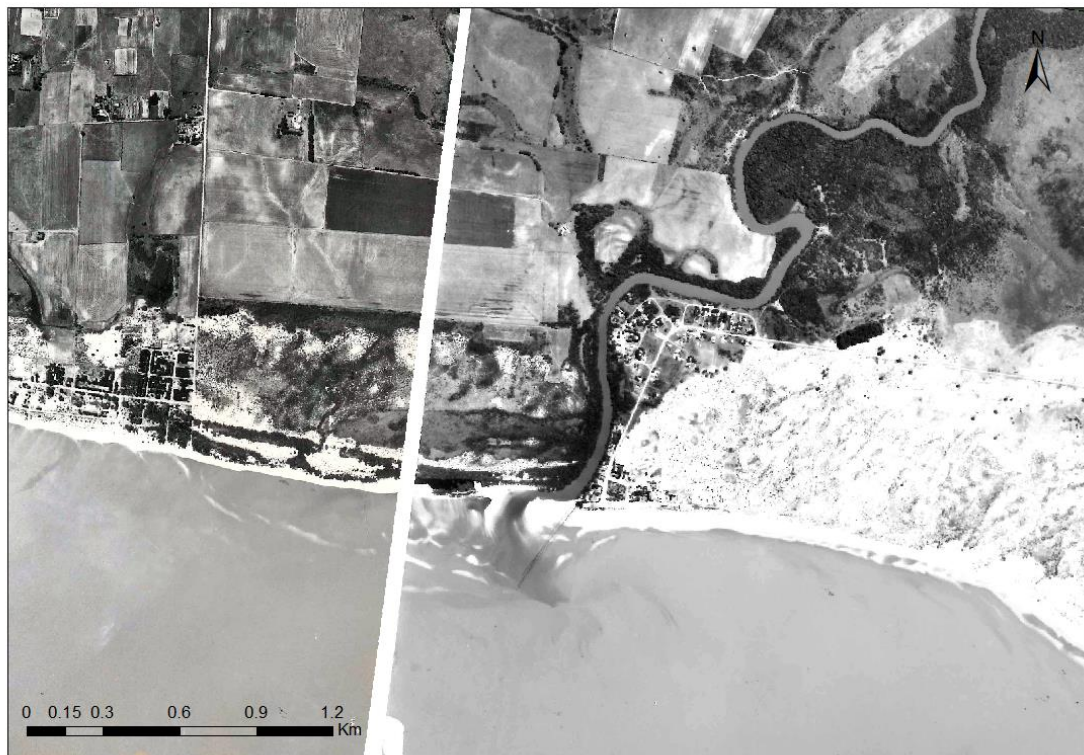


Figura 7-2- Imagen correspondiente al año 1981.

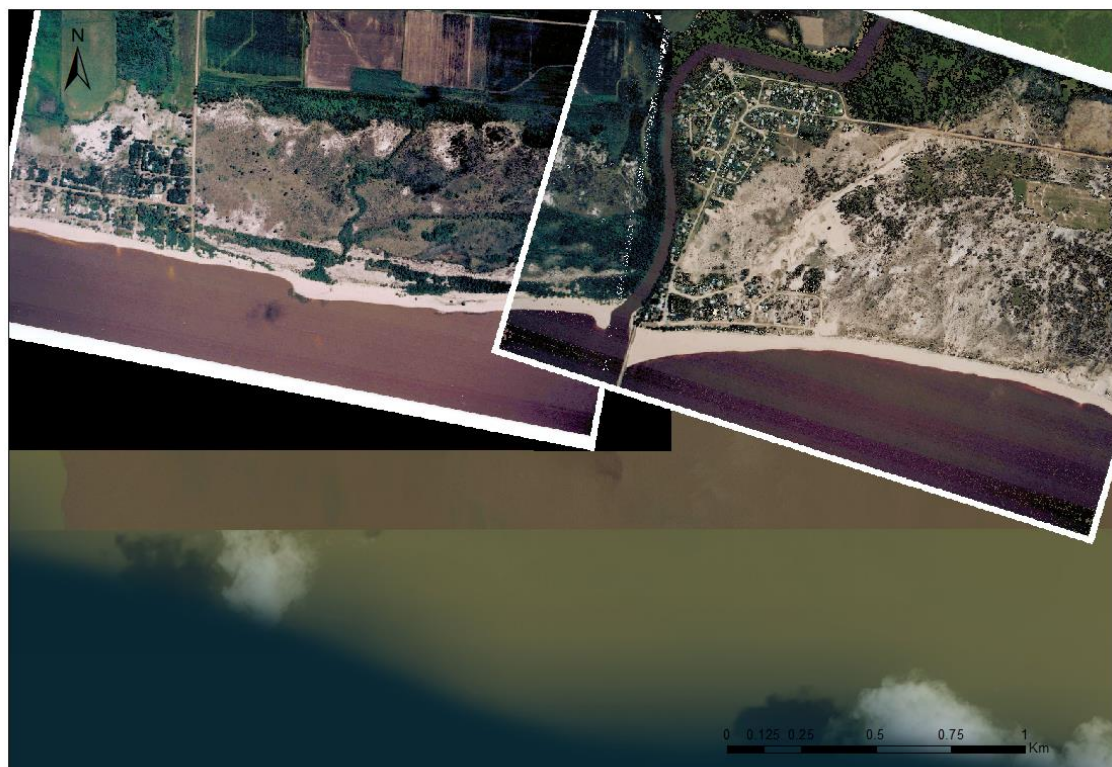


Figura 7-3-Imagen correspondiente al año 1996.

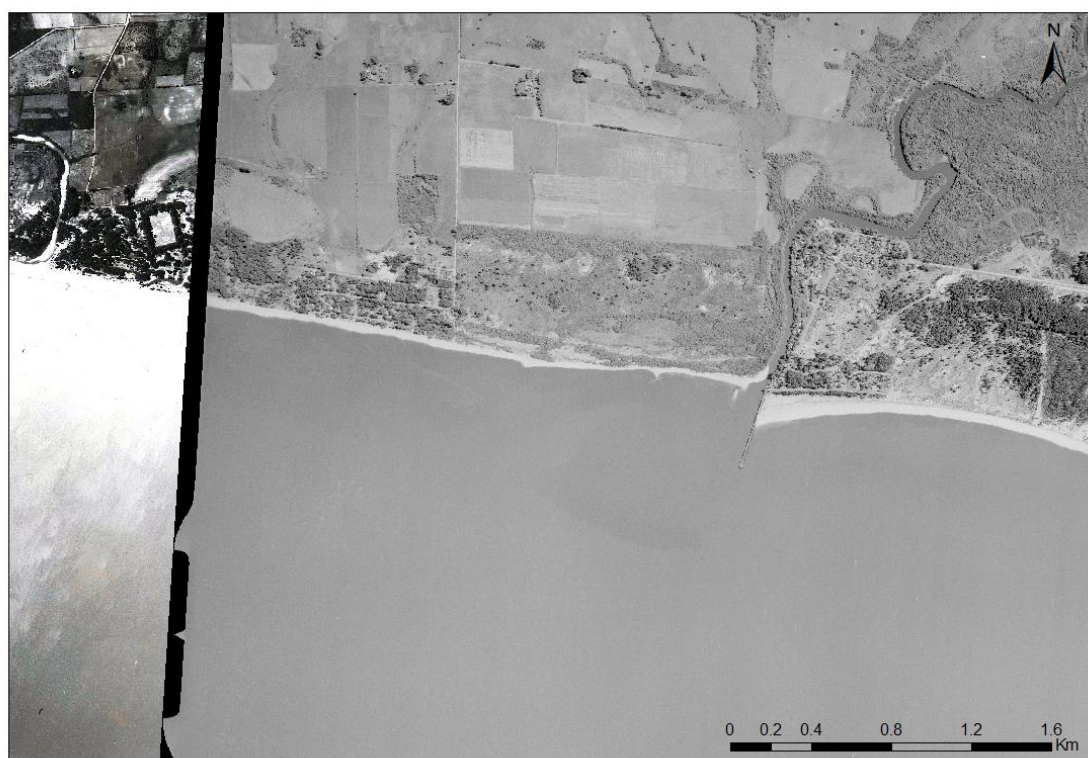


Figura 7-4-Imagen correspondiente al año 2005.



Figura 7-5-Imagen correspondiente al año 2011



Figura 7-6-Imagen correspondiente al año 2013.



Figura 7-7-Imagen correspondiente al año 2016.



Figura 7-8-Imagen correspondiente al año 2016.

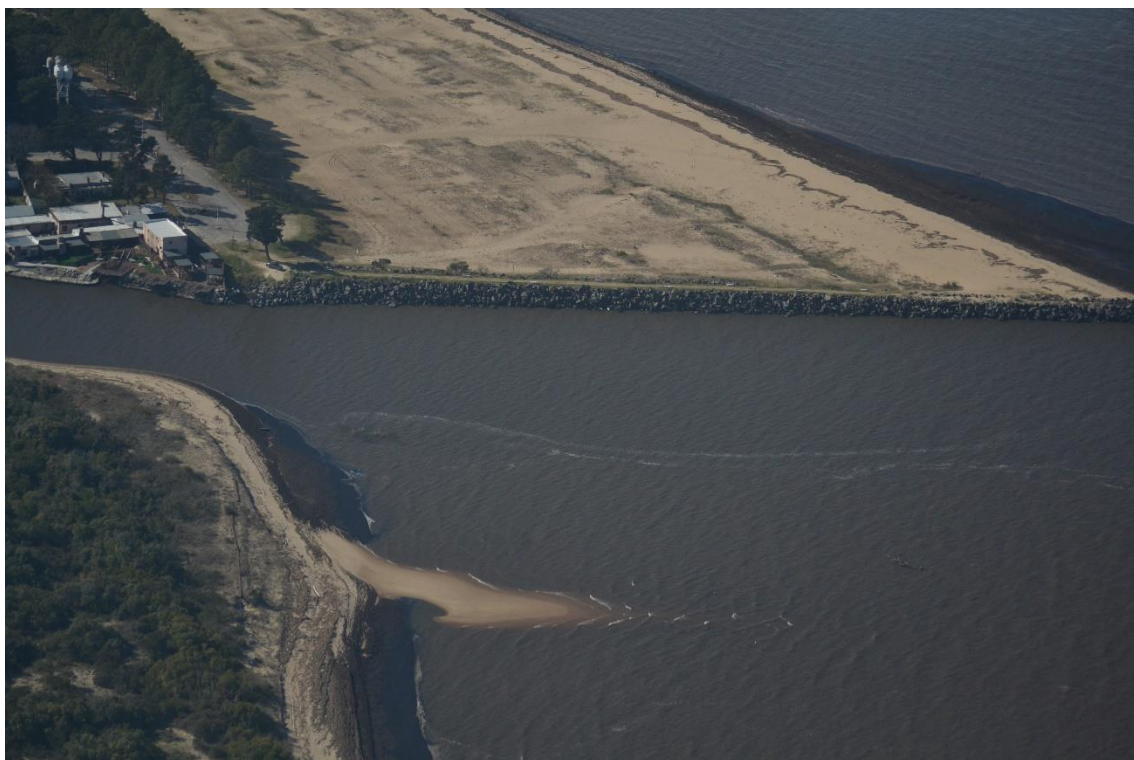


Figura 7-9-Imagen correspondiente al año 2016.



Figura 7-10-Puntos donde se calcula avance y retroceso de la línea de costa a partir de la georreferenciación de fotografías aéreas.

Avance/Retroceso perpendicular a la costa respecto a la línea de costa en el 1966 (m)				
Año	Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4
1981	10	17	-20	0
1996	-	17	-47	-32
2005	10	17	-118	-22
2013	10	17	-130	0

Tabla 7-1-Avances y retrocesos de la línea de costa en 4 puntos medidos a partir de la correspondiente al año 1966.

Los valores positivos indican avance de la línea de costa respecto a la correspondiente a 1966 y los valores negativos indican retroceso. Debido a las dificultades que puede presentar la georreferenciación de las fotografías y a la incertidumbre al momento de seleccionar el punto correspondiente a la línea de costa, los puntos 1 y 2 que presentan avances del orden de 10 metros pueden considerarse como puntos estables a lo largo de los años. En el punto 3 al retroceso entre el año 1966 a 1981 a priori no puede dársele una razón, podría tratarse de un valor no muy certero debido a la georreferenciación o podría tratarse de un punto no estable debido a los efectos de la desembocadura del arroyo. A partir del 1996 se hace visible en los valores de retroceso el bloqueo del transporte y la erosión generada por la escollera. Por último, en el punto 4, al observar la Figura 7-3 puede observarse un retroceso significativo en el año 1996, esto puede deberse a la dinámica de los eventos en los años inmediatamente posteriores a la construcción de la escollera, pero que hacia el presente recupera la posición inicial, asimismo no puede decirse que es un punto estable hoy en día.

En la Tabla 7-2 se presenta el avance de la línea de costa sobre la escollera, medido a partir del punto de inicio de la misma.

Avance de línea de costa al este de la escollera (m)	
1996	154
2005	193
2011	220
2013	235

Tabla 7-2-Avance de la línea de costa al este de la escollera.

Se pasa a calcular para los datos de oleaje disponibles, el clima de transporte litoral en los puntos 1, 2 y 4 utilizados anteriormente, y se agrega un punto 3 en el lado este de la escollera, los mismos se presentan en la Figura 7-11. Se obtiene para cada uno de estos puntos el caudal transportado bruto y el caudal transportado neto utilizando la fórmula del CERC con un K recomendado por el Coastal Engineering Manual de 0.39 (US Army Corps of Engineers). Se obtienen los resultados que se presentan en la Tabla 7-3.

	Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4
Bruto (m3)	1.016.435	1.153.226	753.367	1.125.471
Neto (m3)	493.213	526.570	60.951	394.200

Tabla 7-3-Transporte bruto y transporte neto correspondiente al periodo entre 1980 y 2010 en 4 puntos a lo largo de la costa.



Figura 7-11-Puntos donde se calcula el caudal transportado.

Se observan dos resultados esperados:

- El transporte neto es positivo, lo cual resulta coherente con lo que se observa en la actualidad, el gran volumen de sedimento que se acumula al este de la escollera.
- Existe una diferencia de órdenes en los valores de caudal transportado entre los puntos 1,2 y 4 y el punto 3. A medida que avanza la línea de costa en la escollera esta busca alinearse con el frente de olas y de esta forma el transporte disminuye.

También se destaca que el transporte en el punto 4 tiene el mismo orden de magnitud que los puntos 1 y 2, asimismo no se puede afirmar que la presencia de la escollera deja de afectar a esta altura de la costa debido a la variable temporal, podría estarse dando el hecho de que todavía no comenzó a afectar.

Se pasa a realizar una estimación de K a través de las imágenes correspondientes a 1981, 1996 y 2005. Se selecciona el volumen de control que se muestra en la Figura 7-12, limitado hacia el este por un punto estable (punto 2, Figura 7-11) a lo largo de los años, y hacia el oeste por la escollera.

Debido al análisis anterior de las imágenes se supone que la línea de costa no se modifica entre el año 1981 y 1994. Debido a esto para obtener un estimativo del volumen acumulado entre el año que se construye la escollera y el 2005 se calcula el área de diferencia entre las líneas de costa entre el año 1981 y 2005 y se multiplica por la profundidad de cierre más la altura de berma. Este procedimiento se realiza también entre las imágenes correspondientes a 1981-1996 y entre 1996-2005.



Figura 7-12-Volumen de control para calcular diferencias de volumen entre diferentes años y estimar K .

Por otra parte, se calcula el caudal neto que ingresa al volumen de control con los datos de oleaje disponibles, entre el 14 de abril de 1994 y 1 de enero 2005, 14 de abril de 1994 y 12 de noviembre de 1996 y entre 12 de Noviembre de 1996 y 1 de enero 2005, donde las fechas corresponden a las fotografías utilizadas a no ser por la del 2005 para la cual no se cuenta con la información exacta. Para obtener un K estimado se supone que la escollera bloquea totalmente el transporte de sedimento en 1996 y 2005, y se busca que el volumen calculado a través de las imágenes y el volumen de caudal neto que entra al volumen de control sean del mismo orden. Se obtienen los resultados presentado en la Tabla 7-4.

	Volumen de avance según imágenes georreferenciadas (m3)	Volumen de avance según Q_{neto} entrante por el límite este para diferentes K (m3)			
K		0,15	0,12	0,1	0,09
1994-2005	131.436	182.100	145.680	121.400	109.260
1994-1996	31.048	39.008	31.206	26.005	23.405
1996-2005	100.388	14.309	114.474	95.395	85.855

Tabla 7-4- K estimados para diferentes períodos de tiempo a partir de imágenes georreferenciadas y cálculo de caudal neto entrante al volumen de control.

	Diferencia entre volumen calculado según imágenes y según Qneto entrante			
	0,15	0,12	0,1	0,09
	-50.664	-14.244	10.036	22.176
	-7.960	-158	5.043	7.643
	86.079	-14.086	4.993	14.533
Promedio	9.152	-9.496	6.691	14.784

Tabla 7-5-Diferencias entre caudales calculados mediante diferentes métodos para cada período de tiempo.

Si se analiza el promedio de diferencias entre los volúmenes para los $K = 0.15, 0.12$ y 0.1 en la Tabla 7-5 se observa que tienen el mismo orden y respecto a los volúmenes con los que se está trabajando las diferencias son pequeñas. Debido al método que se está utilizando para estimar el K , que arrastra varios errores a partir de calcular una diferencia de volumen a partir de una imagen, no se puede deducir cual sería el K que representa mejor la playa en estudio, pero a efectos de utilizarlo para obtener una solución analítica del modelo de una línea y compararlo con el estado de la playa en 2013, se elige el $K = 0.1$, cuyo promedio de diferencias es el menor y además, la diferencia para el mayor intervalo de tiempo es también el menor de todos los casos.

A partir del K estimado se pasa a comparar el resultado de una solución analítica del modelo de una línea con la línea de costa al este de la escollera en el año 2013. La solución analítica que se utiliza es la que corresponde a una playa inicialmente recta e infinita a la cual le incide un oleaje con dirección y altura de ola en la rotura constante y en la cual una escollera bloquea todo el transporte de sedimento. Se busca comparar la forma en que esta se deforma con la forma en la que se encuentra la línea de costa al este de la escollera en el año 2013, a pesar de que la línea de costa verdadera no cumple con las hipótesis de la solución analítica, como lo es ser una playa recta e infinita, y donde la escollera se encuentra perpendicular a esta playa inicial.

Se sigue la metodología descrita a continuación:

- A partir de los datos de oleaje disponibles se calcula el caudal neto que atraviesa la costa por el punto 2 de la Figura 7-11, dado que este como se dijo anteriormente se considera como un punto estable a lo largo de los años. Este caudal neto se calcula para el periodo correspondiente entre 14/04/1994 (a partir de cuándo se supone que la escollera bloquea totalmente el transporte) y el 01/03/2013 (fecha correspondiente a la fotografía a utilizar para la comparación).
- La solución analítica supone que el ángulo y la altura de ola en la rompiente que incide en la playa recta es constante, por lo cual se debe ingresar como dato de entrada un ángulo y una altura tal que al calcular el caudal neto para el mismo periodo que se indicó en el punto anterior, el caudal neto calculado en el punto anterior y en este sean

iguales. El ángulo se calcula como el ángulo de la potencia del clima de olas para el periodo correspondiente:

$$\cos \alpha_{pot} = \frac{1}{N} \sum_i Pot_i \cdot \cos \alpha_i \quad \text{Ecuación 7-1}$$

$$\sin \alpha_{pot} = \frac{1}{N} \sum_i Pot_i \cdot \sin \alpha_i \quad \text{Ecuación 7-2}$$

$$\alpha_{pot} = \arctan\left(\frac{\cos \alpha_{pot}}{\sin \alpha_{pot}}\right) \quad \text{Ecuación 7-3}$$

Se obtiene:

$$\alpha_{pot} = 164^\circ \text{ respecto al Norte}$$

- Se calcula H_b tal que al incidir un oleaje constante con el ángulo calculado anteriormente, el caudal neto para el periodo correspondiente al 14/04/1994-01/03/2013 se obtenga el mismo que se obtienen en el punto 1. Se llega a:

$$H_b = 0.3 \text{ m}$$

Al superponer la imagen correspondiente al 1/03/2013 con el resultado de la solución analítica se obtiene lo que se muestra en la Figura 7-13.

En rojo se indica la línea de costa inicial que se considera en la solución analítica. Se observa que la forma de la línea de costa que se desarrolla en la solución analítica es muy similar a la forma que toma la playa en el 2013. Más allá de que en la costa real no se cumplan las hipótesis correspondientes a la solución analítica se puede observar que el avance de la línea de costa contra el este de la escollera es muy cercano al avance real, y esto considerando que la solución analítica, como se indicó anteriormente, no conserva la masa que entra al volumen de control.



Figura 7-13-Solución analítica superpuesta con imagen correspondiente al 1/03/2013.

8 Aplicación del modelo de una línea a la desembocadura del Arroyo Cufré

En este capítulo se presenta la implementación del modelo de una línea presentado en la sección 7 a la zona de la desembocadura del Arroyo Cufré. El mismo se aplica a parte de la costa correspondiente al departamento de San José y parte de la costa correspondiente al departamento de Colonia, a lo largo de aproximadamente 6 km, la zona se muestra en la Figura 8-1. El mismo se calibrara en función del coeficiente K de la fórmula del CERC para transporte de sedimento, el cual fue previamente calibrado mediante imágenes satelitales. La zona de aplicación del modelo se determina definiendo como limites zonas donde la línea de costa permanece estable a lo largo del tiempo deducidas de la sección anterior.



Figura 8-1-Área de aplicación de modelo de una línea. Fotografía tomada por el Servicio Geográfico Militar.

Previo a la aplicación del modelo numérico a la zona de estudio es necesario acondicionar la información para introducir al modelo, a grandes rasgos se deben realizar las siguientes tareas:

- Elección de línea de base.
- Recopilación y tratamiento de datos de oleaje como datos de entrada al modelo.
- Tratamiento de imágenes para obtención de condición inicial y condiciones para calibrar y verificar.
- Calculo de profundidad de cierre D_C y de la berma D_B .

Una vez finalizado el acondicionamiento de la información necesaria se pasa a calibrar y verificar el modelo para la zona de aplicación, para luego utilizarlo ante diferentes escenarios de escolleras Este y Oeste.

8.1 Elección de la línea de base

La línea de base es a partir de la cual se mide la posición de la línea de costa en una celda de cálculo y debe tener una dirección tal que siga la tendencia de la dirección de la misma. Además para el caso, donde se estudia la existencia de la escollera y las diferentes alternativas de solución del problema presente generado por la misma, resulta conveniente que la línea de base sea tal que la escollera sea perpendicular a la misma, para poder programar su existencia de forma más efectiva. En la Figura 8-2 se muestra la línea de base seleccionada, esta se elige a partir de imágenes correspondientes al 2013 extraídas de Google Earth y forma un ángulo de 288° con el Norte medido en sentido horario.

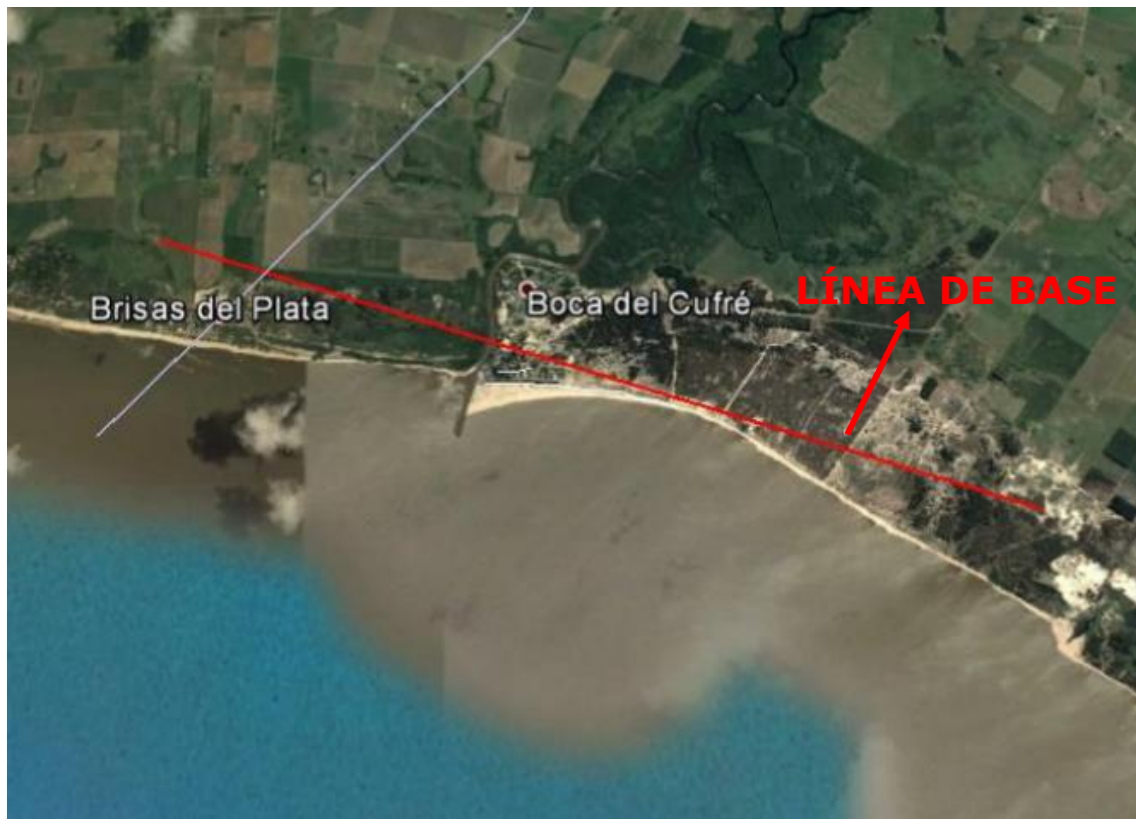


Figura 8-2: Línea de base señalada en rojo

8.2 Datos de oleaje

Como se muestra en la sección 6.5, los forzantes del modelo son la altura, celeridad de grupo y dirección en la rotura. Se cuenta con datos modelados por el modelo URUWAVE de altura de ola significativa H_{mod} (calibrados), dirección media D_m y periodo pico (T_p). Estos datos se tienen para el período comprendido entre el primero de enero de 1980 y el 31 de diciembre de 2010, en el punto cercano a la desembocadura del arroyo Cufre de latitud $-34,4833$ y longitud $-57,1500$, cada 3 horas.

Debido a que la dirección del oleaje de los datos disponibles se tiene respecto al norte, se realiza la transformación siguiente para tener este ángulo respecto al eje Y del nuevo sistema (Figura 8-3):

$$D_{m_rot} = \theta_{ref} - 90 - D_m \quad \text{Ecuación 8-1}$$

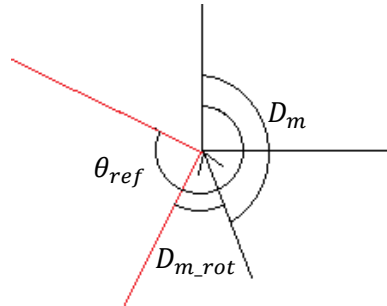


Figura 8-3: Rotación de dirección media de los datos disponibles.

8.3 Tratamiento de imágenes y obtención de líneas de costa

Como se indica en la sección 3.1, las imágenes aéreas se obtuvieron del Servicio Geográfico Militar. Se utilizan para calibrar las líneas de costa extraídas de las imágenes correspondientes al 1996 y a 2005 y para verificar las líneas de costa extraídas de las imágenes correspondientes al 2011 y 2013. El modelo se corre a partir de cuándo se construye la escollera (1994) y dada la estabilidad de la costa antes de la construcción de la misma se utiliza como condición inicial la línea de costa correspondiente al año 1981 que es la más cercana a dicha construcción.

Dado que las condiciones de borde impuestas en el modelo indican que los nodos correspondientes a los extremos de la línea de costa permanecen estables, el modelo se aplica en un tramo cuyos extremos se consideran estables a lo largo del tiempo. En la Figura 8-4 se muestra la línea de costa utilizada como condición inicial, cuyos extremos son considerados estables a lo largo del tiempo.

En las Figura 8-5 y Figura 8-6 se muestran las líneas de costa correspondientes a los años 1996 y 2005 utilizadas para calibrar el modelo. En las Figura 8-7 y Figura 8-8 se muestran en rojo las líneas de costa correspondientes a los años 2011 y 2013 utilizadas para verificar el modelo.

En la Figura 8-9 se muestran todas las líneas de costa correspondientes a 1981, 1996, 2005, 2011 y 2013 superpuestas sobre la imagen correspondiente al 2013.



Figura 8-4- Línea de costa correspondiente a la condición inicial ingresada al modelo, señalada en rojo.

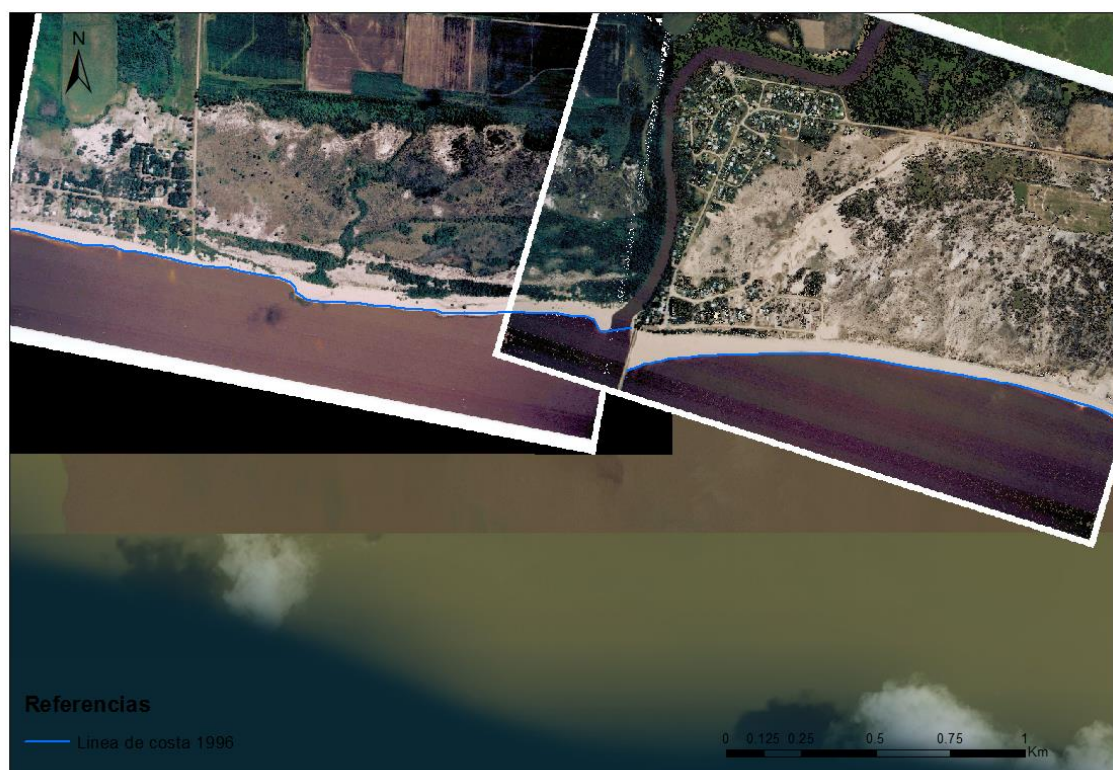


Figura 8-5- Línea de costa correspondiente al año 1996.



Figura 8-6- Línea de costa correspondiente al año 2005.



Figura 8-7- Línea de costa correspondiente al año 2011.



Figura 8-8- Línea de costa correspondiente al año 2013.



Figura 8-9: Líneas de costa correspondientes a 1981, 1996, 2005, 2011 y 2013.

Se define un nuevo sistema de ejes cartesianos T , cuyo eje de abscisas es la línea de base previamente seleccionada y el de ordenadas es la perpendicular a la misma por el origen denotado en la Figura 8-10 como (X_0, Y_0) . Las coordenadas de la línea de costa inicial se escriben a través de una roto traslación en este nuevo sistema y de aquí en adelante se trabaja con el sistema T .

Las líneas de costa extraídas a través de QGis se tienen en coordenadas proyectadas WGS84 UTM 21S, para obtener las coordenadas en el sistema T se sigue la siguiente secuencia de cálculo:

- $XY_{UTM,Tras} = XY_{UTM} - (X_0, Y_0)$
- $[\theta, r] = cart2pol(XY_{UTM,Tras})$
- $\theta_s = \theta - \theta_{ref}$
- $[X_s, Y_s] = pol2cart(\theta_s, r)$

Donde las funciones *cart2pol* y *pol2cart* transforman las coordenadas de cartesianas a polares y de polares a cartesianas respectivamente.

La grilla de cálculo debe ser equiespaciada, sin embargo la línea de costa original se extrae con puntos espaciados arbitrariamente por lo cual se interpolan los puntos extraídos a la grilla de cálculo. El ancho de cada celda Δx depende de la variabilidad de la línea de costa y de la duración de la simulación. Vale aclarar que esta transformación debe realizarse para todas las líneas de costa extraídas de QGis, inicial, para calibración y para verificación.



Figura 8-10: Línea de base y roto traslación de coordenadas.

8.4 Profundidad de cierre y altura de berma

Para calcular la profundidad de cierre se utiliza la Ecuación 6-23. Con los 30 años de datos de oleaje disponibles se calcula la altura de ola que se supera 12 horas al año ordenando los datos para cada uno de los años. Se obtiene:

$$H_{S,12} = 1.128 \text{ m}$$

Luego se utiliza la aproximación de la ecuación 22 y se llega a la profundidad de cierre:

$$D_c = 1.6 * 1.128 = 1.8 \text{ m respecto al nivel medio}$$

Para calcular la altura de berma se calcula la altura de berma correspondiente a cada estado de mar a través de la ecuación 20. Cuando se calculan los cuantiles se obtienen los resultados presentados en la Tabla 8-1.

Cuantil	Zb (m)
0,15	0,87
0,2	0,95
0,25	1,01
0,5	1,33
0,75	1,72
0,9	2,15
0,99	2,89

Tabla 8-1- Alturas de berma correspondientes a cada cuantil.

A partir de información batimétrica se obtiene el perfil que se muestra en la Figura 8-11 y se observa un cambio a una pendiente más suave a la altura de 3 m, por lo que se considera coherente seleccionar como altura de berma:

$$Z_{bm} = 2.15 \text{ m respecto al 0 Wharton.}$$

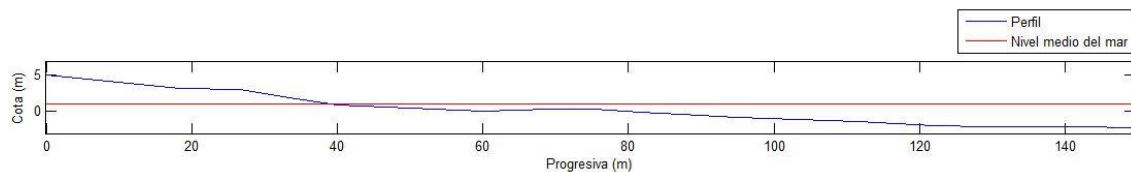


Figura 8-11- Perfil transversal de playa extraído a partir de información de batimetría.

Conociendo la altura de berma y la profundidad de cierre, se puede calcular el ancho de la zona de movimiento de transporte que se asume en el modelo a través de la ecuación.

$$h = A.y^{2/3} \rightarrow y_{transporte} = \left(\frac{D_B + D_C}{A}\right)^{3/2} = 152.5 \text{ m.} \quad \text{Ecuación 8-2}$$

8.5 Calibración y verificación del modelo

Como se indica anteriormente el parámetro de calibración del modelo es el coeficiente K de la fórmula del CERC para transporte de sedimento. De la sección 7, donde se calibra el valor de K a través del análisis de fotografías aéreas se desprende que el mismo puede rondar valores de 0.1, razón por la cual se prueba con valores de K cercanos. La misma se realiza utilizando las líneas de costa extraídas de las imágenes correspondientes a los años 1996 y 2005. Para cuantificar el error se utiliza el error cuadrático medio o RMSE (Root mean squared error) que se calcula:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}$$

Donde y_i es la posición de la línea de costa real en el nodo i , \hat{y}_i es la posición de la línea de costa obtenida por el modelo en el nodo i y n es el número de nodos. Para calcular el error se divide la línea de costa en zonas: zona no afectada por la difracción y zona afectada por la difracción. Esto es porque al modelo no se le introduce ninguna condición que indique la presencia del arroyo, el mismo genera una dinámica en la zona que no puede ser representada simplemente por la difracción generada por el espigón. Se observa una notoria diferencia entre la representación de la zona no afectada por la difracción y la zona afectada por la difracción.

En la Tabla 8-2 se presentan los resultados del RMSE obtenidos al correr el modelo con diferentes valores de k para los años 1996 y 2005. En amarillo se señalan los mejores resultados para cada año.

	1996		2005	
K	Zona sin difracción	Zona con difracción	Zona sin difracción	Zona con difracción
0,05	21,02	57,02	28,90	76,25
0,06	20,92	55,16	28,33	71,73
0,07	20,85	53,39	27,91	67,34
0,08	20,82	51,69	27,64	63,11
0,09	20,82	50,06	27,53	59,16
0,1	20,83	48,50	27,55	55,57

Tabla 8-2- RMSE entre resultado del modelo y líneas de costa reales en 1996 y 2005 para diferentes valores de K .

Al observar los valores del RMSE de la zona afectada por la difracción es notoria la subestimación de la misma por el modelo y además la tendencia del RMSE a seguir disminuyendo a medida que el K crece. Debido a esto no se toma en cuenta el RMSE de esta zona al momento de seleccionar el K y se tiene que el menor RMSE para ambos casos se obtiene para un $K=0.09$.

En las Figura 8-12 y Figura 8-13 se muestran los resultados obtenidos con el modelo utilizando el K de 0.09 superpuestos con el contorno de la línea de costa real en cada caso. Se observa una muy buena representación del avance en ambos años para el lado este de la escollera.

Respecto al lado oeste, la representación de la difracción en el modelo no es suficiente para obtener un buen resultado. Se observa que la dinámica del arroyo genera una erosión mayor que se le suma a la erosión generada por la difracción. En el año 1996 se observa que hacia zonas más alejadas de la desembocadura tampoco se logra una buena representación de la costa. Esto también se le puede atribuir a que el modelo no es capaz de captar el excesivo retroceso que como se indicó en la sección 7 podía ser resultado de alguna serie de eventos anormales.

Para el año 2005 se observa que el modelo capta mejor el movimiento de la línea de costa a partir de aproximadamente 1 km desde la escollera, podría pensarse que esta zona sigue siendo afectada por la difracción.

Para verificar se utilizan las líneas de costa correspondientes al año 2011 y al año 2013. Debido a que la serie de oleaje modelado que se tiene está comprendida entre 1980 y 2011, se vuelven a repetir los datos de la serie para modelar el 2013. En la Tabla 8-3 se muestran los resultados del RMSE para ambos años.

	2011		2013	
K	Zona sin difracción	Zona con difracción	Zona sin difracción	Zona con difracción
0,09	17,64	42,51	24,13	43,03

Tabla 8-3- RMSE entre resultados del modelo y líneas de costa reales para 2011 y 2013.

En las Figura 8-14 y Figura 8-15 se muestra los resultados gráficamente para cada caso. Se observa para el 2011 una muy buena representación del avance de la línea de costa del lado este de la escollera, aunque se sobreestima la acumulación de sedimento. Además el retroceso del lado oeste alcanza valores más cercanos a los reales que para el resto de los años simulados. Para el año 2013 se observa también una muy buena representación y de ambos lados de la escollera.

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufré

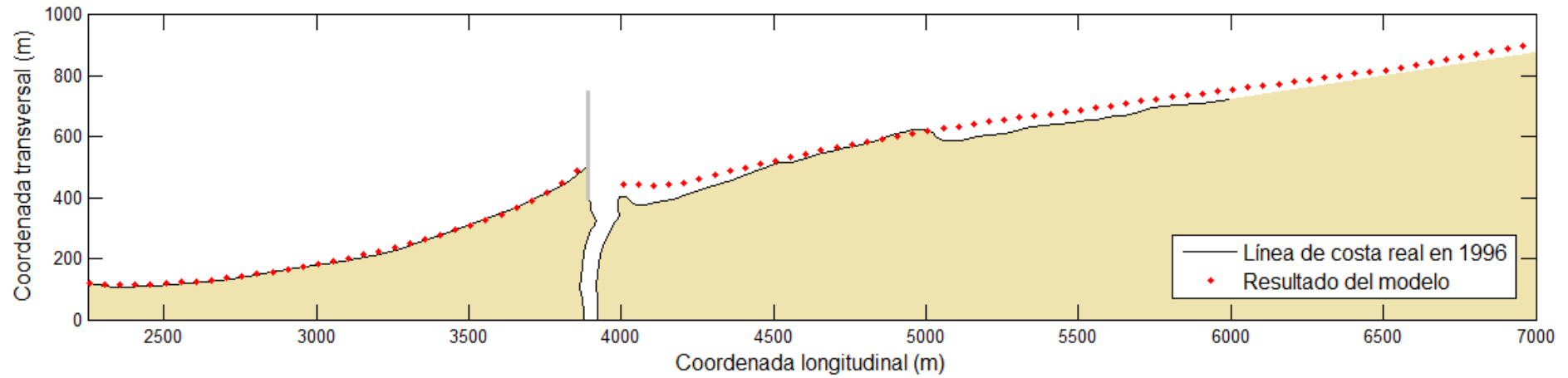


Figura 8-12-Comparación entre resultado del modelo (rojo) y línea de costa real en 1996 (negro).

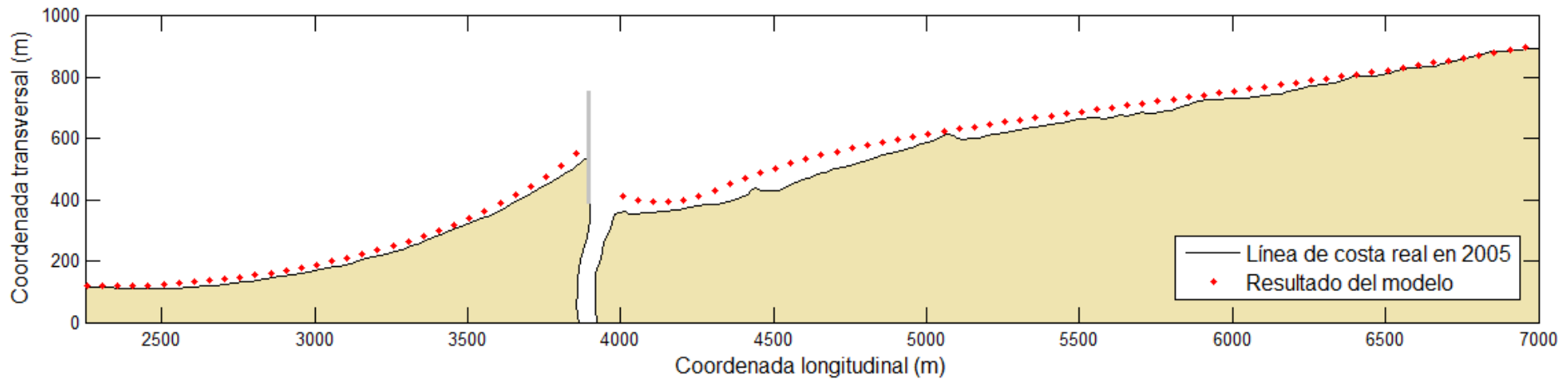


Figura 8-13-Comparación entre resultado del modelo (rojo) y línea de costa real en 2005 (negro).

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufré

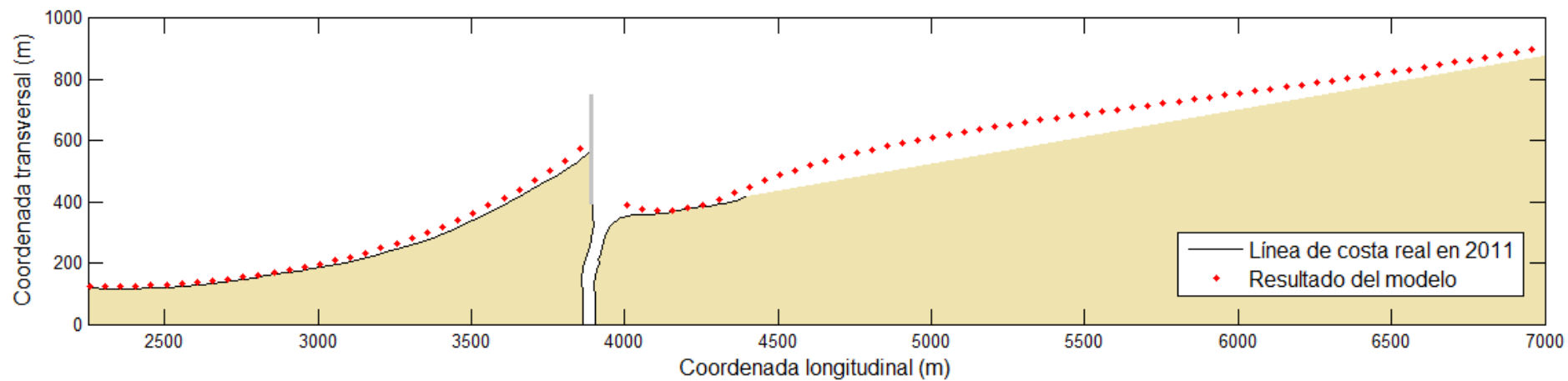


Figura 8-14- Compaación entre resultado del modelo (rojo) y línea de costa real en 2011 (negro).

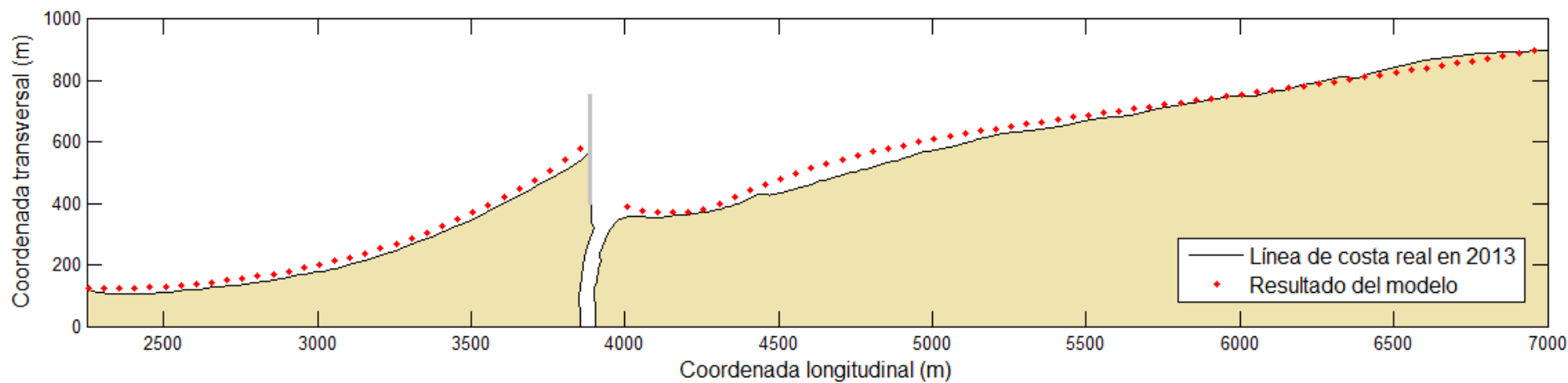


Figura 8-15- Comparación entre resultado del modelo (rojo) y línea de costa real en 2013 (negro).

8.6 Análisis a futuro de la línea de costa con recorte del espigón

Hasta el momento la obra que se llevara a cabo sera el desmantelamiento de 140 m de espigón, lo que equivale a llevarlo a un longitud de aproximadamente 270 m. El análisis que se muestra a continuación muestra la evolución de la línea de costa a lo largo de los años considerando una escollera de dicha longitud y como condición inicial se utiliza la línea de costa correspondiente a Diciembre de 2016 extraída de Google Earth, que se muestra en la Figura 8-16. Se asume que no existen cambios relevantes en la línea de costa hasta el comienzo del 2017 por lo cual el análisis se supone desde el primero de Enero de 2017 en adelante.



Figura 8-16-Línea de costa correspondiente a Diciembre de 2016. Ingresada al modelo como condición inicial. Extraída de Google Earth.

El estudio se realiza considerando el volumen de control indicado en la Figura 8-18. Lo que entra desde el lado este del volumen de control es el by-pass de sedimento desde la escollera.

Se utiliza el modelo para calcular el transporte de sedimento a lo largo de 25 años y la respuesta de la linea de costa. Debido a que los datos de oleaje se tienen entre 1980 y 2010, el modelo se fuerza con 25 años de datos comprendidos en ese periodo. Se considera que el canal de navegacion capta el 100% del sedimento que entra al volumen de control por ambas paredes, y por lo tanto nada sale del mismo. Debido a que los datos que se utilizan para forzar al modelo no corresponden al periodo que se quiere simular, para poder estudiar la acumulación de sedimento en el canal en funcion del largo de la escollera se comienza analizando si la variacion de la tasa de sedimento acumulado tiene cierta dependencia con el oleaje.

En la Figura 8-17 se muestra el grafico de los volúmenes de sedimento acumulado anuales a lo largo de 25 años utilizando la serie ordenada desde 1980 hasta 2005 a la cual se la denota como Serie 1 y el de los volúmenes de sedimento acumulado anuales calculadas para la serie modificada a la cual se la denota como Serie 2. Tambien se muestran las tasas medias anuales de sedimento acumulado calculadas para periodos de a 5 años. Se observa un primer año con una tasa considerablemente mayor en ambos casos. Para el

caso de la serie 1 se observa que los siguientes 4 años presentan una tasa menor que el primer año pero mayor que los siguientes, mientras que en la serie 2 esto sucede luego de los 3 años siguientes. Es decir, la Serie 1 presenta una variabilidad bastante uniforme a partir del quinto año mientras que la Serie 2 presenta la variabilidad mas uniforme a partir del cuarto año. A pesar de esta ultima diferencia si se observan las tasas medias anuales para ambas series en los diferentes periodos se puede ver que las mismas son del mismo orden y muy similares, el comportamiento respecto a la variabilidad es muy similar en ambos casos. Se concluye entonces que la variabilidad no depende del oleaje y por lo tanto se utiliza la serie en el orden original de aca en adelante.

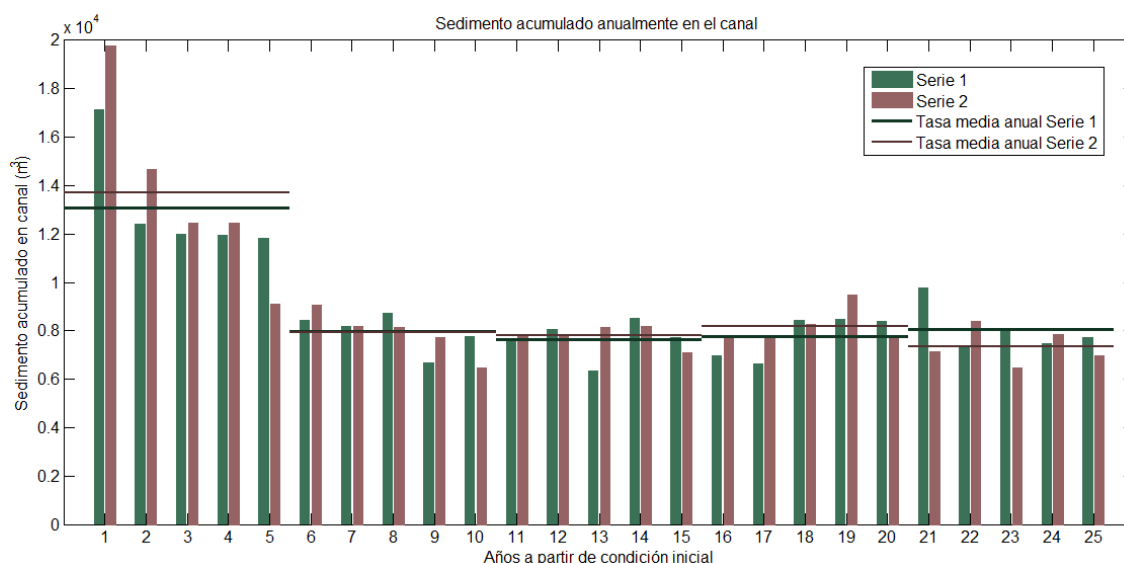


Figura 8-17-Sedimento acumulado anualmente forzando el modelo con la serie de oleaje ordenada (Serie 1) y con la serie de oleaje modificada (Serie 2).

Una vez verificado lo anterior se puede analizar el transporte de sedimento desde el punto de vista del avance de la linea de costa contra la escollera y de la alineacion de la costa. En la Tabla 8-4 se muestra el sedimento acumulado en el lado este de la escollera, el sedimento acumulado en el canal de navegacion y la tasa anual de sedimento acumulado en cada periodo. En las Figura 8-19, Figura 8-20, Figura 8-21 y Figura 8-22 se muestra la respuesta de la linea de costa a los 10, 15, 20 y 25 años cuando se ingresa el sedimento dragado del canal en la zona erosionada. El ingreso de sedimento a la zona erosionada se realiza cuando la acumulacion en el canal alcanza el volumen de resguardo. Para el caso se considera un volumen de resguardo igual a la tasa media de sedimentacion para los 25 años que equivale a 8895 m³.

En las figuras se puede ver que la linea de costa inicial contra la escollera se encuentra apenas mas avanzada que la punta de la misma, por lo cual al principio el pasaje de sedimento a traves de la escollera deberia ser total, lo cual se corresponde con la diferencia excesiva con el resto de los años de sedimento acumulado en el canal. Todo el sedimento movido en la ultima celda contra la escollera pasa a traves de la misma y por lo que se puede ver en las imágenes, luego de retroceder se mueve a lo largo de los años en una

posicion por debajo de la punta de la escollera, donde el pasaje de sedimento deja de ser total. En la Tabla 8-5 se muestra el avance de la linea de costa contra la escollera. El hecho de que su posicion retroceda mas de 50 m por debajo de la punta de la escollera puede deberse tambien a las limitaciones del modelo tal como es volver la playa recta y perpendicular a la direccion del oleaje, esto hace que el modelo acumule sedimento pero no en la zona contra la escollera. El hecho de que la escollera sea corta puede generar que esta tendencia del modelo se alcance mas rapido en el tiempo.

Si se observan las tasas anuales de sedimento acumulado en los diferentes periodos se puede ver que para los primeros 5 años la misma es mucho mayor, lo cual se corresponde con lo descrito anteriormente. A medida que la linea de costa retrocede hasta permanecer en un punto cuya posicion es aproximadamente 50 m por debajo de la punta de escollera, el transporte que atraviesa la escollera es menor, ademas la costa cada vez se vuelve mas perpendicular al oleaje predominante lo cual ayuda a disminuir el sedimento movido.

	Sedimento acumulado al este de la escollera (m3)	Sedimento acumulado en canal (m3)	Sedimento acumulado en canal/año (m3/año)
0-5 años	7.980	65.319	13.064
5-10 años	21.815	39.759	7.952
10-15 años	11.507	38.123	7.625
15-20 años	25.033	38.880	7.776
20-25 años	22.192	40.317	8.063

Tabla 8-4-Sedimento acumulado al Este de la escollera y en el canal de navegación y tasa de sedimento acumulado anualmente.

Respecto a la erosión del lado oeste, no se observan grandes diferencias a lo largo de los años simulados. En la Tabla 8-5 se muestra el retroceso maximo para cada periodo y se observa que el mismo no supera los 30 m, que por lo que se pudo concluir de la calibracion, posiblemente este subestimado. Aparte de lo anterior, es importante tener en cuenta que el modelo no tiene en cuenta la vegetacion de la zona que puede verse a traves de las fotografias aereas, y la misma puede enlentecer y limitar los procesos erosivos. La zona afectada se extiende desde el arroyo hasta aproximadamente 350 m.

	Avance de linea de costa contra la escollera Este (m)		Retroceso máximo al Oeste de la escollera (m)	
	Con mantenimiento del canal	Sin mantenimiento del canal	Con mantenimiento del canal	Sin mantenimiento del canal
10 años	-50		30	68
15 años	-63		19	49
20 años	-57		21	51
25 años	-53		25	59

Tabla 8-5- Avance de la línea de costa contra la escollera este y retroceso máximo al oeste respecto a la condición inicial

En las Figura 8-23, Figura 8-24, Figura 8-25 y Figura 8-26 se muestra la respuesta de la linea de costa a los 10, 15, 20 y 25 años si no se le introduce

ningun sedimento a la zona erosionada. En la Tabla 8-5 se muestra el avance de la linea de costa contra la escollera y el retroceso máximo al oeste de la misma para este caso. El escenario representado se puede suponer como una situacion donde el espigon se recorta y no se le realiza ninguna clase de mantenimiento al canal de entrada. Se observa que la erosion para este caso es mucho mayor, y alcanza aproximadamente los 70 m en el periodo simulado, aunque parece disminuir a futuro. En este caso la zona erosionada se extiende desde el arroyo hasta aproximadamente 1 km. En la Figura 8-27 se muestra el resultado de la linea de costa para ambos casos a los 25 años. Al igual que para el caso anterior, esta erosion puede estar subestimada por el modelo debido al comportamiento del mismo frente a los efectos del arroyo, ademas vistas las fotos aereas es visible que la vegetacion comienza antes de los 65 metros de la costa en esta zona, a pesar de no conocer su naturaleza se puede suponer que disminuye la erosion.

En conclusión, la erosion no puede evitarse a pesar de que se introduzca todo el sedimento que ingresa al canal de navegacion proveniente del Este y del Oeste, la cual viene dada por el sedimento que se acumula al lado Este de la escollera. Aun asi, esta practica disminuye en gran cantidad y en longitud la erosion en relacion a la erosion que podria generarse si no se le realiza ninguna clase mantenimiento a la zona, siendo 25 metros el retroceso maximo de la zona erosionada para el caso mantenido y 60 metros para el caso no mantenido a los 25 años. Por otro lado, las limitaciones del modelo que a largo plazo son evidentes para una escollera de tan corta longitud, generan que se acumule sedimento del lado Este sin mantener la curvatura y ademas hace que la linea de costa contra la escollera retroceda aproximadamente 50 m por debajo de la punta de la misma. Es posible que en el caso real el sedimento se acumulara manteniendo la linea de costa contra el espigon a la altura del mismo.

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufré

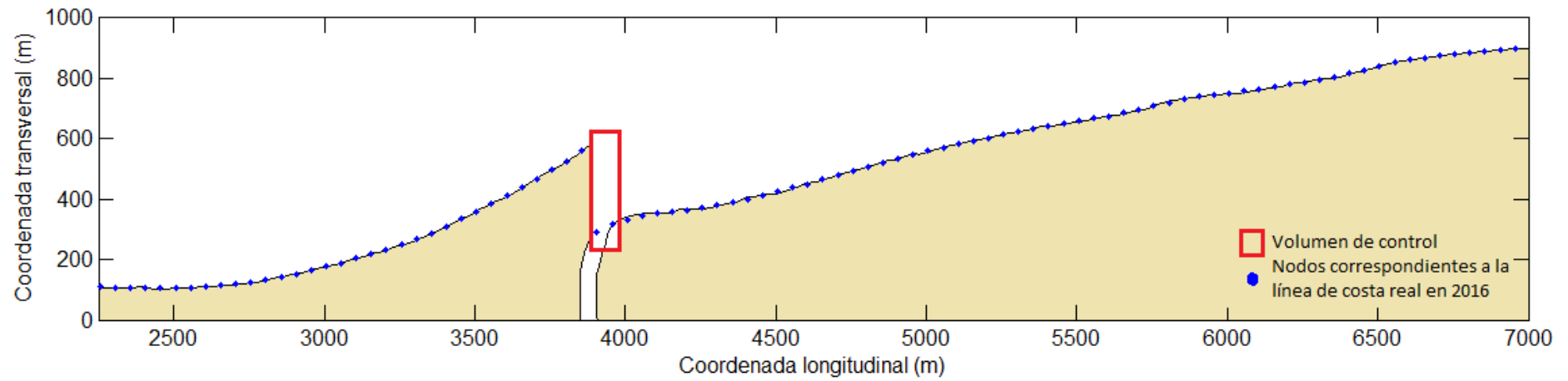


Figura 8-18- Volumen de control utilizado para calcular sedimento acumulado en el canal de navegación.

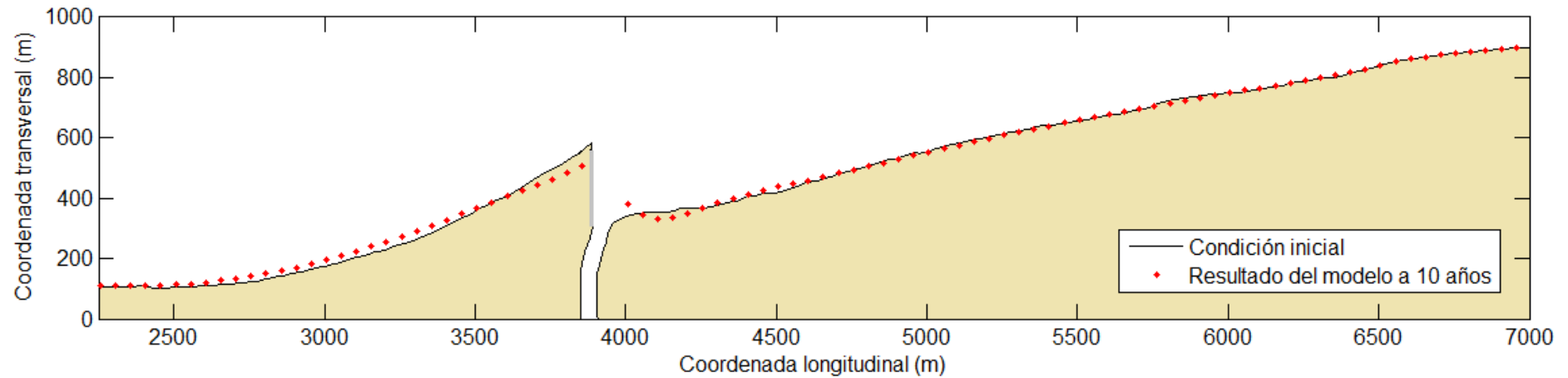


Figura 8-19-Respuesta de la línea de costa simulando una escollera de 270 m de longitud durante 10 años e ingresando el sedimento dragado del canal de navegación a la zona erosionada.

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufré

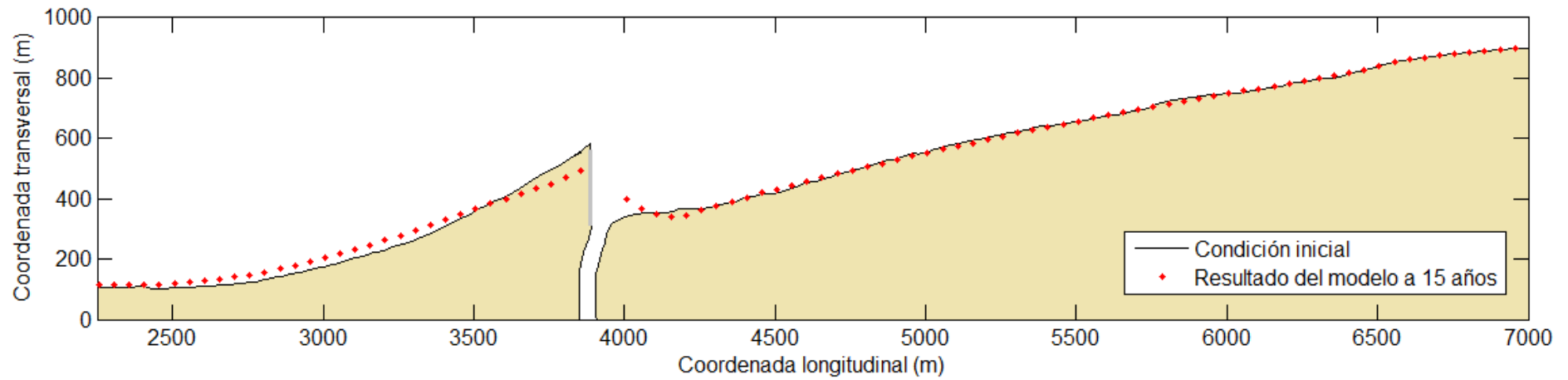


Figura 8-20- Respuesta de la línea de costa simulando una escollera de 270 m de longitud durante 15 años e ingresando el sedimento dragado del canal de navegación a la zona erosionada.

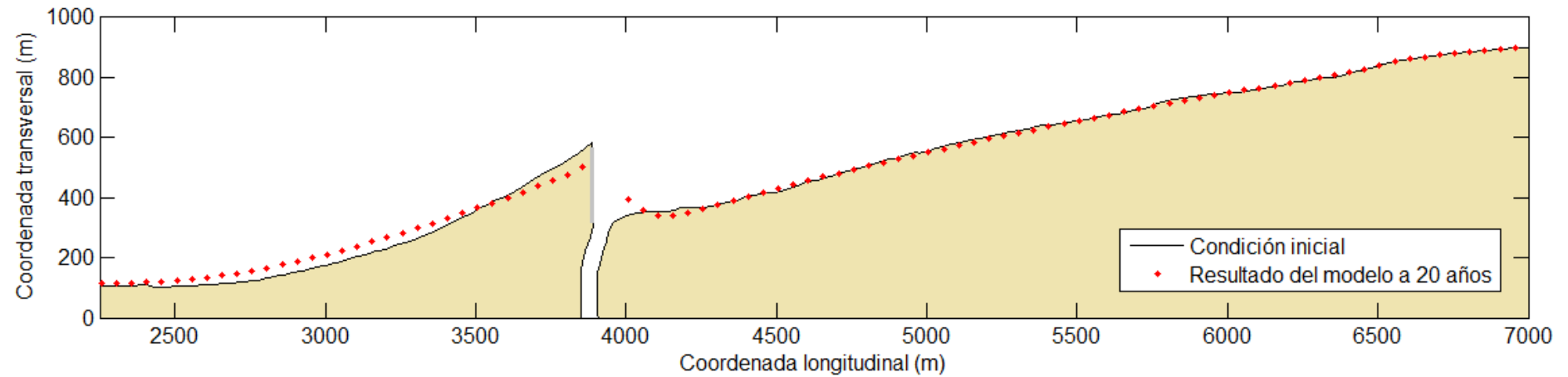


Figura 8-21- Respuesta de la línea de costa simulando una escollera de 270 m de longitud durante 20 años e ingresando el sedimento dragado del canal de navegación a la zona erosionada.

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufre

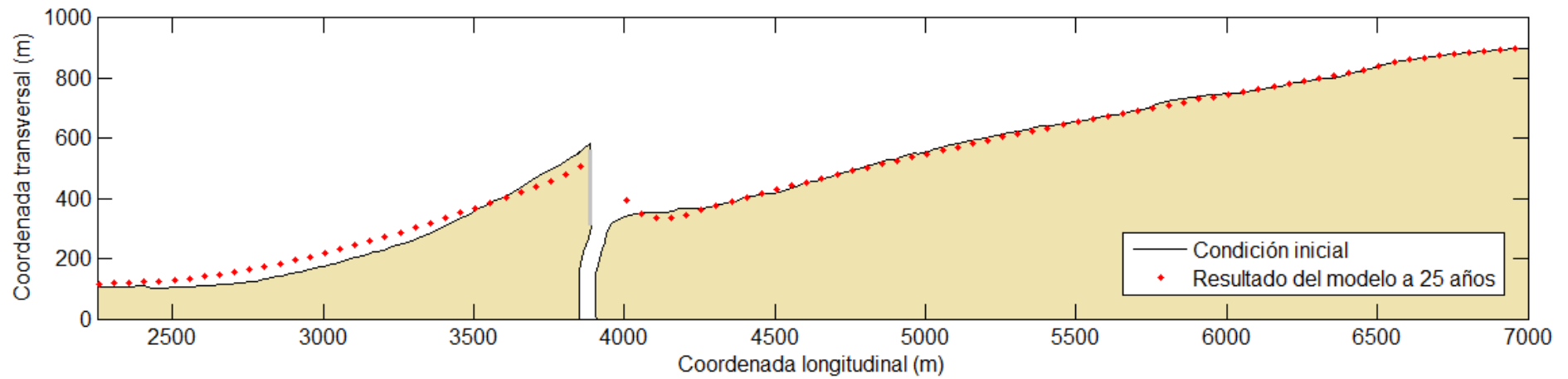


Figura 8-22- Respuesta de la línea de costa simulando una escollera de 270 m de longitud durante 25 años e ingresando el sedimento dragado del canal de navegación a la zona erosionada.

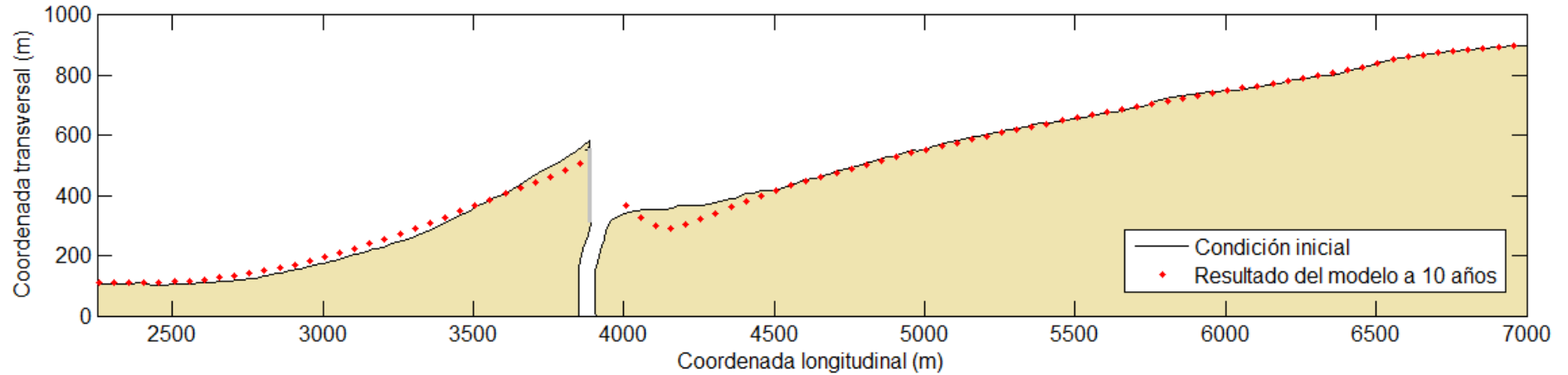


Figura 8-23-Respuesta de la línea de costa simulando una escollera de 270 m durante 10 años sin mantenimiento.

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufré

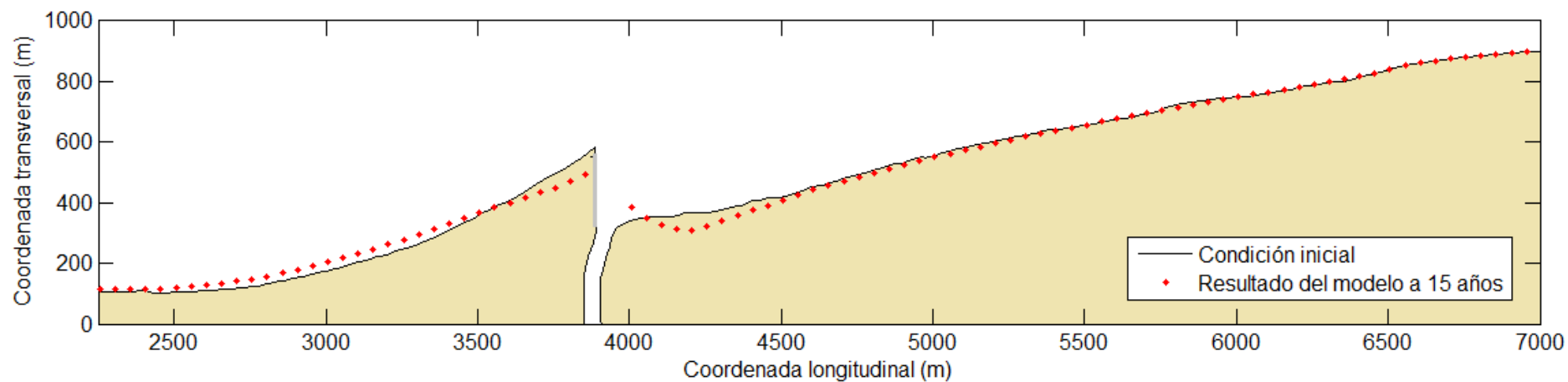


Figura 8-24- Respuesta de la línea de costa simulando una escollera de 270 m durante 15 años sin mantenimiento.

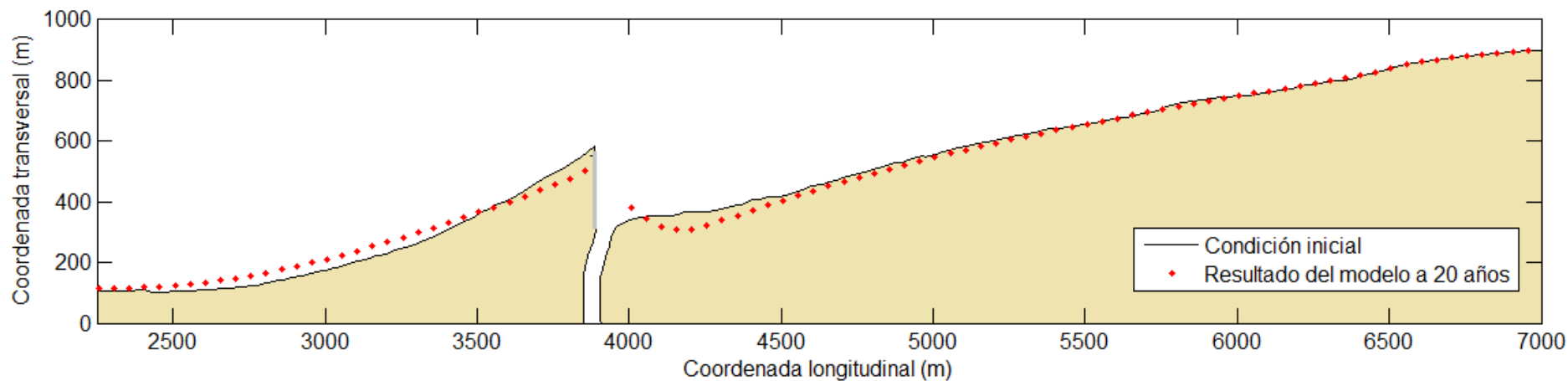


Figura 8-25- Respuesta de la línea de costa simulando una escollera de 270 m durante 20 años sin mantenimiento.

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufré

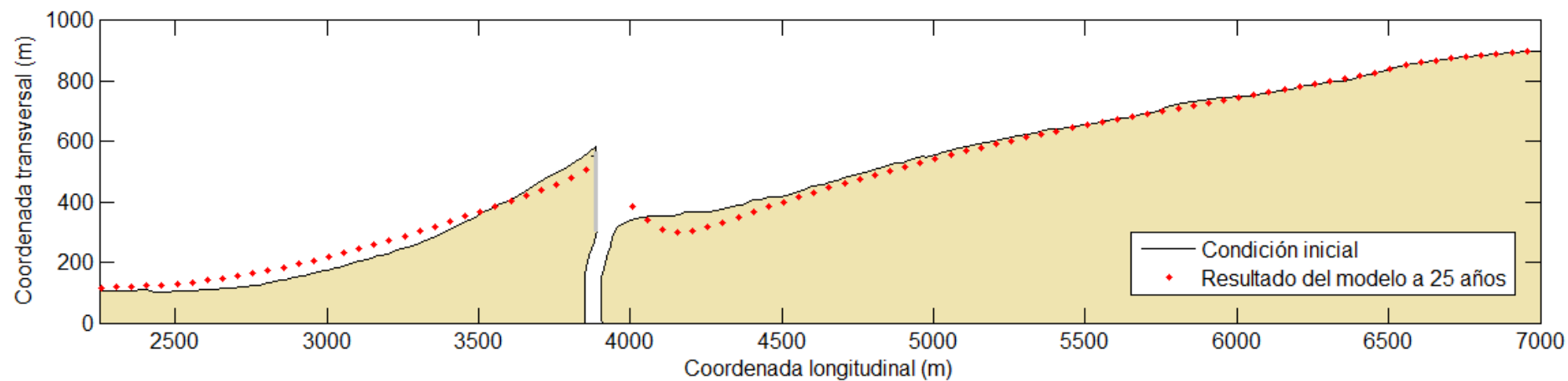


Figura 8-26- Respuesta de la línea de costa simulando una escollera de 270 m durante 25 años sin mantenimiento.

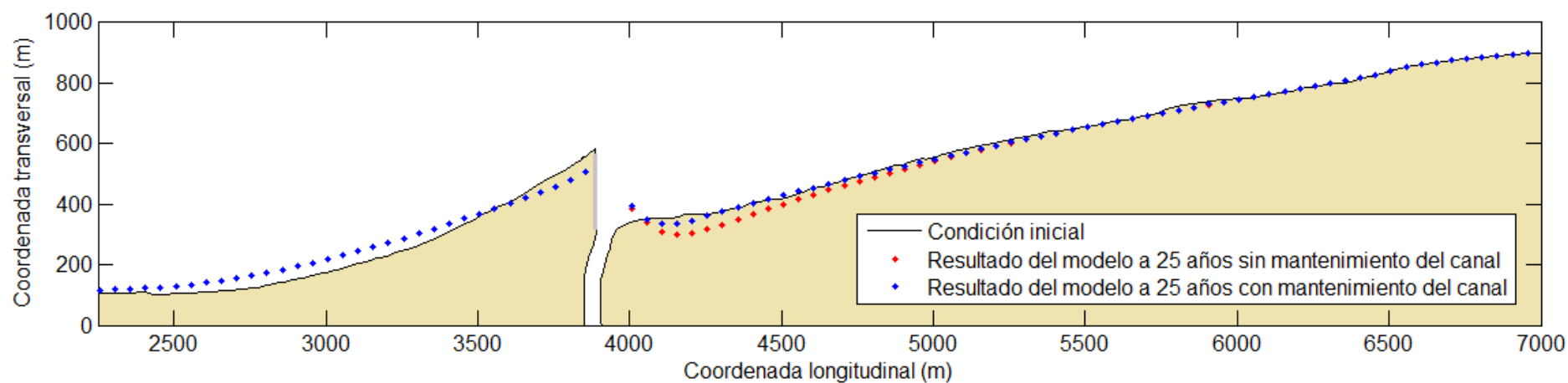


Figura 8-27-Respuesta de la línea de costa simulando una escollera de 270 m durante 25 años, ingresando caudal dragado del mantenimiento del canal a la zona erosionada (rojo) y sin ingresar caudal dragado del mantenimiento del canal (azul).

9 Aplicación del modelo 2D SWAN a la desembocadura del Arroyo Cufré

En esta sección se incluirá la preparación y el procedimiento llevado adelante para modelar la propagación de diferentes climas marítimos hacia las costas que rodean la zona de interés. En esta instancia se eligió el software de modelación SWAN (Simulating WAVes Nearshore). Con dicha modelación de diferentes y variados escenarios se obtuvieron y estudiaron los efectos de aquellos sobre la desembocadura del Arroyo Cufré.

9.1 Aspectos básicos de la modelación

Como se hace referencia en la introducción, la modelación de la propagación del oleaje se hace mediante el *software* SWAN desarrollado en la universidad de Delft, *University of Technology*.

El modelo SWAN de tercera generación, resuelve una ecuación de balance de la acción espectral sin restricciones previas para el crecimiento evolutivo de la ola. Esta ecuación agrupa los efectos de propagación espacial, refracción, asomeramiento, generación, disipación e interacciones ola-ola no lineales. La diferencia con otros modelos es que SWAN fue desarrollado con el objetivo de propagar oleaje desde aguas profundas hacia las costas en aguas someras.

Como se ha dicho en el párrafo anterior, el objetivo del modelo es la propagación del oleaje en un espacio geográfico, con aspectos a determinar, la cual considera procesos de refracción, difracción y asomeramiento como los principales. Los procesos de generación y disipación pueden ser estimulados por viento, *whitecapping*, rotura por asomeramiento, fricción de fondo e interacciones ola-ola tanto en aguas profundas como en someras.

Para esta modelación en particular no se consideraron los procesos de generación y disipación por viento pues los resultados son despreciables respecto a los otros tanto que sí se tuvieron en cuenta.

En cuanto a aspectos específicos de las ejecuciones del *software* se menciona que se realizaron corridas estacionarias de diferentes climas marítimos y que las mallas de cálculo y batimétricas son regulares.

9.2 Preparación de la información a ingresar

Se debe incluir y acondicionar la información a fin de reconstruir de la mejor manera la situación a simular.

9.2.1 Batimetría

Para la batimetría del lugar se buscó en el listado de cartas náuticas del SOHMA (Servicio de Oceanografía, Hidrografía y Meteorología de la Armada) sirviendo a la zona de interés la número 50 escala 1:140.000, la Figura 9-1 muestra la carta georreferenciada.

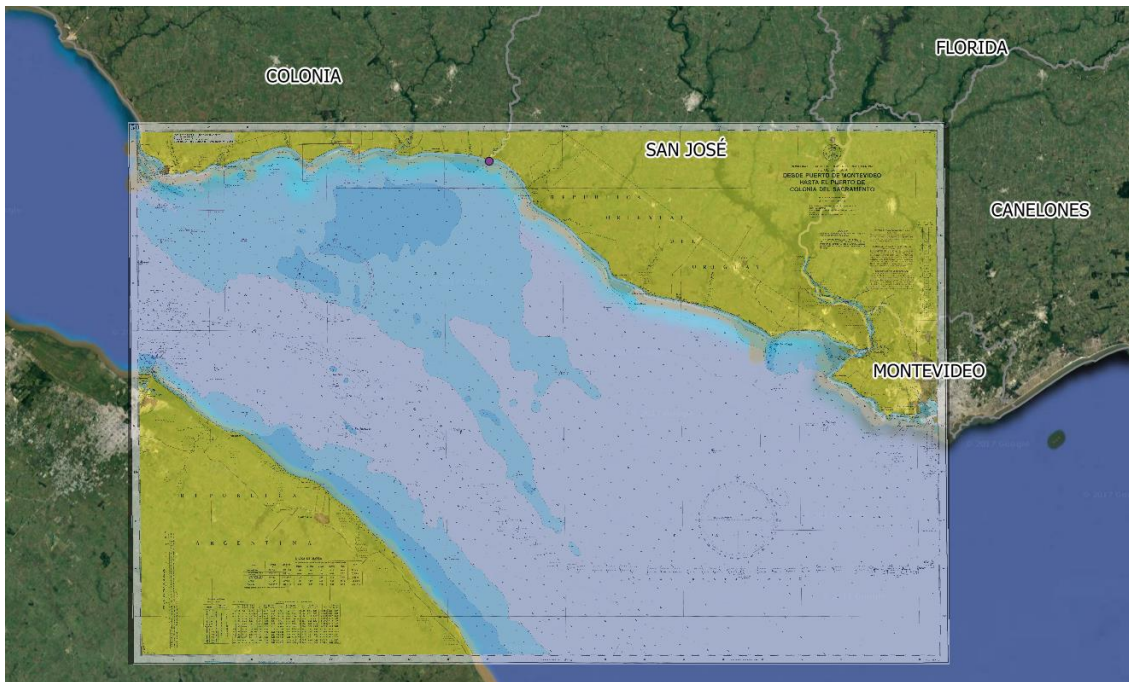


Figura 9-1: Carta Náutica número 50 georreferenciada (SOHMA).

Esta carta náutica fue publicada en el año 1964, lo que impulsó a utilizar actualizaciones de esta información a esta escala o menor. De acuerdo con esto, se buscó entre las batimetrías que se enumeran en la Tabla 3-4 de la sección 3.5 centradas en las costas de interés de los departamentos de San José y Colonia, así como también batimetrías de la desembocadura y del canal de ingreso al Arroyo.

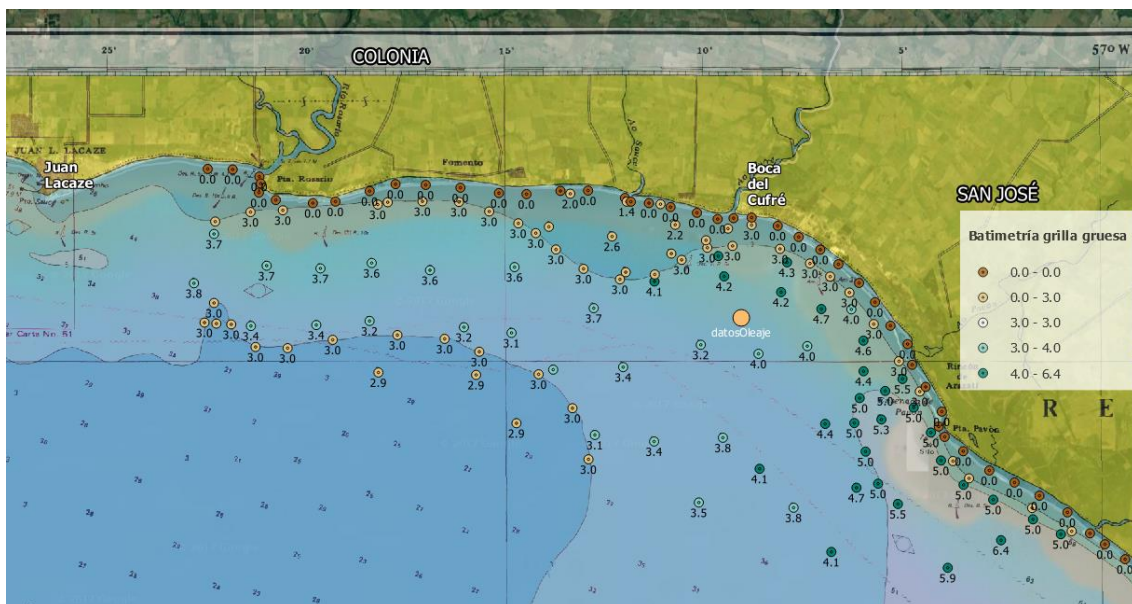


Figura 9-2: Batimetría digitalizada acorde a batimetría en desembocadura del Arroyo Cufre.

Con un procesamiento cauteloso se unificó la información teniendo un pequeño corrimiento respecto de la carta náutica como se puede ver en la Figura 9-2. El procedimiento para la generación de las grillas batimétricas a ingresar en el modelo se puede interpretar como resumido por la imagen de la Figura 9-3.

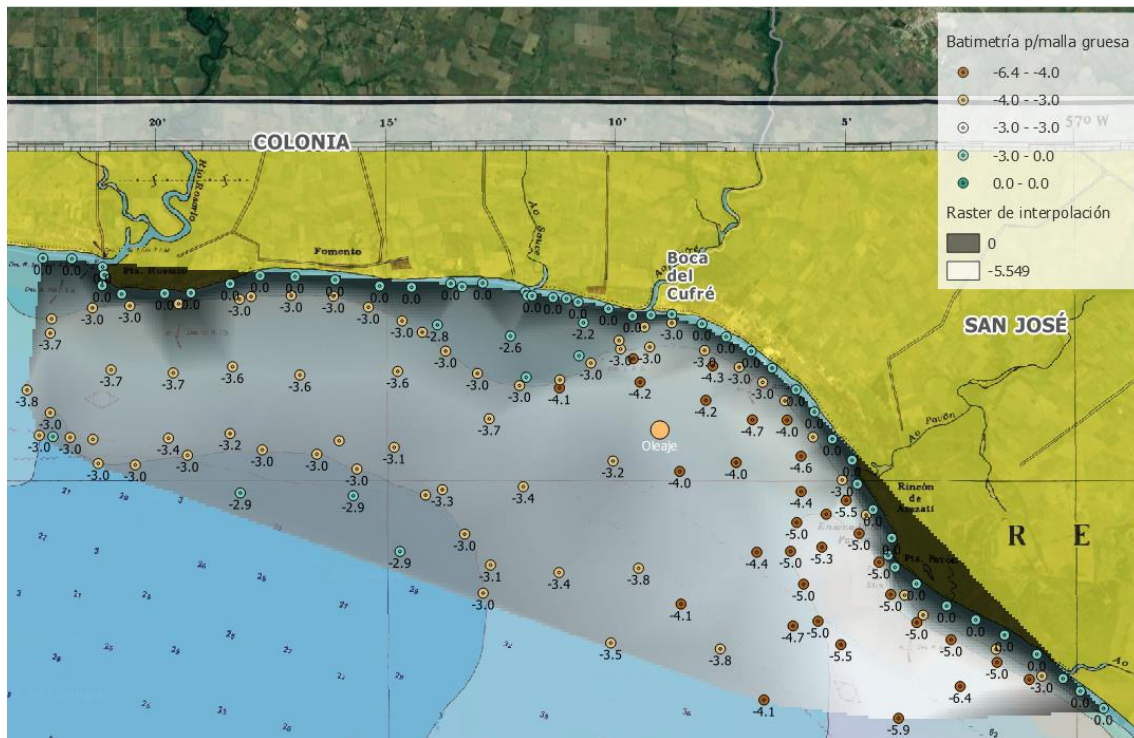


Figura 9-3: Procesamiento de la información batimétrica para la obtención de la grilla gruesa de 300 m de espaciamiento.

A la hora de definir la forma se busca que las grillas sean más largas que anchas ya que las condiciones de borde al ingresar en el modelo se definirán por sobre estos lados. Por otra parte, para la resolución de las mallas se realiza un análisis de sensibilidad, basándose en la resolución batimétrica que se tenga, se estudian los resultados en cada espaciamiento propuesto notando variaciones o no entre ellos.

La malla más gruesa tiene un espaciamiento de 300 metros entre filas y columnas, constituida por 66 columnas y 17 filas que la hacen de una longitud de 19500 m y ancho 4800 m. En cuanto a la orientación de la misma se consideró la tendencia general de la playa, bajo este criterio la misma quedó orientada con un azimut de 98.4°.

De acuerdo a lo anterior se generó la grilla regular que se muestra en la Figura 9-4.

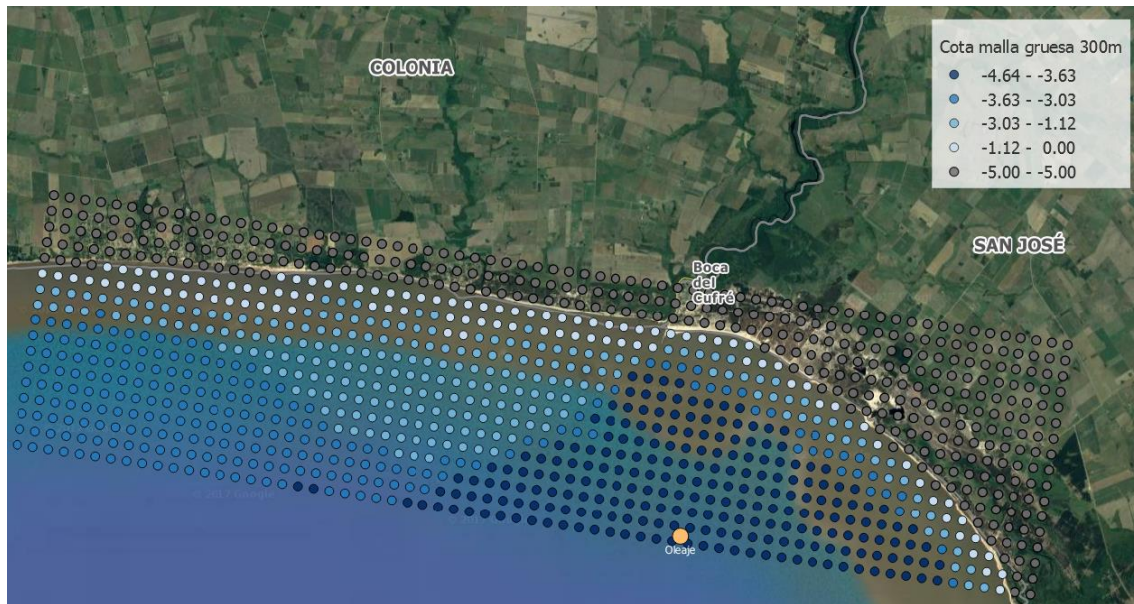


Figura 9-4: Malla gruesa separación 300 metros.

Asimismo, y como se comentará en secciones siguientes, el modelo contará con un sistema de corridas anidadas, lo que tendrá como primer consecuencia la definición de dos mallas de diferentes definiciones o grosores y por lo tanto con batimetrías con una definición más fina en una y otra. De la misma manera en que se presentó para la grilla anterior la Figura 9-5 muestra el procesamiento para la malla más detallada de la zona de desembocadura.

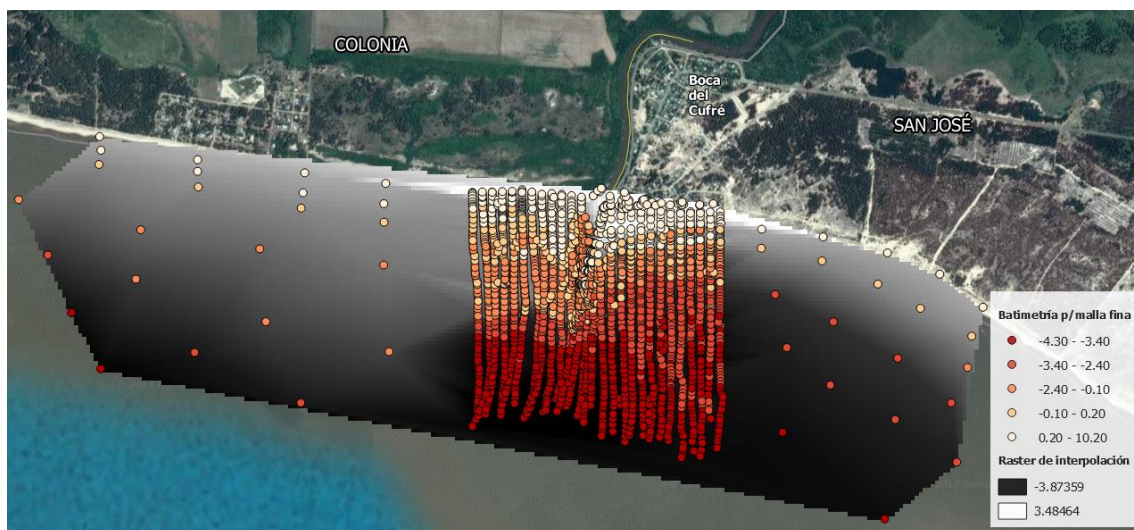


Figura 9-5: Procesamiento de la información batimétrica para la obtención de la grilla gruesa de 300 m de espaciamiento.

Con el anterior proceso se genera una malla fina de espaciamiento entre filas y columnas de 25 metros. Se menciona también que se consideró la misma orientación que la grilla gruesa, con un azimuth de 98.4° . Se presenta la misma a continuación en la Figura 9-6.

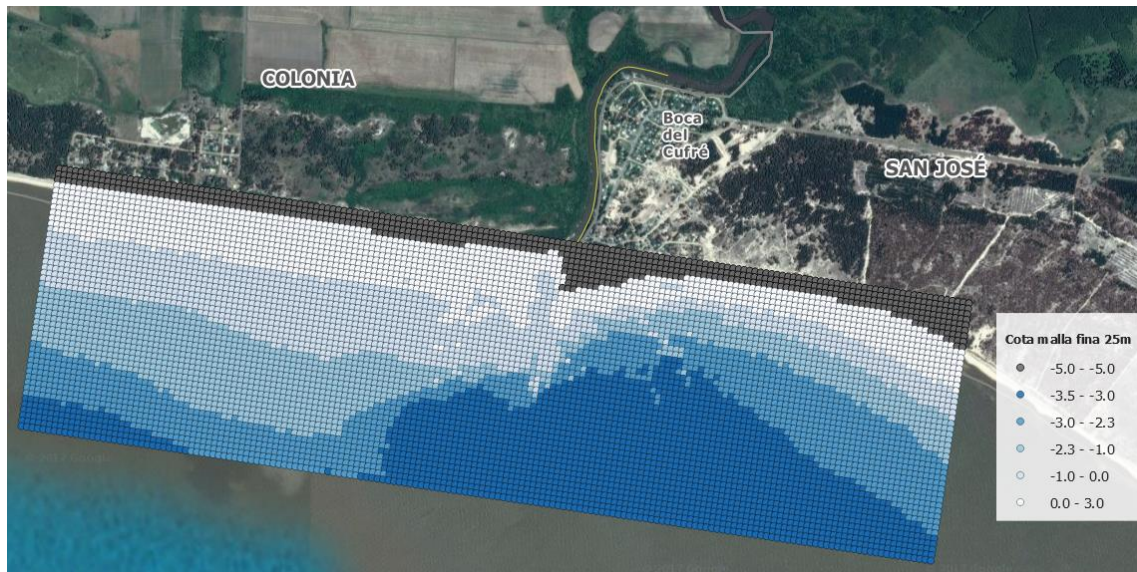


Figura 9-6: Malla fina separación 25 metros.

Una imagen que ayuda a visualizar el mallado utilizado para la modelación se presenta la Figura 9-7.



Figura 9-7: Mallas batimétricas del modelo SWAN.

Las mallas de cálculo del modelo son geográficamente coincidentes con las mallas de las batimetrías para ambos casos.

9.2.2 Condiciones de borde

Para el modelo se deben ingresar también las condiciones de borde. Puede verse representado en las figuras anteriores el punto donde se tienen los datos de oleaje. Dicho punto contiene información de altura, período y dirección de oleaje como ya ha sido presentado en la sección 3.2. Esta información es ingresada en el modelo como condición de borde en parte de la fila más profunda y la columna que se encuentra más al Oeste de la malla gruesa.

La Figura 9-8 muestra los nodos por donde fueron ingresadas las mencionadas condiciones de borde para los casos que serán presentados en este informe.



Figura 9-8: Ubicación de las condiciones de borde en la malla gruesa.

La malla fina tendrá como condición de borde en su frontera los resultados generados en la malla gruesa, esto es, a partir de los nodos que se encuentran más próximos a la misma se interpolarán éstos a los nodos de la malla fina. Para poder tomar los resultados de una malla a la otra se ejecutan las corridas anidadas. Las corridas anidadas implican que para una condición aplicada en la frontera indicada se puede transferir a una malla de mayor definición (más fina que la primera) para obtener resultados más detallados en la zona de interés.

9.2.3 Obstáculos

Los obstáculos ingresados al modelo fueron los espigones a ambos lados de la desembocadura. A partir del estudio de las alternativas de estas estructuras, se ingresaron como obstáculos lineales en la malla fina. Se puede ver más en detalle en la sección de diseño de las mismas cómo se llegaron a tales dimensiones.

9.2.4 Clima marítimo

Cuando se define la condición de borde se ingresa un clima marítimo en las fronteras afectadas desde las cuales el programa propagará el mismo al resto de los nodos. El clima marítimo de esta modelación como bien se dijo más arriba es un ingreso espectral definido por la Altura significativa, la Dirección media y el Período pico. No se ingresan condiciones de viento ya que su afectación sobre las olas será despreciable respecto de los otros procesos ya mencionados en la sección introductoria.

9.3 Evaluación de propagación de oleaje: Modelo 2D vs. Teoría Lineal

La herramienta de propagación SWAN se considera propicia para la propagación de acuerdo a la información que se maneja en este proyecto ya que los datos de oleaje que se tiene son en aguas profundas y se desea

conocer las características del mismo en la costa. La inclusión de procesos de generación y disipación de la energía hacia las costas, hace que sus resultados sean muy adecuados a la realidad de este proyecto.

Esta modelación es importante en el proceso de diseño de este proyecto, pues el dimensionamiento de los tramos de estabilización y el canal de acceso dependen del oleaje que llega hasta la zona de la desembocadura donde éstos se encuentran, como ser la verificación de la operatividad en la zona de acceso hacia el puerto deportivo así como también en el dimensionamiento de los elementos de la coraza de los espigones.

Con particular interés en la verificación de la operatividad es que surge la necesidad de comparar este método de propagación con el de Teoría Lineal. Como se verá en la sección de diseño de dichos tramos, la operatividad se calcula con las bases de teoría lineal, propagando con ley de *Snell* y considerando los fenómenos de refracción y asomeramiento.

Para obtener estadísticamente la operatividad de estas estructuras es necesario propagar la serie completa de estados de mar y ver cuántos de estos permiten el acceso y salida del arroyo. Dicho esto, la motivación de buscar una concordancia entre ambas propagaciones es que mientras el modelo de *SWAN* propaga estados de mar de manera discreta y poco práctica cuando de series extensas se trata, con *Snell* se pueden alcanzar los resultados de roturas con programación básica.

Existen muchas diferencias entre ambos métodos de propagación, como primera diferencia uno propaga ondas monocromáticas y el otro propaga espectros. Por otra parte en la propagación de ondas de teoría lineal es considerada la refracción y asomeramiento, mientras que en el modelo *SWAN* son incluidos los efectos de propagación espacial, refracción, asomeramiento, generación, disipación e interacciones ola-ola no lineales.

En este sentido lo que se hizo fue un análisis cualitativo entre resultados, buscando que la propagación de un mismo clima marítimo rompa a misma profundidad para ambas propagaciones. Los resultados de los espectros propagados tendrán características que poca relación tendrán con las ondas monocromáticas propagadas con *Snell*. En ese sentido pierde importancia, ya que no se utilizaron los resultados de las olas de rotura, sino que en última instancia lo que se buscó fue caracterizar las olas que alcanzaban las roturas antes de llegar a las profundidades de las estructuras simplemente para poder generar un perfil de las mismas que pudiese explicar su desenlace hacia la costa (sección 12.5.2).

El procedimiento de análisis fue el siguiente, se propagó en *SWAN* a través del sistema anidado presentado en las secciones anteriores teniendo como condición de borde un espectro caracterizado por una altura significativa dada, un período pico y dirección media con su desviación estándar (información tomada de la serie de oleaje que se dispone) y se observaron los resultados de altura significativa viéndose la evolución de ésta.

Cuando la misma, en la dirección de propagación, tenía un comportamiento levemente descendente para repentinamente ascender y luego descender

bruscamente era indicio de rotura de la ola. Cuando esto ocurría se identificó el cociente de la altura significativa con la profundidad de dicho punto y pudo observarse que esta manifestación se daba cuando el mismo valía entre 0.39 y 0.42 aproximadamente. La relación identificada se cumplía en muchos de los casos en que se mostraba ese comportamiento de ascenso y descenso brusco, por lo que se tomó por resultado que las roturas en esta modelación se daban cuando el cociente de estas dos magnitudes resultaba en ese rango.

Debe hacerse el comentario de que no en todos los casos era visible este comportamiento en la evolución de la H_s , pero sí se lograba ver la pérdida en la altura cuando se acercaba a la costa lo que hace pensar que no hubo una rotura tan definida sino que la pérdida de energía del espectro era más que nada por procesos de disipación como ser la fricción de fondo.

Se varió el criterio de rotura a 0.4 en Teoría Lineal. En la Figura 9-9 se muestra el gráfico del Nivel en función de la Altura significativa de la ola y se indican las olas en rojo que según esta teoría rompen a una cota menor o igual a ± 0.0 m respecto del cero Wharton y con la normal de la costa Este.

Del mismo gráfico se extrajeron tres estados de mar que se encuentran en rotura, y cuyas características se encuentran en la Tabla 9-1, identificados con el color verde, que se propagan mediante SWAN verificando la rotura a igual profundidad o mayor del lado Este. Esto se muestra en la Figura 9-11. Se observa en la misma que crece la altura significativa al acercarse a la costa (tonalidades más oscuras de la imagen de fondo) y los puntos indican los valores del cociente entre altura significativa y profundidad; efectivamente, en las zonas donde se muestran los crecimientos y repentinos descensos de la magnitud de la H_{sig} es donde el cociente de la variable y la profundidad está en el rango ya mencionado.

Análogamente en la Figura 9-10 se muestra el gráfico del Nivel en función de la Altura significativa de la ola y se indican las olas en amarillo que según esta Teoría rompen a una cota menor o igual a $+0.3$ m respecto del cero Wharton y con la normal de la costa Oeste.

Al igual que en el caso anterior se extrajeron tres estados de mar que se encuentran en rotura, y cuyas características se encuentran en la Tabla 9-1 también, identificados con el color rojo, que se propagan mediante SWAN verificando la rotura a igual profundidad o mayor. Esto se muestra en la Figura 9-12. Se observa el mismo comportamiento que para el caso de la costa Este.

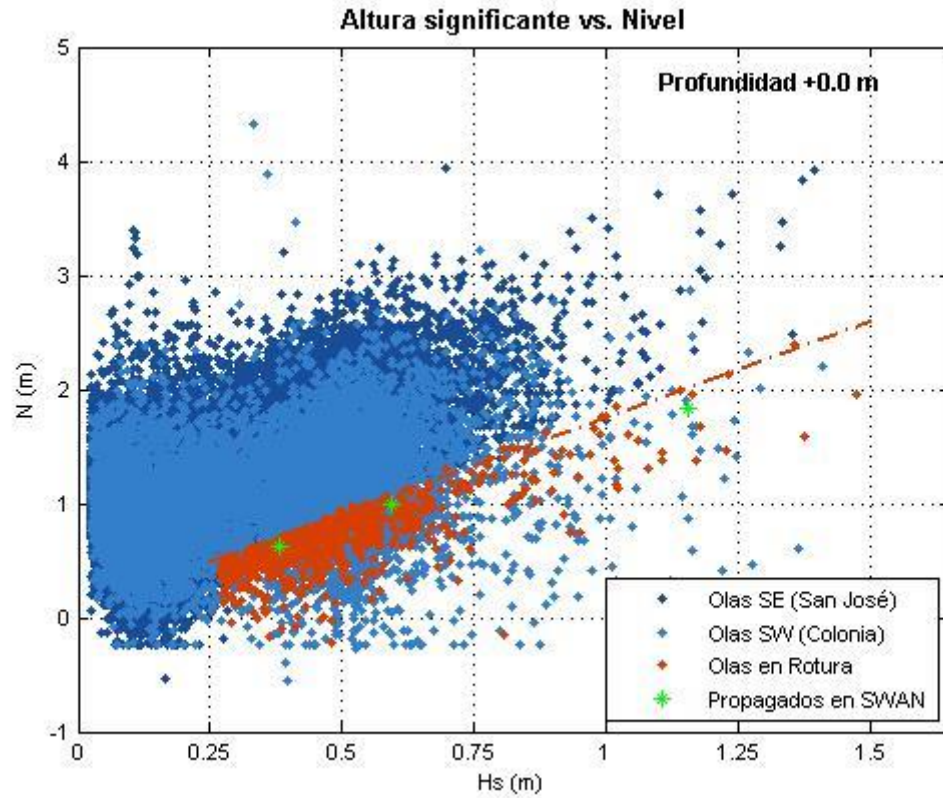


Figura 9-9- Propagación con Ley de Snell y olas en rotura con condición de rotura 0.4 a profundidades menores a ± 0.0 m respecto al cero Wharton

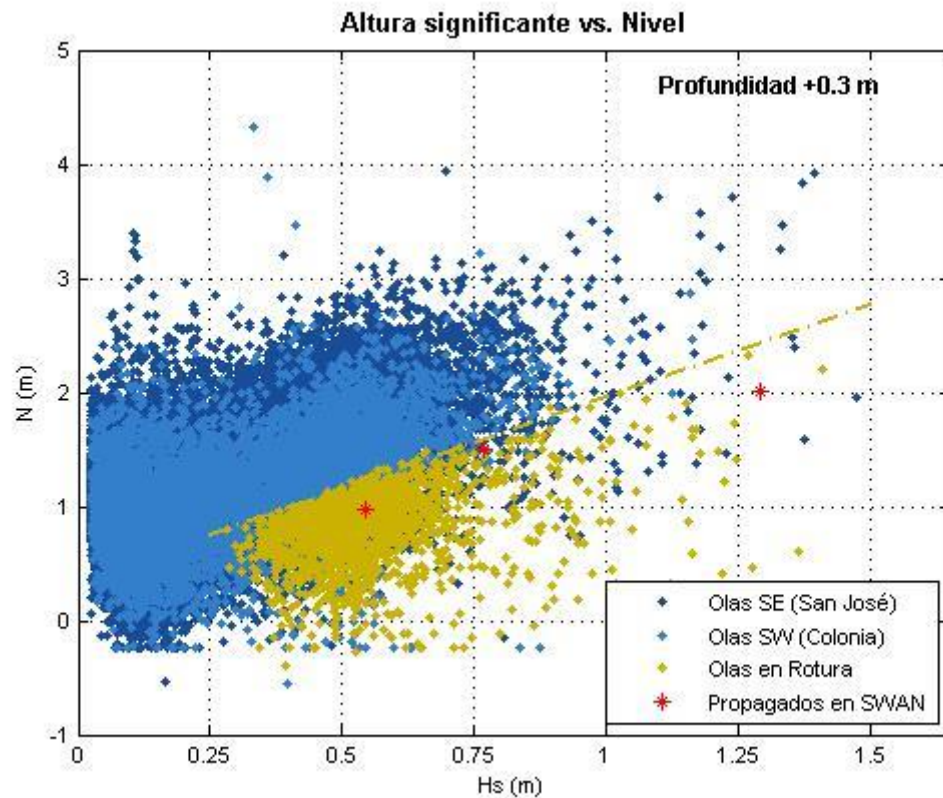


Figura 9-10- Propagación con Ley de Snell y olas en rotura con condición de rotura 0.4 a profundidades menores a +0.3 m respecto al cero Wharton.

Relación altura significativa de olas propagadas por modelo SWAN y la profundidad



San José $H_s=0.38$ $N=0.63$



San José $H_s=0.59$ $N=0.98$



San José $H_s=1.16$ $N=1.83$

Figura 9-11- Evolución de la altura significativa y el cociente de ésta con la profundidad en la zona. Curvas de nivel en metros respecto del cero Wharton con signo opuesto (curvas de $+0.3m$ y $\pm 0.0m$). Obsérvese la costa Este.

Relación altura significativa de olas propagadas por modelo SWAN y la profundidad



Colonia $H_s=0.54$ $N=0.98$

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufre



Colonia $H_s=0.77$ $N=1.50$



Colonia $H_s=1.29$ $N=2.00$

Figura 9-12- Evolución de la altura significativa y el cociente de ésta con la profundidad en la zona. Curvas de nivel en metros respecto del cero Wharton con signo opuesto (curvas de +0.3m y ± 0.0 m). Obsérvese la costa Oeste.

Nivel (m)	Altura significante (m)	Período pico (s)	Dirección media
N	Hs	Tp	Dm
0.63	0.38	3.13	153.65
0.98	0.59	3.91	171.04
1.83	1.16	5.01	152.11
0.98	0.54	3.40	234.12
1.50	0.77	4.21	205.18
2.00	1.29	4.73	219.77

Tabla 9-1- Datos previos a la propagación de estados de mar en rotura. Propagados con SWAN hacia la costa, observar dirección.

Por cuanto una vez conseguida la validación del criterio de rotura entre uno y otro método se admiten y utilizan los resultados de la propagación por Teoría Lineal.

Si bien es claro que la ola en la modelación en *SWAN* no rompe únicamente por asomeramiento; y que por otro lado tiene factores de disipación de energía que *Snell* no considera y que tienen como consecuencia la transformación/evolución de las características de los espectros durante la propagación, el resultado de $H_s/h=0.4$ como criterio de rotura para la propagación con Teoría Lineal fue la forma de encontrar la relación cualitativa entre los dos métodos.

10 Diseño de puerto deportivo en el Arroyo Cufré

El diseño de un puerto deportivo en el Arroyo Cufré es el pulmón de la totalidad de los estudios precedentes, compitiéndole a este apartado el diseño del mismo. La estructura a presentar comenzará con una justificación del diseño de un puerto deportivo en este lugar seguido de la enumeración de las condicionantes y requisitos a cumplir y finalizando con secciones de diseño en planta y alzado del layout de la marina. Dicho diseño es basado fundamentalmente en la bibliografía de las Recomendaciones Para Obras Marítimas (ROM) complementado con bibliografía de ASCE y PIANC.

10.1 Objetivo

El objetivo de este apartado es el diseño de un puerto deportivo en la desembocadura del Arroyo Cufré. Para conseguir un diseño adecuado debe tenerse en cuenta: la tipología, cantidad y frecuencia de la flota de diseño, y con esto cuál es el principal propósito de esta obra, así como también deberán estudiarse los agentes meteorológicos, sus características y comportamientos en regímenes medios y extremos.

Por objeto puede entenderse una obra de interés turístico y de servicio en caso de dificultades o imprevistos en altamar.

10.2 Justificación

Para explicar la motivación del diseño del puerto deportivo se procederá a describir la geografía y circulación marítima de las costas implicadas.

El proyecto se sitúa en el balneario Boca del Cufré sobre el Arroyo Cufré, curso fluvial que es límite departamental entre San José y Colonia y cuya desembocadura se encuentra a aproximadamente a 100 km de la ciudad de Montevideo (cerca de 60 millas náuticas), y a similar distancia de la ciudad de Buenos Aires. Además, en lo que sería el trayecto náutico Buenos Aires - Punta del Este, este punto se sitúa en el primer tercio del mismo, dato importante en lo que respecta al turismo del principal balneario de Uruguay. Este posicionamiento geográfico habla del peso estratégico de la construcción de un puerto deportivo allí en términos económicos de carácter turístico. Los puertos deportivos que se disponen actualmente sobre las costas del Río de la Plata se muestran en la Figura 10-1.



Figura 10-1- Puertos deportivos en las costas del Río de la Plata.

Como puede verse, en la dirección Bueno Aires - Montevideo se pueden encontrar dos de los puertos del departamento de Colonia: el puerto Yates en Colonia del Sacramento y el puerto Sauce en Juan Lacaze; siguiendo hacia el Este hasta el puerto del Buceo no existen otros atraques, quedando sin ningún tipo de servicio náutico una distancia de más de 130 km.

Otro aspecto positivo, y como ya se mencionó, este atraque es en un balneario, es decir que cuenta con las prestaciones necesarias y en un ambiente propicio para turistas.

En cuanto a la localización de la marina en el Arroyo Cufré se eligió la que se muestra en la Figura 10-2. Se encuentra a 1 km de la desembocadura en el Río de la Plata y aguas arriba del último meandro que describe el arroyo, lo que favorece un menor efecto del oleaje que proviene del Río de la Plata sobre la estructura de atraque y amarre.



Figura 10-2- Emplazamiento de la Obra de atraque y amarre en el balneario Boca del Cufré.

En la zona escogida, el ancho de sección libre es de aproximadamente 55 m.

10.3 Condicionantes del diseño de la obra de atraque y amarre

Las alternativas a plantear para cada tramo del proyecto deberán contemplar las condicionantes así como las bases de cálculo, las que ayudarán en la toma de decisión ante las diferentes alternativas posibles. Estas condicionantes se encuentran en: el emplazamiento y la ubicación temporal, los requisitos de

explotación, la geometría del tramo y del terreno, las propiedades del medio físico y de los materiales y de los agentes que interactúan con la obra y el entorno y sus acciones.

Se enumeran a continuación las condicionantes específicas de este tramo.

10.3.1 Tipología de la obra de atraque

Las obras de atraque de uso náutico-deportivo deben garantizar una permanencia segura de las embarcaciones en puerto con una fácil accesibilidad para los usuarios. La principal condicionante para el diseño de estos puertos es la configuración física ya que, con el objetivo de aprovechar al máximo el espacio disponible, debe tenerse en cuenta que la flota que recibirá usualmente posee características poco homogéneas.

Entre las diferentes configuraciones físicas posibles que cumplan lo anterior se elegirá con criterios de optimización económica que consideran los costes de construcción y mantenimiento. Por esta razón es que la tipología más conveniente es el pantalán cuando se espera que las embarcaciones permanezcan atracadas, en otro caso un campo de boyas sería adecuado también.

Los pantalanes o pontonas son estructuras de amarre de tipo flotante. Este tipo de instalaciones permiten movimientos verticales y/o horizontales. Las secciones son muy variables, el material generalmente es el aluminio o acero, aunque también pueden encontrarse de fibra de vidrio, hormigón o plástico.

El amarre de estas obras es a estructuras fijas como ser pilotes o duques de alba, en el caso de que sea necesaria la restricción del movimiento (ver Figura 10-3); en otro caso el mismo será a través de cadenas o cables a muertos. La resistencia a los esfuerzos horizontales de uso y explotación es mediante los elementos de guiado y/o a los sistemas de amarre mientras que las cargas verticales son soportadas por la propia estructura, debiéndose comprobar la estabilidad naval de la misma.

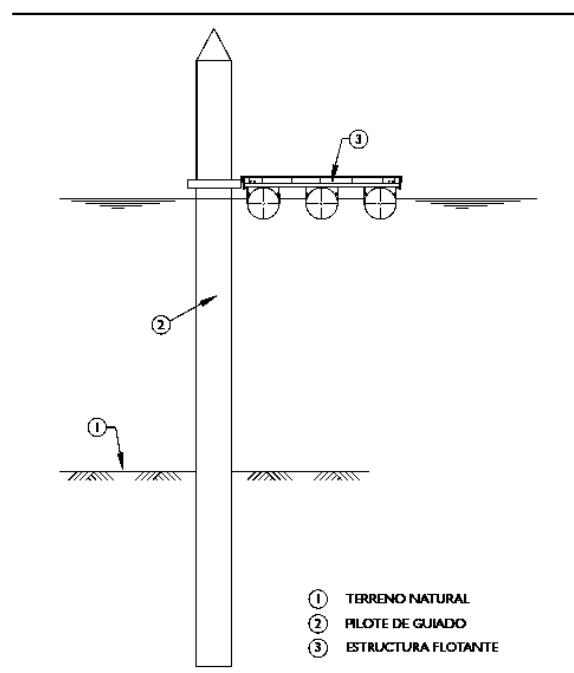


Figura 10-3- Pontona con pilote de guía.

La disposición de las pontonas puede plantearse en una configuración de varias alineaciones con amarres a ambos lados.

10.3.2 Embarcaciones y flota de diseño

Como se dijo en la subsección anterior, para atraques de este uso, la flota a servir es heterogénea en sus dimensiones y características, por lo que se deberá estudiar cuál es la embarcación más comprometedora para el diseño de cada tramo ya sea la eslora, el calado o la altura del mástil como se verá en la sección de diseño.

Las embarcaciones que se espera sean servidas por esta obra de atraque y amarre son del tipo náutico-deportivo tanto a motor como veleros y cuya eslora máxima será de 40 pies (12,192 m). Ésta será la condicionante primera y a partir de la cual se estimarán las otras dimensiones.

La embarcación más restrictiva son los veleros ya que tienen mayor calado. De acuerdo a la eslora máxima estipulada, el calado máximo de este tipo de barcos alcanza los 2.1 m como se puede ver en la Tabla 10-1.

Embarcaciones deportivas	Desplazamiento (Δ)	Eslora total (L)	Manga (B)	Calado (D_e)
	t	m	m	m
a vela	10	12	3.5	2.1
	3.5	9	3.3	1.8
	1.5	6	2.4	1.5
a motor	6.5	12	3.4	1.8
	4.5	9	2.7	1.5
	1.3	6	2.1	1

Tabla 10-1- Dimensiones de embarcaciones a motor y vela con máxima eslora de 12 m (ROM 3.1-99, Tabla 3.1)

La Figura 10-4 ilustra un ejemplo de embarcación con sus dimensiones.

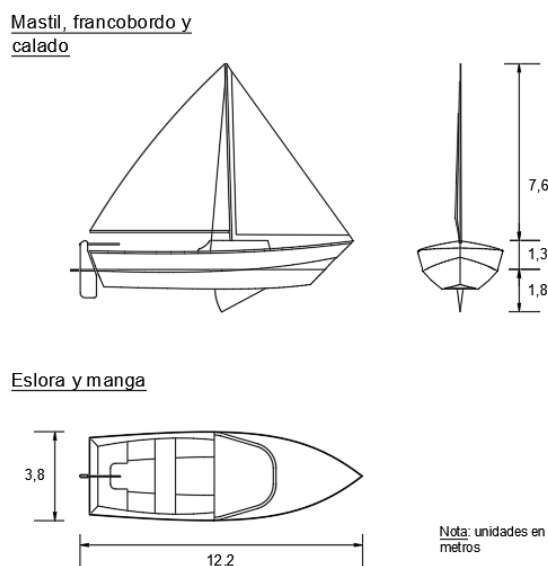


Figura 10-4- Ejemplo de embarcación de diseño, velero.

Otra condicionante de la flota también, es la cantidad de amarres. Se espera poder amarrar un total de 30 embarcaciones.

10.4 Tramificación. Carácter de la obra de atraque y amarre.

Cuando se diseña un puerto lo primero es reconocer los tramos de la obra. Se les denomina tramos a aquellos que contienen características homogéneas en ellos, es decir, cada tramo de la obra se diferenciará en primera instancia según el uso o funcionalidad de cada uno de éstos, y consecuentemente por los factores del proyecto (geometría de la obra y del terreno, características del terreno, del medio físico y de los materiales y de acuerdo a la magnitud en que son afectados los mismos por los agentes).

Adicionalmente a lo anterior, se deberá estudiar las consecuencias en caso de fallo o parada operativa para conocer el carácter general y operativo, respectivamente, de la obra.

Para este puerto deportivo los tramos identificados por su uso son:

- Obra de atraque y amarre.
- Zona de atraque, de maniobra y canales interiores en el arroyo.
- Obra de estabilización en la desembocadura.
- Canal de aproximación y entrada a la zona de resguardo hacia la desembocadura.

Se aclara entonces que esta sección (5) se dedicará a los primeros dos tramos, y la sección próxima (10) se destina a los tramos de obras de estabilización y canal de acceso.

A partir de esta tramificación se verán los requisitos de fiabilidad y operatividad de los mismos separadamente.

Carácter general de los tramos

El carácter general del tramo va a referir a la importancia del tramo, observando su peso económico, ambiental y social si ocurriera su destrucción o pérdida irreversible de funcionalidad.

El carácter general de cada tramo se definirá respetando las recomendaciones que se establecen a partir de los Índices de Repercusión Económica (IRE) y de Repercusión Social y Ambiental (ISA). La Recomendación describe procedimientos para la determinación de los índices para el modo de falla en estados límites últimos y de servicio.

Carácter operativo del tramo

Análogamente a como se define el carácter general, el carácter operativo es un indicador de las repercusiones económicas, ambientales y sociales que se producen cuando el tramo en servicio deja de estar operativo o reduce su nivel de operatividad.

El carácter operativo de los tramos quedará determinado por el diseño pero deberá ser no menos exigente que lo que se sugiere con los Índices de Repercusión Económica y de Repercusión Social y Ambiental Operativos (respectivamente IREO e ISAO).

10.4.1 Fiabilidad de la obra de atraque y amarre

Para la obra de atraque y amarre los requisitos que determinan la fiabilidad de la obra de atraque y amarre son los que se resumen en la Tabla 10-2, definiendo más adelante cada uno de los parámetros presentados.

Carácter general de la Obra de atraque y amarre¹	IRE	r_1	Verificación: Método de Nivel I con coeficientes de seguridad parciales²
		bajo	
	vida útil mínima	15	
	ISA	s_2	
		bajo	
	$p_{f, ELU}$	0.10	
	$p_{f, ELS}$	0.30	

Tabla 10-2- Carácter general de la obra de atraque y amarre.

La vida útil mínima recomendada es de 15 años y otras recomendaciones proponen una vida útil de 25 a 30 años (PIANC, 2016), por lo tanto se considerará una vida útil de 25 años.

Junto con el ISA se definen recomendaciones de las máximas probabilidades conjuntas de fallo durante la vida útil correspondiente a los modos de fallo en Estados Límite Últimos ($p_{f,ELU}$) y a Estados Límite de Servicio ($p_{f,ELS}$).

Para los índices IRE e ISA recomendados, la verificación del estado de fallo es por Método de Nivel I con coeficientes de seguridad parciales para cada tramo.

10.4.1.1 Modos de fallo en Estados Límite Último (ELU)

Estos modos de fallo en este estado son los que producen la destrucción de la obra o alguna parte de manera irrecuperable. Genéricamente, los principales modos de fallo de este tipo son:

- Pérdida de equilibrio estático.
- Estructurales o de inestabilidad interna.
- Geotécnicos.
- Fallo debido al exceso de la presión de agua generando levantamientos o hundimientos debidos a excesos de presión hidrostática o hidrodinámica, como por ejemplo el hundimiento de las obras de tipo flotante en fase de servicio o de construcción por inundación.
- Inestabilidad hidráulica.

Los modos de fallo en ELU reconocido para esta obra de atraque serán:

- El fallo estructural que afecta la estabilidad del pilar de guiado al que se sujeta el pantalán.
- El fallo por hundimiento/sobrepasamiento del pantalán.

¹ ROM 2.0-11, Tablas 3.4.2.1, 3.4.2.2.

² ROM 2.0-11, Tabla 3.3.5.1.

10.4.2 Operatividad de la obra de atraque y amarre

En cuanto a los requisitos que determinan la operatividad de la obra de atraque y amarre son los que se resumen en la Tabla 10-3, definiendo más adelante cada uno de los parámetros presentados.

Carácter operativo de la Obra de atraque y amarre³	IREO	r_{o3}
		alto
	$r_{f, ELO} = 1 - p_{f, ELO}$	0.99
	ISAO	S_{o2}
		bajo
	N_m	5

Tabla 10-3- Carácter operativo de la Obra de atraque y amarre.

La tabla anterior muestra además las operatividades mínimas durante la vida útil fijada ($r_{f, ELO}$). Agrega también la cantidad máxima de paradas operativas medio anual (N_m).

10.4.2.1 Modos de fallo en Estados Límite de Parada Operativa (ELO)

Los modos de parada asociados a los estados límite operativos (ELO) son aquellos estados en los que se reduce o suspende temporalmente la explotación de la instalación de atraque por causas ajenas a la obra o sus instalaciones, sin que haya daño estructural ni formal en ellas o en algunos de sus elementos.

Los modos de parada operativa identificados para la obra en su totalidad son:

- Insuficiencia del calado en el atraque.
- Insuficiencia del calado para navegabilidad en los canales.
- Corrientes excesivas para la permanencia en atraque, maniobrabilidad y la navegabilidad segura.
- Velocidades de viento excesivas para la permanencia en atraque, maniobrabilidad y la navegabilidad segura.
- Inadecuación para el ingreso al canal de navegación.

En los modos de parada operativa se proponen valores umbrales para cada uno los agentes climáticos que se considera actúan en el emplazamiento de manera tal que llevan a una parada operativa previamente determinada. Se toma como simplificación que no actúan simultáneamente o que en la circunstancia dada un único agente climático es el predominante para la parada operativa de la instalación.

Para el caso de la corriente, el valor umbral de la Tabla 10-4 no fue alcanzado por ningún dato de las series simuladas de datos de 20 años que se maneja. En cuanto al oleaje, se considera una zona abrigada sin oleaje. Mientras que para los vientos se encontró que considerando el valor umbral de 22 m/s la operatividad que devuelve es de 99.95% como muestra la Figura 9-3.

³ ROM 2.0-11, Tablas 3.4.2.3 y 3.4.2.4.

Velocidad absoluta del viento	Velocidad absoluta de la corriente	Altura de ola
$V_{10,1 \text{ min}} \text{ (m/s)}$	$V_{c,1 \text{ min}} \text{ (m/s)}$	$H_s \text{ (m)}$
22	1.5	0.4

Tabla 10-4- Valores umbrales límite de los agentes para la definición de modos de parada en la obra de atraque y amarre (ROM 2.0-11, Tabla 3.2.1.3)⁴.

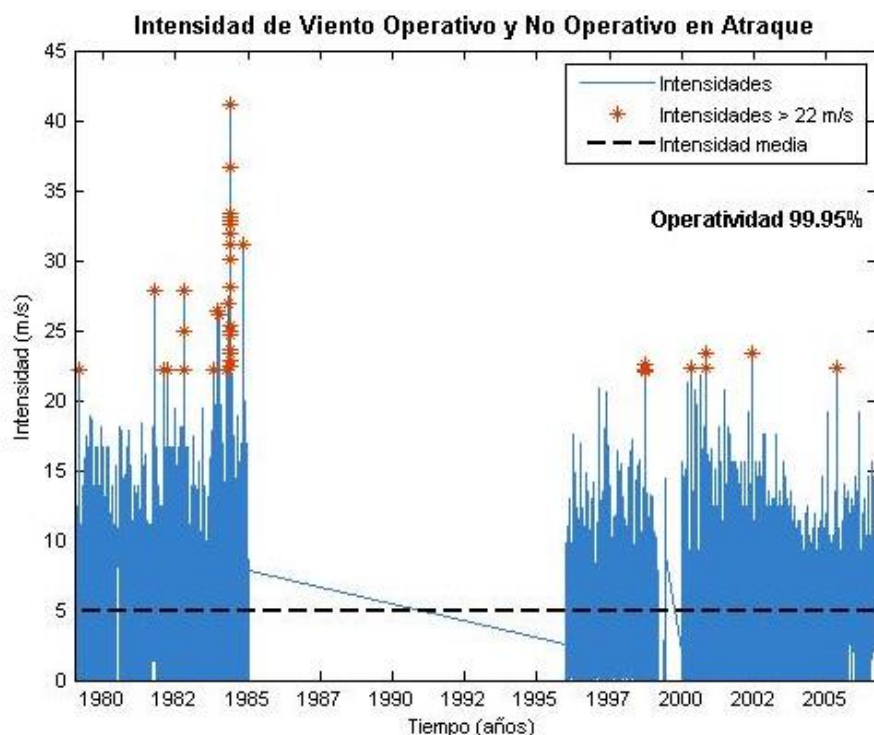


Figura 10-5- Fallos por exceso de Intensidad de viento restringido a direcciones de interés.

Los modos de parada operativa que son independientes de los agentes de la tabla anterior dependen de los niveles en el emplazamiento. Como se verá en la sección 10.6.2 el calado propuesto es el mismo tanto en la zona de atraque como en los canales de navegación por lo que la parada de dará en ambos tramos a la vez. El nivel de agua con probabilidad de ocurrencia 0.99 es el siguiente:

$$N_{99} = 0.14 \text{ m}$$

Cuando el nivel sea inferior al N_{99} se procederá a una parada operativa.

10.5 Canales interiores de navegación y maniobra

Los requisitos de este tramo se presentan de forma un tanto distinta a lo que se presentó en la obra de atraque y amarre. Las tablas Tabla 10-5 y Tabla 10-6 que se muestran a continuación resumen los requisitos mínimos a cumplir en el diseño de este tramo.

⁴ Se debe observar que las condiciones tabuladas son las limitantes para la habitabilidad de los pasajeros a bordo de la embarcación.

Vida útil (años)	Nivel de seguridad requerido
	Nivel 1
Infraestructura de carácter general	25 (15)
Infraestructura de carácter industrial específico	15 (10)

Tabla 10-5- Vida útil recomendada para canales de navegación (ROM 3.1-99, Tabla 2.1.).

Los valores entre paréntesis es la vida útil recomendada cuando existan reservas de espacio en planta y alzado que sean no inalterables, entendiendo por tales las que obliguen a demoler las estructuras que delimiten sus contornos. El Nivel 1 son áreas de Navegación o Flotación en lugares de interés local o auxiliares con pequeño riesgo de pérdidas de vidas humanas o daños medioambientales en caso de accidente.

			Posibilidad de pérdidas humanas
			reducida
Riesgo de iniciación de averías	IRE	baja	0.5
		media	0.3
		alta	0.25
Riesgo de destrucción total	IRE	baja	0.2
		media	0.15
		alta	0.1

Tabla 10-6- Valores máximos admisibles de iniciación de averías y de destrucción total en los canales de navegación (ROM 3.1-99, Tabla 2.2.).

De acuerdo con la Tabla 10-5 la vida útil determinada para este tramo será de 10 años entendiendo que es un canal de carácter específico pues atendería fundamentalmente el acceso al puerto y considerando que los espacios de reserva en alzado y planta son limitaciones alterables.

El cálculo del índice IRE, definido como:

$$IRE = \frac{\text{coste de pérdidas directas e indirectas}}{\text{costo de inversión}}$$

-bajo $IRE \leq 5$

-medio $5 < IRE \leq 20$

-alto $IRE > 20$.

Se definió como de repercusión media, considerando que los costes de pérdidas directas e indirectas es seis veces la inversión inicial pues se pierde el aporte turístico en la zona pero que económicamente no es de gran peso a nivel país. Por lo tanto los riesgos a asumir en iniciación de averías y destrucción total quedan de 0.30 y 0.15 respectivamente.

10.6 Dimensionado en alzado

Para el dimensionamiento en alzado se deberá determinar:

- Nivel de coronación del atraque (n_c).
- Calado del atraque y áreas de flotación.
- Sección del canal interior.

10.6.1 Nivel de coronación de la obra de atraque

El nivel de coronación de la obra medido desde la línea de atraque, será como mínimo el que permita su explotación eficiente y en condiciones seguras para la flota prevista y con un determinado nivel de operatividad. Para el caso más genérico, la determinación de los niveles de coronación de la obra repercute sobre la paralización operativa ya que puede ocurrir que no se den las condiciones necesarias para el uso y explotación de las instalaciones (pensando en el manejo de maquinaria o embarque y desembarque de pasajeros), se vea rebasado por las aguas exteriores o como tercera circunstancia por inundación de la misma provocada por los niveles freáticos en el trasdós; esta última causa no va a afectar en este caso particular ya que se trata de una instalación flotante lo que descarta la posibilidad por su desvinculación con el trasdós. En cuanto a la primera, también se obviará esta posibilidad de parada operativa ya que es de poca relevancia para este tipo y porte particular de obra de atraque y amarre.

Finalmente, los niveles de coronación se determinarán a partir de la definición del nivel de las aguas exteriores asociado a la probabilidad de presentación adoptada (nivel de referencia) y del francobordo de seguridad mínimo (definido como la diferencia de altura entre el nivel de las aguas exteriores y el nivel de coronación de la obra de atraque), para esto último se harán las observaciones necesarias más adelante en coherencia con el tipo de amarre flotante.

10.6.1.1 *Nivel de coronamiento por condiciones de no rebasabilidad de las aguas exteriores*

Para determinar el nivel de coronamiento por condiciones de no rebasabilidad, el nivel de referencia de las aguas exteriores será el nivel superior de la ventana extremal que viene influenciado por todos los agentes que puedan incidir en este. El nivel de referencia será aquel cuya probabilidad de excedencia en el emplazamiento durante la vida útil de la obra de atraque sea 10^{-1} .

- Aproximación determinista-probabilista: la forma de definir el nivel de referencia será por aproximación determinista-probabilista. Esta aproximación se enfoca en el agente que tenga mayor influencia en el nivel en el emplazamiento, que en este caso serán los niveles del Río de la Plata y los escurrimientos de la cuenca como conjunto, definido como el agente predominante. El nivel de referencia será la suma de: el nivel, asociado a un período de retorno T_R , tal que la probabilidad de superación en el período de vida útil sea 0.10, más un nivel asociado a la afectación de la ocurrencia de un agente extraordinario en

simultaneo con los otros agentes que inciden en el nivel pero para este caso se consideran despreciables las afectaciones de otros agentes sobre el nivel por lo tanto este segundo sumando será nulo.

La relación entre la probabilidad de excedencia del nivel (N), durante la fase de servicio, es decir la vida útil (25 años), y su período de retorno (T_R), cuando la probabilidad de fallo es mayor al 5% es:

$$p_{N,25} = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{25}$$

Por lo tanto el período de retorno del evento es:

$$T_R = \frac{1}{1 - \sqrt[25]{1 - p_{N,25}}}$$

Cuando $p_{N,25} = 0.10$ el $T_R = 238$ años. Como se dijo, el agente predominante es el evento conjunto de niveles extremos del Río de la Plata y los escurrimientos extremos de la cuenca, considerando ambos eventos independientes como se pudo mostrar en la sección correspondiente, luego, el período de retorno T_R es igual al producto de los eventos extremos de ambos eventos $T_{R, RdelaP} \times T_{R, cuenca}$, esto es:

$$T_R = T_{R, RdelaP} \times T_{R, cuenca}$$

Se muestran entonces todas las combinaciones de los eventos que cumplen lo anterior.

	Periodos de retorno (años)							
Cuenca	1	2	7	14	17	34	119	238
Río de la Plata	238	119	34	17	14	7	2	1
NIVEL (m)	5.42	5.06	4.59	--	--	4.45	4.66	--

Tabla 10-7- Combinaciones de eventos independientes con período de retorno conjunto iguala 238 años.

Como resultado se obtiene que el nivel de la cota de agua en el emplazamiento es:

$$\text{Nivel de referencia} = 5.42 \text{ m}$$

A este nivel de referencia hallado habrá que sumarle el francobordo recomendado cuando es calculado para condiciones de no rebasabilidad de las aguas exteriores, que es de + 0.50 m⁵. Para el caso de obras flotantes el francobordo estrictamente es de +0.20 m, con la recomendación de francobordo anterior, el nivel de coronación se impondrá fijando los topes de nivel máximo de las guías de la marina, esto quiere decir que los topes se darán a un nivel igual a la suma del nivel de atraque (nivel de referencia más francobordo de 20 cm) más los 50 cm de la recomendación.

$$\text{Nivel de coronación} = 6.12 \text{ m}$$

⁵ ROM 2.0-11, Tabla 3.2.2.1.

10.6.2 Calado del atraque y áreas de flotación

El calado del atraque, en los canales de accesos y demás áreas de flotación que condicionan la accesibilidad y la salida de las embarcaciones, será como mínimo el que permita la permanencia de la flota con un determinado nivel de operatividad. A estos efectos, se define como calado a la distancia entre el nivel del fondo del cauce y el nivel inferior de la ventana de niveles operativa adoptada para la permanencia de los barcos en el atraque y demás áreas de flotación (llámese nivel de referencia). A estos efectos, se entiende por ventana de niveles operativa a la formada por los niveles superior e inferior de los niveles de las aguas exteriores debidas a mareas y corrientes fluviales establecidos como umbrales de operatividad para la permanencia de la flota de embarcaciones esperable en las instalaciones.

En la situación en que no se cumpla la condición que se establece con la ventana, se deberá proceder a un modo de parada operativa en la que las embarcaciones no pueden permanecer en el atraque por falta de calado.

El calado necesario en la línea de atraque, respecto al nivel de referencia elegido para las aguas exteriores es función de los factores que se muestran en la imagen siguiente.

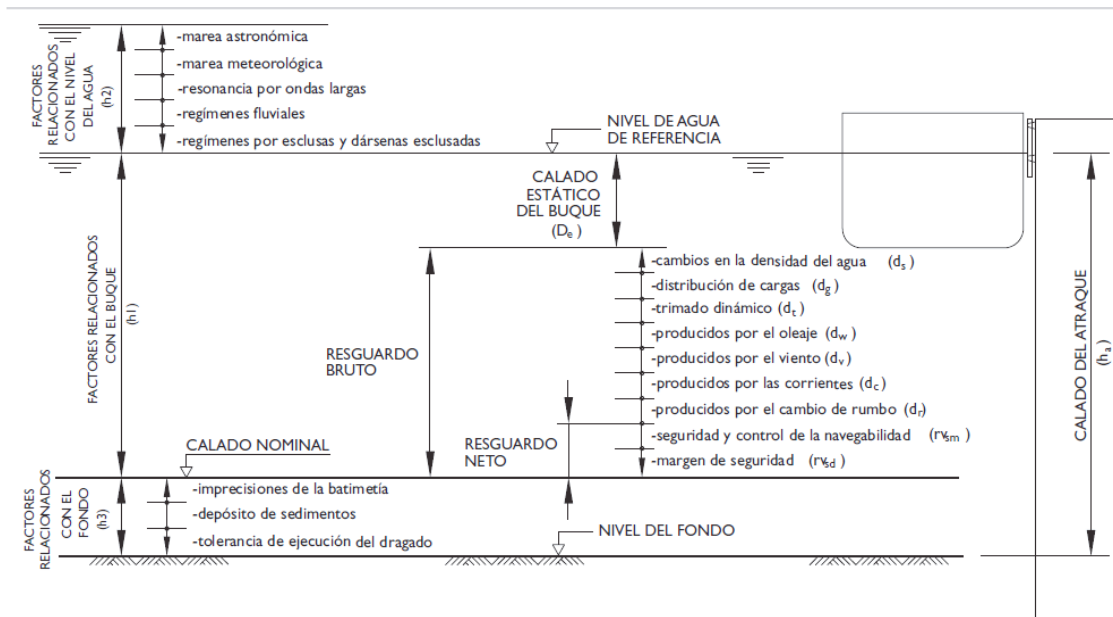


Figura 10-6- Detalle de factores que inciden para la estimación de calado (ROM 3.1-99).

Estos factores se pueden clasificar en factores relacionados con el barco, que hacen una altura total denotada como h_1 , y con el fondo referida como h_3 .

- Factores relacionados con el barco (h_1)
 - Calado estático del barco (D_e)
 - Resguardo necesario por causa de factores estáticos y dinámicos relacionados con el buque que dan lugar a que algún punto del casco alcance cotas más bajas que el calado estático (principalmente por efectos climatológicos y océano-

meteorológicos, de distribución de las cargas y de movimientos del barco).

- Resguardo de seguridad que se establece para asegurar la maniobrabilidad de la embarcación y prevenir el contacto de la misma con el fondo. A este resguardo se le denomina resguardo neto. La suma de este resguardo y el anterior hacen el llamado resguardo bruto.

La suma del resguardo bruto y el calado estático definen el calado nominal.

- Factores relacionados con el fondo (h_3)
 - Resguardo que se establece para cubrir imprecisiones de la batimetría, tolerancias de ejecución de los dragados y posibles depósitos de sedimentos en el rango que se considera admisible.

Finalmente, el calado de atraque, como suma de estas alturas es:

$$h_a = h_1 + h_3$$

Simplificadamente, el calado del atraque puede estimarse para cálculos previos por medio de la formulación aproximada que sigue, aplicable al barco de máximo calado en la peor situación de carga del mismo de la flota esperable en el atraque (ROM, 2.0-11⁶). Esta aproximación tiene validez siempre y cuando los valores de las aguas exteriores no den lugar a condiciones límite de permanencia del barco en el atraque (Tabla 10-4).

$$h_1 = 1.05D_e$$

$$h_3 = 0.75 \text{ m}$$

$$h_a = 1.05D_e + 0.75 \text{ m}$$

Se pide además que el resguardo bruto mínimo ($h_1 - D_e$) debe ser al menos 0.30 m para embarcaciones deportivas, por lo que en este caso se deberá tomar $h_1 = 2.1$ m pues el calado estático de diseño de 1.8 m. El calado en el atraque queda:

$$h_a = 2.85 \text{ m}$$

Profundidad que deberá asegurarse por debajo del nivel de cota de agua siempre que se encuentre por encima del nivel de operatividad $N_{99} = + 0.14$ m.

En términos absolutos, la cota de fondo que obedece a la ventana inferior de operatividad es $C_{\text{fondo}} = - 2.71$ m en la escala Wharton.

10.6.3 Sección del canal

10.6.3.1 Ancho de sección

Para dimensionar el ancho se debe saber qué tipo de barcos se espera naveguen en él caracterizados por sus dimensiones y capacidades de maniobrabilidad, tráfico esperable (si se planea un canal de doble sentido) y los efectos del viento, corrientes y oleaje.

⁶ Tabla 3.2.2.2. para obras de atraque situadas en áreas abrigadas.

Cuando las condiciones de navegación son óptimas, el ancho de carril permitido es de $1.3B$ donde B es la manga del barco de diseño, teniendo en cuenta las pequeñas perturbaciones provocadas por los efectos hidrodinámicos. Para situaciones moderadas el ancho de carril admitido es de $1.5B$ y hasta $1.8B$.

Para canales de doble sentido de navegación el ancho mínimo recomendado entre las dos vías es de $1.5B$. El ancho total de un canal de estas características es de entre $5B$ y $6B$ (PIANC, 2016).

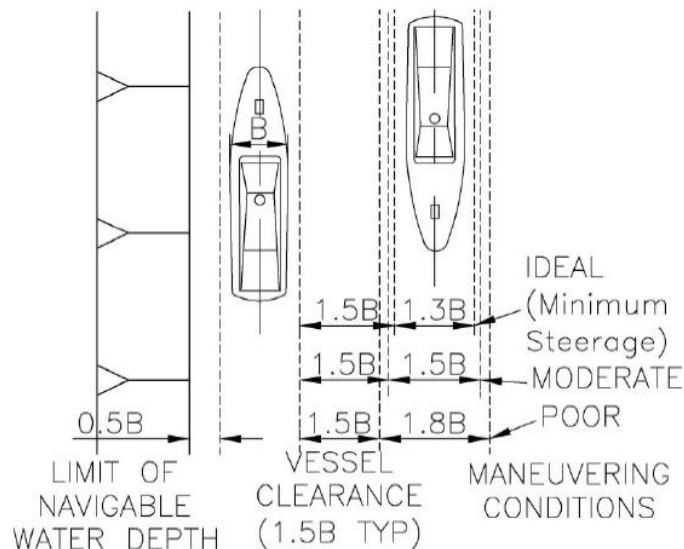


Figura 10-7- Recomendaciones del ancho de canal de doble sentido de navegación (PIANC, 2016).

Pensando en que los días más atractivos para la navegación el tráfico a través del canal será alto y esto se contemplará con un diseño de doble carril. Utilizando entonces estas últimas recomendaciones el ancho final del canal de navegación interior se fija en 20 m.

10.6.3.2 Taludes

Típicamente los laterales del canal de navegación tienen una pendiente de $H:V = 3:1 - 4:1$ (ASCE, 2000). Según la sedimentología del lecho se elige una sección más tendida con pendiente $H:V = 4:1$.

10.7 Dimensionamiento en planta

Una vez determinada la localización o emplazamiento de la marina, se debe determinar:

- Orientación
- Alineaciones
- Longitud total de la línea de atraque
- Anchura

10.7.1 Orientación

La orientación de la marina será tal que los efectos de los agentes climáticos locales (corriente y viento) afecten en la menor medida posible su

operatividad. Por ello, es recomendable disponer el atraque y amarre de forma que el eje longitudinal de los buques que allí permanecen quede lo más paralelo posible a las direcciones más frecuentes de las acciones climáticas, de no ser compatible esto se elegirá a la más frecuente de las preponderantes, esto es, al agente que provoque el menor nivel de operatividad.

En este caso, considerando las condiciones hidrodinámicas, la orientación de las embarcaciones en atraque será paralela al flujo del cauce. Esto condiciona que las pontonas se dispongan perpendiculares al flujo, y por lo tanto las embarcaciones en atraque se orientarán como la Recomendación lo sugiere.

10.7.2 Alineaciones

En el caso de los tráficos de pasajeros, la ubicación de los atraques en una única o en varias alineaciones no incide normalmente en la operatividad de la instalación. En estos casos, la disposición de la línea de atraque en una o más alineaciones es función principalmente del espacio disponible. No obstante, la disposición en varias alineaciones en el caso de atraques múltiples puede dar lugar a la necesidad de mayores longitudes globales de atraque si la flota de buques esperable es muy heterogénea, con el objeto de mantener la flexibilidad operativa asociada a la asignación de atraque.

De acuerdo al emplazamiento elegido y la orientación determinada en la sección anterior, la alineación de las pontonas necesarias será igual para cada una de ellas.

10.7.3 Longitud total de la línea de atraque

Generalmente las embarcaciones náutico-deportivas atracan de proa o popa en los muelles. El amarre se realiza directo al pantalán o a los elementos auxiliares como son los duques de alba o boyas. La longitud de la línea de atraque ocupada para el amarre dependerá de la manga del buque de diseño y de los espacios libres entre barcos, cuya finalidad es la de permitir las maniobras de atraque/desatraque con facilidad y seguridad y la colocación de pequeñas defensas entre barcos y entre barcos y fingers.

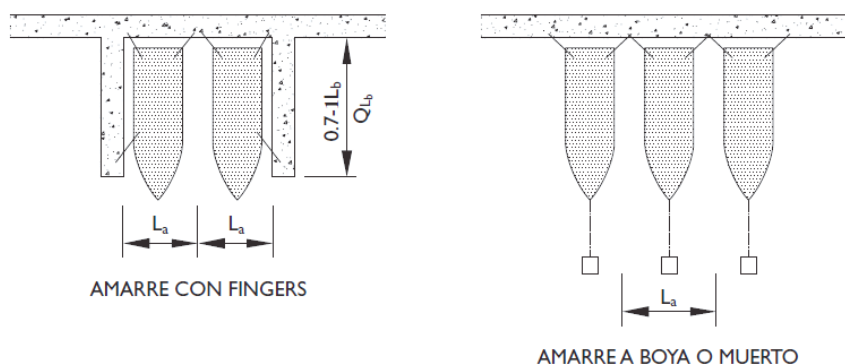


Figura 10-8- Longitud de la línea de atraque ocupada por una embarcación deportiva.

En términos cuantitativos, la longitud de la línea de atraque L_a que se le asigna a cada embarcación se encuentra en el rango de entre 1.15 y 1.25 veces la manga (B) de él (ROM 2.0-11). Se tomará que la embarcación ocupará $1.15B$. Para la flota de diseño se asignará entonces 4.6 m por embarcación. Esta longitud de atraque va a determinar la longitud de las alineaciones según la cantidad de amarres asignada que estará acotada por el emplazamiento escogido.

Según se vio en la sección 10.2, el ancho disponible de la sección es de 55 m. Teniendo en cuenta los canales de navegación que se verán en la sección referida a ellos, se definió una cantidad de 5 amarres por lado de cada finger que hacen una longitud mínima de la alineación de 23 m. Para poder amarrar la flota de diseño de 30 embarcaciones se dispondrá de 3 fingers. Según el mercado regional, las pontonas prefabricadas tienen una longitud aproximada de 6 m por lo que se necesitarán 4 pontonas para cada finger abarcando 24 m en el ancho de la sección.

10.7.4 Anchura

La anchura de las áreas de operación para usos deportivos oscila entre 1.5 y 3 metros cuando se admiten únicamente accesos peatonales y hasta 10 metros en otros casos (ROM 2.0-11). Pensando en el tránsito peatonal y movilidad de material por carretillas, un ancho mínimo sería de 2 m; las pontonas elegidas tiene 2.4 m de anchura.

10.7.5 Canales de navegación

Los canales de acceso y navegación es otro de los puntos importante a la hora del diseño de una marina, teniendo que pensar su emplazamiento, alineación y orientación de acuerdo a las características naturales del sitio para poder lograr una buena operación del puerto. Para ello se debe estudiar vientos, oleaje, corrientes, patrones de transporte del sedimento y morfología del cauce (identificando la canalización más profunda por fondo así como también las pendientes de los taludes). A partir de dicha información se podrá determinar la alineación y el dimensionado de los accesos a fin de optimizar la operación y circulación hacia y desde la marina.

Los canales de navegación y acceso tienen un dimensionamiento en planta, en el que se debe determinar emplazamiento, alineación, anchos, pendientes laterales, así como también debe tener en el diseño estructuras de estabilización en el acceso.

Las consideraciones de las próximas subsecciones se pueden aplicar para el canal de aproximación y acceso al canal interior.

10.7.5.1 Configuración en planta del canal de navegación

El canal de entrada generalmente acompaña el recorrido más profundo que describe el arroyo, esto se hace generalmente para abaratar los costos iniciales de la obra además de que las corrientes siguen este recorrido y por lo tanto navegar por él se hace más fácil. La otra opción de canal de navegación es el trazado del recorrido más corto aunque esta práctica no es

la más recomendada ya que siempre es conveniente acompañar las condiciones y comportamientos naturales de la dinámica de la zona. El camino más corto generalmente se interpone en zonas de acumulación de sedimentos lo que no es deseable si se piensa en el mantenimiento a largo plazo de este proyecto. Para el diseño en planta también se debe tener en consideración los vientos y la dirección del oleaje estudiando sus efectos en el asomeramiento del canal y la navegación en el mismo.

10.7.5.1.1 Curvaturas

Cuando la trayectoria del canal presenta curvas, se debe considerar un ancho adecuado para poder prestar practicidad en la maniobrabilidad de las embarcaciones. El Gobierno de Canadá recomienda los siguientes anchos, de acuerdo a las curvas que describan los canales: si el canal es recto el ancho debe ser no menor a dos veces el largo del barco más largo que se espera que atraque, para desviaciones mayores a 30° el radio mínimo de curvatura recomendado es de cinco veces la longitud del barco, cuando dicha curvatura supera ampliamente los 30° el nuevo radio propuesto es de no menos diez veces dicha longitud (ASCE, 2000).

En este caso particular la entrada a la marina por el arroyo es sinuosa, describiendo dos curvas destacables. La más comprometedora para este aspecto es las inmediatamente aguas abajo del emplazamiento, por lo que se estudió este cambio de dirección. Siguiendo el eje del canal de navegación propuesto (siguiendo el *thalweg* del cauce) la deflexión entre ambos tramos es de poco menos de 90° pero el radio de giro del mismo es de 125 m, esto es mayor a 10 veces la eslora del barco de diseño por lo que se considera no necesario el ensanche del canal de navegación.

11 Carácter de las Obras de Estabilización y Canal de Acceso en la desembocadura del Arroyo Cufré

Para el diseño de las obras de estabilización el trabajo se basó en los conceptos extraídos de las Recomendaciones para Obras Marítimas y Portuarias, el Coastal Engineering Manual, el Rock Manual y el Overtopping Manual.

11.1 Objetivo

Las estructuras de estabilización tienen por objetivo mantener la alineación y profundidad deseada en el canal de acceso. En los casos en que el acceso a puerto es por ríos o arroyos, las estructuras más comunes de estabilización son los espigones, cuyo objetivo es controlar la estabilidad de la sección de entrada al mismo, permitiendo que dicha entrada se mantenga en las condiciones deseadas para la navegación a través de ella, así como también evitar el transporte y deposición de sedimentos a lo largo de los canales de navegación. Como es sabido, tanto los canales dragados como el propio curso natural tienden a migrar y fluctuar, la construcción de estas estructuras de estabilización pretenden desestimular estas variaciones para mantenerlos lo más recto posible. En este caso particular se está hablando de mantener el canal de acceso a la desembocadura del arroyo que conduce hacia la marina interior en el arroyo.

11.2 Justificación

El porqué del diseño de estas estructuras tiene que ver con hacer operativa a la marina una cierta proporción del tiempo, esto es, garantizar que una porción dada del tiempo se podrá acceder a la marina desde y hacia el Río de la Plata. Esto estimula el uso y circulación que tanto beneficia a las zonas turísticas como lo es ésta.

11.3 Condicionantes del diseño de las obras de estabilización

De la misma forma que se presentaron las condicionantes para la obra de atraque y amarre, se presentan aquí las condicionantes de este tramo. Las principales en este caso tienen que ver con los agentes a los que se someten tanto la obra de estabilización como el canal de acceso a la desembocadura desde el Río de la Plata. A la hora de la elección y dimensionamiento de un tipo de dique de abrigo se pensará en cómo los agentes inciden en éste y cómo éste transmite sus esfuerzos al medio físico.

11.3.1 Vientos

La condicionante por vientos viene dado por sus direcciones preponderantes y sus intensidades, observando cómo inciden los mismos en las estructuras y tramos. Como se vio en la sección correspondiente, si bien las direcciones más frecuentes son Nor-Noreste y Sur-Sureste, los eventos de mayor intensidad se dan con direcciones sur-sureste y sur-suroeste. Estas últimas serán las que condicionen mayormente la operatividad.

11.3.2 Clima marítimo

El estudio completo del clima marítimo se presenta en el capítulo de caracterización del oleaje y niveles de mar (4.1, 4.2 respectivamente). Es de particular interés el comportamiento de los niveles del Río de la Plata y del oleaje incidente en la zona como condicionantes del tramo.

11.3.2.1 Niveles

Los niveles serán un agente sumamente importante y deberá estudiarse con detenimiento debido a su alta variabilidad temporal. Se tendrá especial cuidado en contemplar dicha variabilidad que condiciona el diseño en todas las fases del proyecto.

11.3.2.2 Oleaje

El oleaje es el agente predominante a la hora del diseño de una obra de abrigo o de estabilización de esta magnitud. Será de especial interés a la hora de dimensionar los elementos de la coraza y esto condiciona el resto del diseño.

Tal y como se vio para el caso del viento, y considerando que el oleaje de la zona es generado principalmente por él, los eventos de mayor altura de ola provienen indistintamente tanto de las direcciones Sur-Sureste y Sur-Suroeste, por lo que se considerara todo el rango de direcciones a la hora del dimensionamiento.

Se puede apreciar, en base a lo mencionado en la sección 4.1.2.2 una marcada correlación entre la altura de ola y el periodo para alturas de ola elevadas. Además de esta correlación de los datos se desprende que para los rangos de altura de ola de interés en este análisis los periodos pico no son mayores a 7 segundos ni menores a 4. Además se muestra con interés particular para el diseño de estos tramos la frecuencia de ocurrencias en las parejas Hsig y Niveles de mar, ver Figura 11-1.

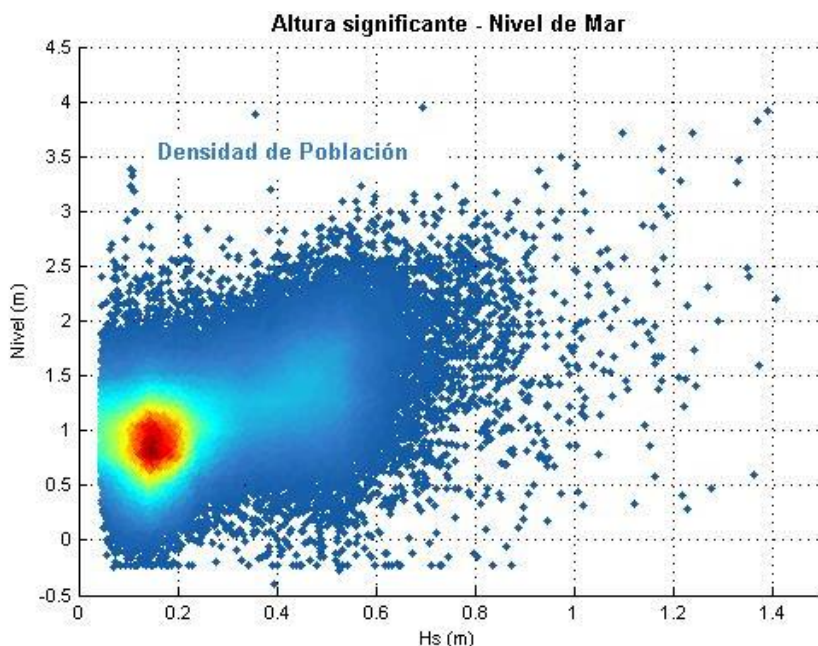


Figura 11-1- Densidad de Alturas significantes y Niveles de mar.

11.3.3 Medio físico

La zona donde se construirá la obra determina claramente qué tipo de obra sería la más viable a priori. Se está en una zona donde la pendiente del perfil es lo suficientemente tendida como para que no haya grandes cambios en la cota a medida que se aumenta en la progresiva. A su vez se trata de una zona con muy pocas limitantes para el diseño en planta.

11.3.3.1 *Obra existente*

El espigón existente sería la condicionante del medio físico más determinante a la hora de diseñar la obra de estabilización y particularmente la obra Este. El largo luego del desmantelamiento parcial, determinado por la resolución tomada por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, es de 270 metros con punto de referencia el límite con la calzada en esa posición. Y su orientación es de 198° respecto del Norte, la cual respeta una perpendicularidad de la tendencia de la playa Este.

Además se deberá tener en cuenta que la cota de coronamiento actual ronda los 5.15 metros sobre el cero Wharton. Los materiales del enrocado y del núcleo así como la tipología detallada y los posibles elementos del filtro no son conocidos, pero se compatibilizarán con el diseño propuesto.

11.3.3.2 *Tipología*

La tipología de la obra es la responsable de todas las elecciones en cuanto a fórmulas de cálculo e hipótesis para el diseño. Se ve fuertemente condicionada por la obra existente por el emplazamiento.

11.4 Carácter de la obra de estabilización

Una vez más a como se presentó en la sección de la obra de atraque y amarre, se presenta el carácter general y operativo de las obras de estabilización a proyectar.

11.4.1 Fiabilidad de la obra de estabilización

Para la fiabilidad de la obra de estabilización se utilizan las recomendaciones de la ROM para Obras de Abrigo. Los requisitos mínimos a exigir son los que siguen (Tabla 11-1).

Carácter general de la Obra de estabilización⁷	IRE	r_2	Verificación: Método de Nivel I con coeficientes de seguridad parciales⁸
		Medio	
	vida útil mínima	25	
	ISA	S_1	
		No significativo	
	$p_{f,ELU}$	0.2	
	$p_{f,ELS}$	0.2	

Tabla 11-1- Carácter general de la obra de estabilización.

11.4.1.1 Modos de fallo en Estados Límite Últimos

Los modos de fallo en ELU para la obra de estabilización se enumeran a continuación:

- Desplazamiento de las unidades de manto: cara exterior, cara interior, berma o pie.
- Rotura unidades del manto.
- Erosión a pie de talud.

Se considera que el fallo principal de este tramo es desplazamiento de unidades de manto y por lo tanto se le asigna al mismo una probabilidad de 0.2 en la vida útil.

11.4.2 Operatividad de la obra de estabilización

El carácter operativo de la obra de abrigo viene relacionado a la disminución o restricción completa de las actividades en la zona de resguardo generada por estas obras así como en sus accesos. Los requisitos de operatividad que se pide que se cumplan son como mínimo los que se presentan en la Tabla 11-2.

Carácter operativo de la Obra de atraque y amarre⁹	IREO	r_{o3}
		alto
	$r_{f, ELO} = 1 - p_{f, ELO}$	0.99
	ISAO	S_{o2}
		bajo
	N_m	5

Tabla 11-2- Carácter operativo de las obras de estabilización.

Lo anterior exige entonces que esté operativo el 99% del tiempo y con un número máximo de 5 paradas al año.

⁷ ROM 1.0-99, Tabla 2.2.33, 2.2.34

⁸ ROM 1.0-99, Tabla 2.2.16.

⁹ ROM 1.0-99, Tabla 2.2.35, 2.2.36.

11.4.2.1 Modos de fallo en Estados Límite de Parada Operativa (ELO)

De acuerdo a lo mencionado en la sección anterior, se reconocen los siguientes modos de parada operativa.

- Sobrepasamiento debido al run-up (*overtopping*).
- Por exceso de intensidad de los vientos por direcciones.
- Rotura del oleaje en zonas más profundas que la de resguardo.

Los últimos dos son los mismos modos de parada operativa que se verán en el tramo del canal de acceso que viene a continuación por lo que se evaluarán en dicha sección.

11.5 Carácter del canal de acceso

El carácter general del canal quedó determinado en la sección 10.5 de los canales interiores.

Para la definición de la operatividad, como ya se adelantó en la pasada sección de operatividad de la obra de estabilización, se determinan los modos de parada operativa que siguen:

- Por exceso de intensidad de los vientos por direcciones.
- Rotura del oleaje en zonas más profundas que la de resguardo.

El último modo de parada operativa es central en el diseño de estos dos tramos, cuyo agente predominante es el oleaje. Se exigirá que la operatividad para este modo sea del 95 % del tiempo. Como se verá en el estudio de alternativas, aumentar la exigencia para este modo de parada operativa implica soluciones que no son acordes a la realidad de este Proyecto que busca contemplar la realidad económica local.

Para el modo de parada operativa por viento se proponen valores umbrales según la dirección de éstos.

Velocidad absoluta del viento en dirección longitudinal	Velocidad absoluta del viento en dirección transversal
V_{long} (m/s)	V_{transv} (m/s)
17	10

Tabla 11-3- Valores umbrales límite para los vientos para la definición de modos de parada en el canal de acceso (ROM 2.0-11, Tabla 3.2.1.3)

12 Dimensionamiento en planta de las Obras de Estabilización y Canal de Acceso

Esta sección tiene por objetivo el diseño en planta la de las obras que se proyectan para la desembocadura del Arroyo Cufré.

Se diseña el canal de acceso basado en recomendaciones de bibliografía procurando cumplir con los requisitos presentados en la sección anterior.

En lo que respecta a las obras de estabilización se realiza un estudio entre las alternativas que se plantearán bajo los requisitos también expuestos en el mismo capítulo.

Las alternativas a proponer para obras de abrigo inicialmente serán discriminadas por sus dimensiones en planta, básicamente por las profundidades que estas alcancen en cada caso propuesto. Se elegirá entre estas propuestas en planta con criterios de operatividad y económicos, y esto luego condicionará el diseño en alzado de los dos tramos.

El criterio de operatividad será según el modo de parada operativa por rotura del oleaje en zonas más profundas que las de resguardo, la cual debe superar el 95 %.

Por otra parte las alternativas propuestas consideran la construcción de un espigón a cada lado de la desembocadura del arroyo (espigón costa Oeste – Colonia- y espigón costa Este -San José-) por razones de mantenimiento del canal de acceso además de que cada uno por separado, independientemente de su longitud, no cumple el requisito de operatividad propuesto como se podrá ver en la caracterización del oleaje de la sección 12.5.2.

12.1 Condicionante del medio físico

Para las propuestas primeramente y como criterio general en todos los casos se pondrá especial atención en la condicionante del medio físico que implica la obra existente en la costa Este (ver 11.3.3.1) que condicionará fundamentalmente la orientación de las mismas.

La primera apreciación es que la longitud mínima para el espigón Este será de 270 m y con una orientación de 198° respecto del Norte ya construido. Teniendo este punto de partida se decide que para toda propuesta más larga conservará dicha orientación por criterios de armonía paisajística. Un cambio en la orientación de este hacia las costas de San José genera un impacto visual negativo de la estructura, con mismo criterio un cambio de dirección hacia la otra costa.

12.2 Canal de acceso y distancias transversales entre tramos

En cuanto al canal de acceso que existirá entre las obras de estabilización, este tendrá misma orientación que el espigón Este pues es la dirección con menor longitud hasta alcanzar la cota de fondo de -3.2 m como se verá en su diseño en alzado (sección 13.8) que desde la desembocadura mide 590 m. De acuerdo a esto se propone que el espigón Oeste conserve esta orientación de forma de guiar la entrada a través del canal.

Para el diseño de las distancias necesarias entre las dos obras de estabilización se deberán tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Ancho de canal de acceso
- Talud del canal de acceso
- Ancho mínimo de berma
- Talud de los espigones

En la sección 10.6.3 se presentaron las recomendaciones para el ancho de un canal de doble sentido de navegación, en este caso se considerará el otro extremo de la recomendación igual a 6 mangas del barco de diseño y por lo tanto tendrá 24 m de ancho (ASCE, 2000).

En cuanto al talud del canal de acceso las recomendaciones consideradas son las mismas que para el canal interior de H:V 4:1. Además se sugiere que ante la existencia de obras circundantes se imponga una berma mínima entre el final del talud del canal y el punto de fundación de éstas de 7.5 m (ASCE, 2000).

El punto de fundación de las obras estará dado por la profundidad que alcance cada una de las obras de estabilización y el talud que se imponga en ellos tanto en su tronco como en su morro, debiendo garantizar la anterior berma en las secciones más comprometidas.

Una vez elegida la configuración de espigones se podrán definir estas distancias transversales entre tramos.

12.3 Longitudes propuestas para las obras de abrigo

Se propone para cada uno de los espigones todas las longitudes que alcanzan éstos cuando avanzan 0.10 m de profundidad en la cota de fundación de su morro, identificando cuáles de éstas cumplen con el requisito impuesto del 95% de operatividad.

La longitud mínima del espigón Este es de 270 m (finalizando en cota +0.7 respecto al cero Wharton) y una longitud máxima de 485 m (finalizando con cota -0.7 respecto del cero Wharton) que se alcanza en la profundidad de cierre.

Por otra parte, para la costa Oeste se consideró que el espigón comienza en la cota +5.0 respecto del cero Wharton. La longitud mínima determinada es de 100 m medidos desde su cota de inicio (que finaliza con la cota +0.6 respecto del cero Wharton). La longitud máxima va hasta la profundidad de cierre de la costa de Colonia que se obtiene de evaluar la Ecuación 6-54 con el H_{s12} de las olas provenientes de las direcciones comprendidas entre la orientación del espigón y la orientación más 90°, de donde se obtiene que la misma está a cota -0.5 m respecto de la misma referencia y que alcanza una longitud de 550 m.

Las operatividades fueron estimadas con propagación según Ley de *Snell* y cuyo criterio de rotura fue estudiado en el capítulo 9.3.

Para la serie de combinaciones posibles entre profundidades máximas de uno y otro espigón fue propagada toda la serie de estados de mar. Se calcularon las operatividades en cada caso, resultando cada uno de esos estados de mar

operativo o no operativo cuando la rotura se daba en profundidades menores o mayores respectivamente.

12.3.1 Consideraciones previas al estudio de propagación

En función de los agentes predominantes de los modos de parada operativa que se identificaron de los tramos es que se filtra y clasifica la serie de los estados de mar.

Se quitan escenarios en donde los vientos no permitían la operatividad, lo que refiere a que cuando los vientos superaban los umbrales recomendados por direcciones, dicho estado de mar no era considerado para la propagación.

Por otra parte, se clasifica el oleaje según su dirección, considerando la propagación hacia la costa Oeste de los estados de mar que tenían dirección mayor a 198° y hacia la costa Este los que tenían dirección menor a la misma. La exclusión de propagación hacia una y otra costa según su dirección se justifica con la función de resguardo que cumplen estas estructuras.

A continuación se explicitan las condiciones para la propagación del oleaje con ley de *Snell* y la rotura por asomeramiento.

- Estados de mar excluidos por condiciones del viento:
 - Estados de mar que se dan situación en que los vientos tenían dirección $198^{\circ} \pm 45^{\circ}$ y su intensidad mayor a 17 m/s.
 - Estados de mar que se dan situación en que los vientos tenían dirección $108^{\circ} \pm 45^{\circ}$ y $288^{\circ} \pm 45^{\circ}$ (ortogonal a los 198°) y sus intensidades eran mayores a los 10 m/s.
- Para la costa Oeste:
 - Propagación con la normal de la playa del Departamento de Colonia de 190° respecto al Norte.
 - La profundidad del extremo final del espigón Oeste.
 - Propagación de olas que tienen dirección entre 198° y 280° . El límite inferior de 198° por subdivisión del oleaje, y el superior por superar los 90° con respecto a la normal utilizada.
- Para la costa Este:
 - Propagación con la normal de la playa del Departamento de San José de 170° respecto al Norte.
 - La profundidad del extremo final del espigón Este.
 - Propagación de olas que tienen dirección entre 80° y 198° . La limitación superior por es por la subdivisión del oleaje y la inferior para evitar superar los 90° con respecto a la normal de este caso.
- La condición para la rotura de la ola fue la relación altura significativa/profundidad igual a 0.4.

Otra de las consideraciones que se tuvieron a la hora de filtrar los estados de mar que afectaban la operatividad, además de la consideración del viento en ese momento, es que si la altura de ola en la rotura era inferior a 0.30 m, la misma no catalogaba como ola no operativa, esto explica la inexistencia de

olas no operativas menores a 0.25 m aproximadamente antes de la propagación como se puede ver en las mismas figuras.

12.3.2 Resultados de la propagación

Los resultados de operatividades de las alternativas propuestas se reúnen en la Tabla 12-1 de la página siguiente. Las posibles combinaciones de espigones a ambos lados de la desembocadura se presentan ilustrativamente en las imágenes de las Figura 12-1 y Figura 12-2.

	longitud OESTE	485	475	455	405	395	385	360	345	335	320	305	290	284	276	270
	longitud OESTE	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
	COTA (resp. A10 Wharton)															
552	-0.5	0.997	0.997	0.997	0.996	0.995	0.993	0.990	0.986	0.978	0.967	0.952	0.932	0.908	0.883	0.855
520	-0.4	0.996	0.996	0.996	0.995	0.994	0.992	0.989	0.984	0.977	0.966	0.950	0.931	0.907	0.882	0.854
506	-0.3	0.995	0.995	0.994	0.994	0.993	0.991	0.988	0.983	0.976	0.965	0.949	0.930	0.906	0.880	0.852
442	-0.2	0.993	0.993	0.992	0.991	0.990	0.989	0.986	0.981	0.974	0.963	0.947	0.927	0.904	0.878	0.850
403	-0.1	0.990	0.990	0.989	0.989	0.988	0.986	0.983	0.978	0.971	0.960	0.944	0.925	0.901	0.875	0.848
390	0	0.986	0.986	0.986	0.985	0.984	0.982	0.979	0.975	0.967	0.956	0.941	0.921	0.898	0.872	0.844
377	0.1	0.982	0.982	0.981	0.981	0.980	0.978	0.975	0.970	0.963	0.952	0.936	0.917	0.893	0.867	0.840
267	0.2	0.976	0.976	0.976	0.975	0.974	0.972	0.969	0.965	0.957	0.946	0.931	0.911	0.888	0.862	0.834
256	0.3	0.969	0.969	0.969	0.968	0.967	0.965	0.962	0.958	0.950	0.939	0.924	0.904	0.880	0.855	0.827
245	0.4	0.962	0.961	0.961	0.960	0.959	0.957	0.955	0.950	0.942	0.932	0.916	0.896	0.873	0.847	0.819
237	0.5	0.953	0.953	0.953	0.952	0.951	0.949	0.946	0.942	0.934	0.923	0.908	0.888	0.865	0.839	0.811
100	0.6	0.946	0.945	0.945	0.944	0.943	0.942	0.939	0.934	0.927	0.916	0.900	0.880	0.857	0.831	0.803

Tabla 12-1- Operatividades del total de combinaciones posibles entre las longitudes alcanzadas por cada espigón.

Alternativas a estudiar con cumplimiento de operatividad del 95 %



Longitud Este 485 m – Longitud Oeste 237 m



Longitud Este 475 m – Longitud Oeste 237 m



Longitud Este 455 m – Longitud Oeste 237 m



Longitud Este 405 m – Longitud Oeste 237 m



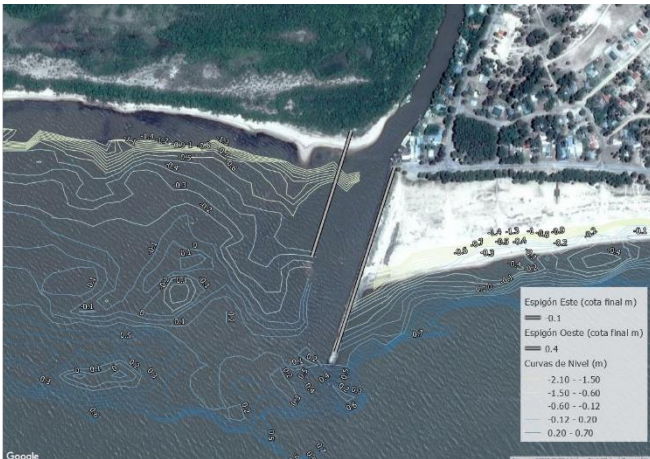
Longitud Este 395 m – Longitud Oeste 237 m



Longitud Este 385 m – Longitud Oeste 237 m

Figura 12-1: Alternativas a estudiar según análisis económico para cada caso. Curvas de Nivel con signo opuesto.

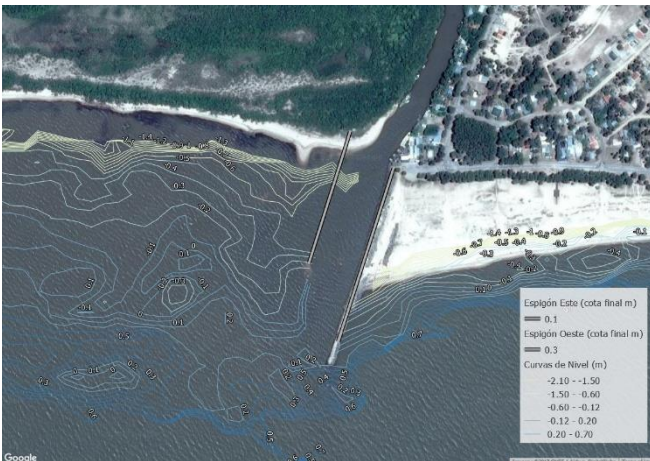
Alternativas a estudiar con cumplimiento de operatividad del 95 % (cont.)



Longitud Este 360 m – Longitud Oeste 245 m



Longitud Este 345 m – Longitud Oeste 245 m



Longitud Este 335 m – Longitud Oeste 256 m



Longitud Este 320 m – Longitud Oeste 375 m



Longitud Este 305 m – Longitud Oeste 520 m

Figura 12-2: Alternativas a estudiar según análisis económico para cada caso. Curvas de Nivel con signo opuesto. (cont.)

12.4 Análisis de alternativas

En la sección anterior se llega a la determinación de 11 alternativas posibles de configuración de escolleras Este y Oeste que prestan un 95% de operatividad. En esta sección se realiza un análisis económico considerando solamente dos grandes aspectos: gasto en dragado en la vida útil y costo aproximado de construcción. La necesidad de dragado se determina a través del modelo de una línea calibrado para la desembocadura y los costos de construcción se determinan considerando los gastos principales de una obra genérica de este tipo.

12.4.1 Necesidad de dragado

La necesidad de dragado se calcula simulando para cada alternativa los 25 años de vida útil con el modelo de una línea. Vale aclarar que el modelo se fuerza con datos que van desde 1980 hasta 2005. A través de este se obtiene una serie de sedimento acumulado en el canal de navegación que está conformado por: sedimento que pasa a través de la escollera este, sedimento que pasa a través de la escollera oeste, sedimento que aporta el arroyo.

Para asignarle un costo de dragado en la vida útil a cada alternativa se asumen las hipótesis que se describen a continuación:

- Se considera una tasa de sedimentación anual promedio. Es claro que esta hipótesis no es del todo cierta. A efectos de realizar un análisis económico primario para seleccionar una alternativa se tomara una tasa de sedimento anual promedio para cada caso y se analizará específicamente el caso seleccionado finalmente. Vale aclarar que para calcular la tasa de sedimentación anual promedio para las 11 alternativas, a diferencia del análisis que se realizará para el caso seleccionado, no se considera la introducción del sedimento dragado en la zona erosionada.
- Se asume que todo el sedimento que atraviesa ambas escolleras y el aportado por el arroyo es captado por un canal sobredragado, el cual es una continuación a profundidad del canal de navegación. El mismo tiene forma de trapecio, una altura que se determinara en cada caso según la frecuencia de dragado, se extiende desde el final de la escollera más corta hasta donde se da la profundidad de cierre, los taludes laterales siguen la misma pendiente que la de los taludes laterales del canal de navegación y su cara superior es la cota inferior de dicho canal, es decir un rectángulo de ancho 24 m visto en planta (Figura 12-3).
- Se considera un precio de dragado de U\$D5/m³ dragado.

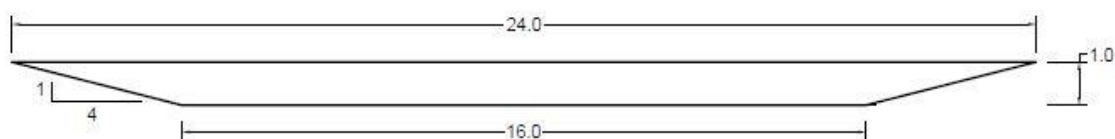


Figura 12-3- Esquema de canal de sobredragado. Se muestra altura de sobredragado de 1 metro. Unidades en metros.

La metodología consta de:

- Calcular con el modelo la tasa de sedimento anual promedio.
- Determinar una frecuencia de dragado al tiempo que se calcula el sobredragado, utilizando como criterio que no se supere el metro y medio.
- Una vez determinada la frecuencia de dragado se calcula el VNA (valor neto actual) del costo de dragado considerando una tasa de inflación anual promedio de 0,1.

12.4.1.1 Costo de dragado

Como se indicó anteriormente la tasa media anual se determina simulando cada alternativa con el modelo de una línea durante 25 años.

En la Tabla 12-2 se presentan las cotas finales y longitudes de las escolleras correspondientes a cada alternativa. En la Figura 12-4 se presenta un gráfico de barras donde se indica la tasa media anual para cada alternativa. Se observa en el gráfico que la tasa anual de sedimentación está dominada por la longitud de la escollera Este, la tasa disminuye notoriamente a medida que aumenta la longitud de la misma. Este resultado era de esperar debido a la dirección predominante del oleaje Sureste.

	Colonia		San José	
	Longitud	Cota final	Longitud	Cota final
Alternativa 1	520	-0,4	305	0,3
Alternativa 2	377	0,1	320	0,2
Alternativa 3	256	0,3	335	0,1
Alternativa 4	245	0,4	345	0
Alternativa 5	245	0,4	360	-0,1
Alternativa 6	237	0,5	385	-0,2
Alternativa 7	237	0,5	395	-0,3
Alternativa 8	237	0,5	405	-0,4
Alternativa 9	237	0,5	455	-0,5
Alternativa 10	237	0,5	475	-0,6
Alternativa 11	237	0,5	485	-0,7

Tabla 12-2- Longitudes y cotas finales de cada alternativa.

Una vez calculada la tasa media anual para cada alternativa se define una frecuencia de dragado la cual define una altura de sobredragado. La altura del volumen sobredragado se calcula a partir de la forma de este volumen, que como se indicó en las hipótesis es la continuación en profundidad del canal de navegación y conserva los mismos taludes laterales, además se extiende desde la escollera más corta hasta la profundidad de cierre de la costa este. En la Tabla 12-3 se presenta la frecuencia de dragado y la altura de sobredragado para cada alternativa. Una vez determinada la frecuencia de dragado para cada caso se calcula el valor neto actual de los dragados en los 25 años de vida útil considerando una tasa de inflación promedio de 0.1 deducida a partir de los valores extraídos para los últimos 10 años del Instituto Nacional de Estadística (INE). El VNA de cada alternativa se presenta en la columna 3 de la Tabla 12-3.

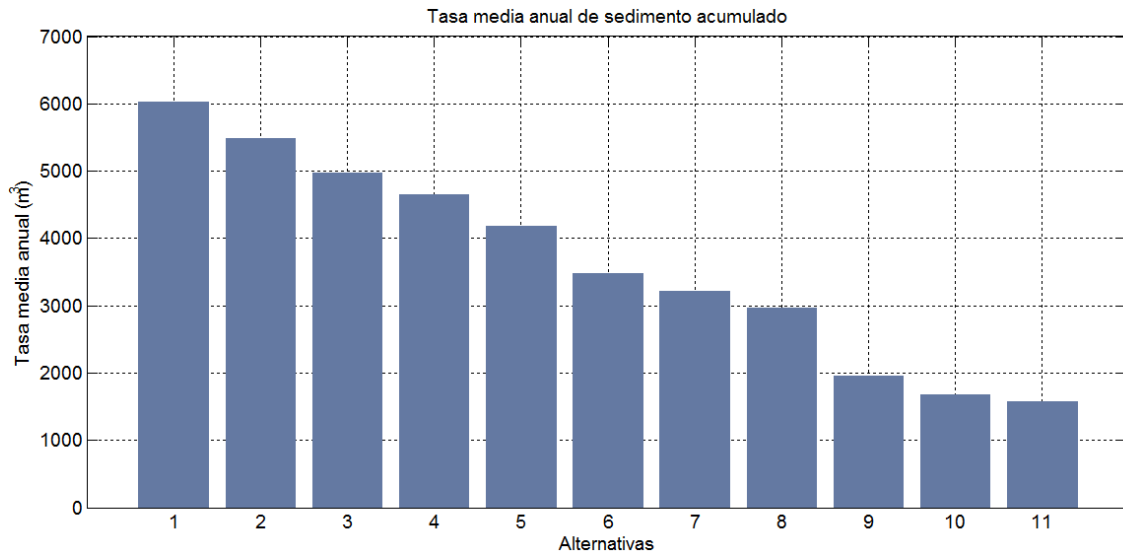


Figura 12-4- Tasa media anual de sedimento acumulada en el canal de navegación para 25 años simulados con modelo de una línea.

	Frecuencia de Dragado (años)	Altura de sobredragado (m)	VNA de los dragados en 25 años (USD)
Alternativa 1	1	1,1	3.893.844
Alternativa 2	1	1,1	3.541.111
Alternativa 3	2	1,5	3.014.869
Alternativa 4	2	1,3	2.820.610
Alternativa 5	2	1,1	2.539.560
Alternativa 6	3	1,5	2.222.632
Alternativa 7	3	1,4	2.055.558
Alternativa 8	3	1,2	1.896.706
Alternativa 9	5	1,4	1.547.230
Alternativa 10	6	1,5	1.243.419
Alternativa 11	6	1,3	1.158.387

Tabla 12-3- Frecuencia de dragado, altura de sobredragado y valor neto actual de dragado para 25 años.

12.4.2 Costo aproximado de construcción

La determinación de los costos de construcción se realiza de forma muy simplificada debido a la falta de información y al objetivo de este análisis que es a modo de comparación. Se toman en cuenta diversos factores que se consideran relevantes al momento de la construcción y que se asume que tomando en cuenta solo estos factores se logra una caracterización económica aproximada pero suficiente para el fin específico. La información obtenida es de diversas fuentes como son obras, canteras y empresas de maquinaria.

Para determinar los costos se asume un procedimiento de construcción extraído del Rock Manual (Rock Manual, 2009) con ciertas modificaciones. El mismo consta de:

- Tendido del núcleo con camiones volcadores y pala cargadora.
- Reperfilado de las pendientes de los taludes del núcleo con retroexcavadora de brazo largo.
- Colocación de la capa filtro con retroexcavadora de brazo largo.
- Colocación de berma de pie con retroexcavadora de brazo largo.
- Colocación de la coraza con retroexcavadora de brazo largo.

El método constructivo evita la mayor pérdida de material debido a eventos fuertes de oleaje cuando el avance de la construcción del núcleo y del filtro y coraza laterales se realiza en un mismo día para determinada longitud.

Para determinar el costo se toman en cuenta los factores siguientes:

- Maquinaria: pala cargadora, retroexcavadora de brazo largo.
- Materiales: núcleo, filtro y coraza.
- Se asume un 20% de los costos anteriores como mano de obra y combustible.

12.4.2.1 *Tiempo de construcción*

El precio de la maquinaria suele considerarse mensual por lo cual es necesario asignarle un tiempo de construcción a las diferentes alternativas. A falta de información específica para conocer la duración de este tipo de construcciones se considera una relación lineal entre la longitud a construir. Se utiliza la duración de la construcción de la escollera de 410 m que fue de 2 años. Sabiendo que existieron ciertos inconvenientes en el periodo de construcción no se tomó exactamente esa relación. Además se buscó información acerca de obras del mismo tipo pertenecientes a la ANP (Administración Nacional de Puertos) y se determinó que la construcción de 160 m de una obra de similares características en una zona más abrigada implicaba aproximadamente 6 meses. Por lo tanto se considera la construcción de 100 m en 4 meses:

$$t_c = \frac{4}{100} l$$

Donde t_c es el tiempo de construcción en meses y l es el largo en metros a construir en cada alternativa. Determinando este tiempo se tiene un precio aproximado de maquinaria.

12.4.2.2 *Cantidad necesaria de material*

El precio de los materiales de escollera se suelen manejar por tonelada, por lo cual resulta necesario saber la cantidad en masa de cada material para cada alternativa.

En principio se calculan los volúmenes necesarios de cada material. Los tamaños de enrocado y los espesores se calculan a partir de las consideraciones que se muestran en la sección del diseño en alzado (13.3) se utiliza un tamaño de enrocado a partir de la propagación del oleaje hasta

un punto representativo, obteniéndose un M50 para la coraza de 680kg. El volumen del núcleo se calcula como el volumen de un trapecio cuya sección transversal depende de la cota de fondo y su cota de coronación es constante. Luego el volumen del filtro se calcula de la misma forma restandole el volumen del núcleo y análogamente se calcula el volumen de la coraza.

Para poder calcular el tonelaje necesario del núcleo y del filtro se calcula la porosidad de cada uno a partir de la formula extraída del Rock Manual para materiales volcados a granel, que puede ser utilizada tanto para el núcleo como para el filtro.

$$e = \frac{1}{90} (e_0) \arctan(0.645 n_{RRD})$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

Donde e_0 es el índice de vacíos asociado a la forma y n_{RRD} es un coeficiente de uniformidad. Ambos parámetros son extraídos de tablas que se presentan en el Rock Manual y se muestran en la Tabla 12-4.

Coeficientes para estimación de la porosidad		
Índice de vacíos asociado a la forma	Generado Mecánicamente	0,92-0,96
Coeficiente de uniformidad	Núcleo	3,19
	Filtro	6,06

Tabla 12-4- Coeficientes para estimación de la porosidad extraídos de Rock Manual (2009).

Se determinan entonces las porosidades de ambos materiales (Tabla 12-5).

	Porosidad
Núcleo	0,40
Filtro	0,44

Tabla 12-5- Porosidad estimada a partir de coeficientes para estimación de porosidad.

Una vez determinado el volumen efectivo del material y asumiendo una densidad específica de $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ se puede obtener el tonelaje necesario de núcleo y filtro. Para determinar el tonelaje de la coraza se utiliza la relación descrita en la Sección 13.3.3 que indica el número de elementos de la coraza por unidad de área.

En la Tabla 12-6 se presentan los precios asumidos para el cálculo del costo total, como se dijo anteriormente estos fueron obtenidos de diversas fuentes. En la Tabla 12-7 se muestra, para cada alternativa, el largo a construir, el costo de la maquinaria tomando en cuenta solo retroexcavadora de brazo largo y pala cargadora, el costo de los materiales puestos en la zona, considerando un 5% más de material del núcleo por posibles pérdidas en la colocación, y el costo total de construcción más un 20% de este mismo costo considerado como mano de obra entre otros como pueden ser combustible, etcétera.

	Precios
Retro brazo largo sobre orugas (USD/mes)	6000
Pala cargadora (USD/mes)	3500
Coraza (USD/ton)	46
Filtro (USD/ton)	48
Núcleo (USD/ton)	50

Tabla 12-6- Precios estimativos considerados en el análisis económico, extraído de diversas fuentes: obras, canteras y empresas rentadoras de maquinaria de construcción.

	Largo a construir	Precio por maquinaria (USD)	Precio por materiales (USD)	Precio construcción (USD)
Alternativa 1	555	210.900	3.209.990	4.105.067
Alternativa 2	427	162.260	2.191.510	2.824.525
Alternativa 3	321	121.980	1.524.149	1.975.355
Alternativa 4	320	121.600	1.525.889	1.976.987
Alternativa 5	335	127.300	1.631.386	2.110.423
Alternativa 6	352	133.760	1.760.907	2.273.601
Alternativa 7	362	137.560	1.839.557	2.372.540
Alternativa 8	372	141.360	1.920.567	2.474.312
Alternativa 9	422	160.360	2.291.614	2.942.369
Alternativa 10	442	167.960	2.455.145	3.147.726
Alternativa 11	452	171.760	2.549.269	3.265.234

Tabla 12-7- Costo estimado de maquinaria, materiales y construcción total para cada alternativa.

12.4.3 Determinación de la alternativa

Una vez determinados los costos aproximados de dragado y de construcción se puede determinar el valor neto actual de cada alternativa. Como ya se indicó anteriormente, es importante recordar que el análisis económico realizado es limitado y tiene como único fin permitir la selección de una alternativa.

En la Tabla 12-8 se presentan los gastos calculados de dragado, construcción y la suma de los mismos. En la Figura 12-5 se muestran los gráficos superpuestos de los tres gastos. Las alternativas se nombran en el sentido en el que aumenta la longitud de la escollera Este, que como se vio anteriormente tiene la mayor influencia en el sedimento acumulado en el canal, por lo tanto en los precios de dragado.

Se observa que los casos donde la escollera Este es más corta implican un gasto de dragado muy alto y además como en estos casos la longitud de la escollera Oeste es mucha también implican altos costos de construcción. El punto de inflexión en los costos de construcción se encuentra en la alternativa 3. Luego de esta los precios totales son muy similares. De la tabla se puede ver que la alternativa 8 es la de menor costo total, pero el costo de las alternativas 7,10 y 11 difieren en menos de 60 mil dólares.

	Precio construcción (USD)	Precio por dragado en los 25 años de vida útil (USD)	Precio total (USD)
Alternativa 1	4.105.067	3.893.844	7.998.911
Alternativa 2	2.824.525	3.541.111	6.365.636
Alternativa 3	1.975.355	3.014.869	4.990.224
Alternativa 4	1.976.987	2.820.610	4.797.597
Alternativa 5	2.110.423	2.539.560	4.649.983
Alternativa 6	2.273.601	2.222.632	4.496.233
Alternativa 7	2.372.540	2.055.558	4.428.099
Alternativa 8	2.474.312	1.896.706	4.371.018
Alternativa 9	2.942.369	1.547.230	4.489.599
Alternativa 10	3.147.726	1.243.419	4.391.145
Alternativa 11	3.265.234	1.158.387	4.423.621

Tabla 12-8- Costo total estimado considerado en el análisis económico.

Se llega entonces a las 4 alternativas de menor costo total. Debido a que el análisis se realiza de forma muy simplificada, no puede determinarse a priori cual sería la más conveniente. Además, al momento de seleccionarse la alternativa a construir, más allá de realizarse un análisis más exhaustivo acerca de costos a futuro e inversión inicial, debería determinarse si se busca una menor inversión inicial y mayor inversión a futuro o viceversa para elegir la más conveniente.

Con el análisis realizado se resuelve seleccionar la alternativa cuyo costo inicial (costo de construcción) es el más bajo entre las seleccionadas previamente, la Alternativa 7.

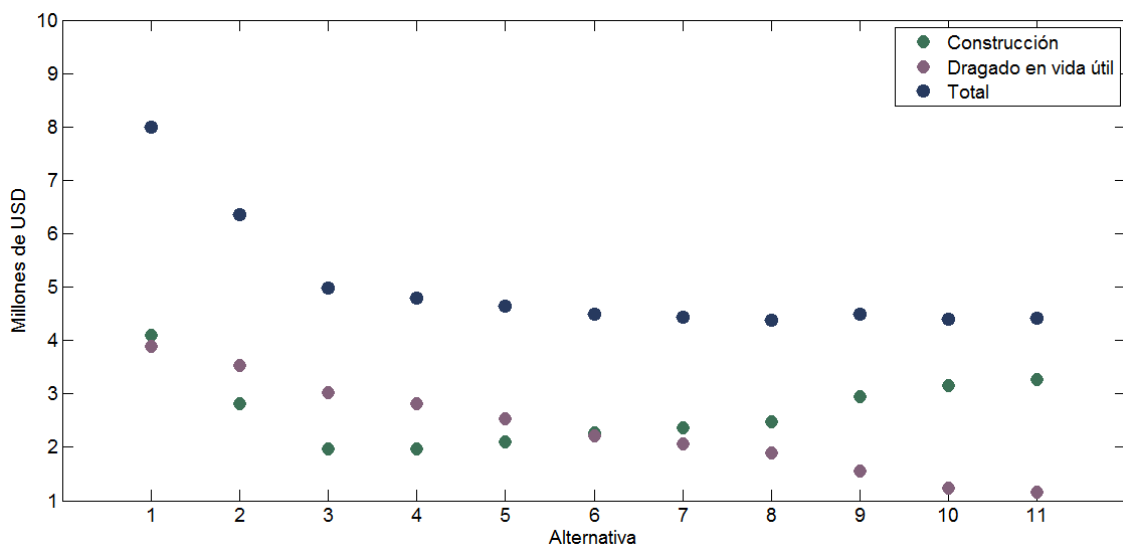


Figura 12-5- Costo de construcción, dragado y costo total para cada alternativa.

12.5 Determinación de la operatividad

A partir de los modos de parada operativa enumerados para los tramos de obras de abrigo y canal de acceso se estudiaron los agentes predominantes en ellos para el caso de la alternativa seleccionada.

12.5.1 Parada operativa por exceso de intensidad de viento

Para las paradas por intensidad de viento excesivas se estudian los valores umbrales de la Tabla 11-3 para las direcciones longitudinal y transversal del canal de acceso.

La dirección del canal de acceso tiene una orientación de 198° respecto del cardinal Norte por lo que cuando los vientos se dirigen con esa orientación $\pm 45^\circ$ y su intensidad era mayor a 17 m/s entonces se determina una parada operativa, mientras que cuando los vientos tenían dirección 108° y 288° (ortogonal a los 198°) $\pm 45^\circ$ también se consideraba una parada operativa si las intensidades eran mayores a los 10 m/s. La Figura 12-6 muestra la ocurrencia de estos eventos de viento restringidos a las direcciones mencionadas. Como puede verse, la operatividad total que limitan estos vientos es a el 93.4% del tiempo.

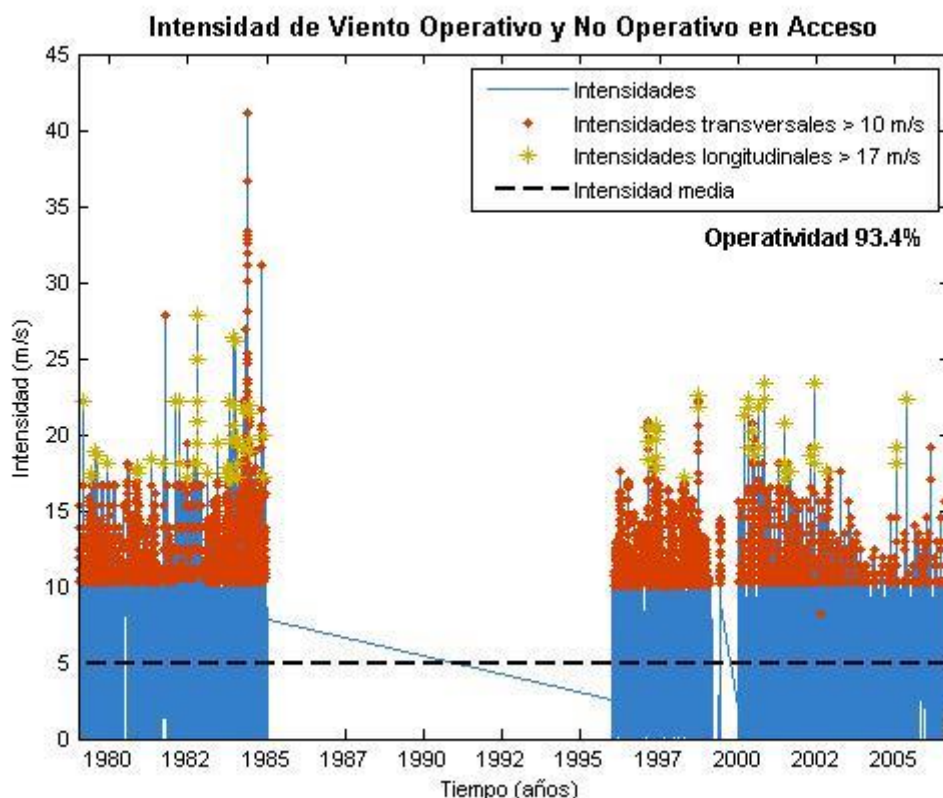


Figura 12-6- Fallos por exceso de Intensidad de viento restringido a direcciones de interés.

12.5.2 Parada operativa por rotura de oleaje en zona no resguardada

En cuanto a este modo de parada operativa, se estableció una operatividad de 95%, esto es, la parada operativa por rotura del oleaje en zonas más profundas que la de resguardo con una probabilidad de 5%.

Para este modo de parada operativa se estudian los casos en que las roturas de las olas se den a mayores profundidades que los espigones de diseño seleccionados en la sección 12.4.3. Para ello se utilizó la propagación con ley de *Snell* cuyo parámetro de condición de rotura fue calibrado con la propagación de la modelación 2D como se mostró en la sección 9.3.

Teniendo todas las anteriores consideraciones se obtienen las olas que no permiten la operatividad en el Acceso desde ambas direcciones cardinales (Este y Oeste) lo que se traduce en la no operatividad para cada una, así como también la no operatividad total como la suma de estas dos poblaciones de olas que no permiten la operatividad, en relación a la totalidad de la población de climas marítimos.

Las Figura 12-7 y Figura 12-8 muestran las características de las olas que no permiten operatividad de las costas Este y Oeste respectivamente (características del clima marítimo antes de propagar), representadas mediante la pareja altura significativa y nivel de mar, observándose claras regiones de fallo para cada caso. Se distinguen en tonos de azules las direcciones del oleaje.

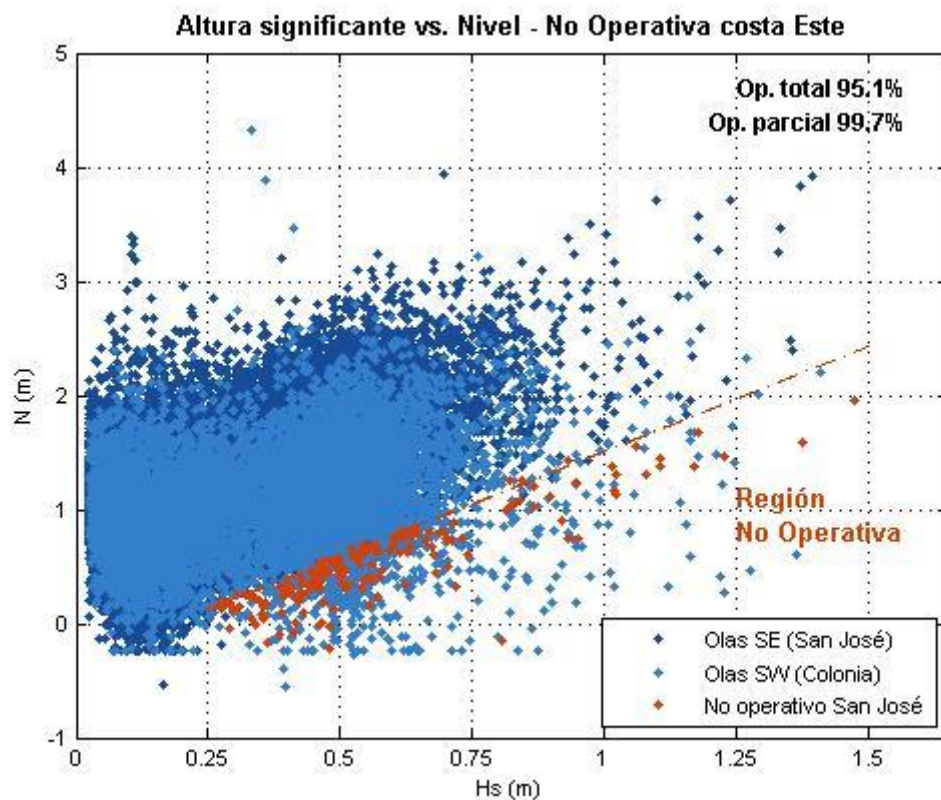


Figura 12-7- Región de fallo para la costa Este observando Altura significativa y Nivel de mar.

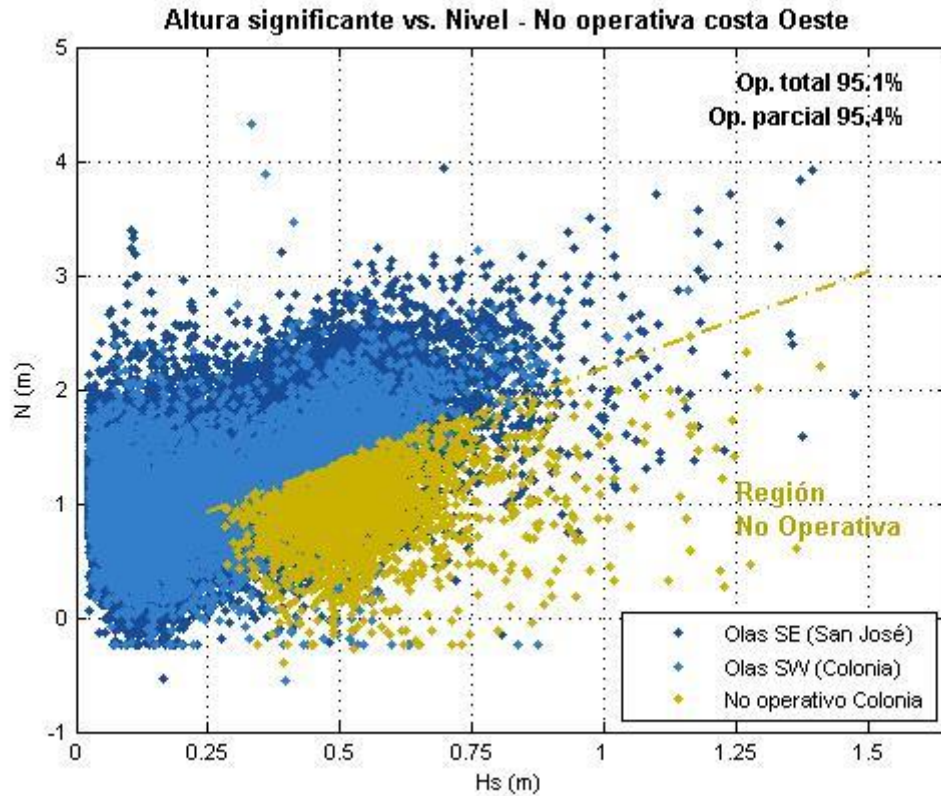


Figura 12-8- Región de fallo para la costa Oeste observando Altura significativa y Nivel de mar.

Comparando ambos gráficos, se aprecia una mayor operatividad desde las costas de San José lo que implica que el resguardo desde la cardinal Este es mayor que el que brinda el espigón Oeste (se agregan en los gráficos las operatividades que brindan cada uno de las escolleras por separado).

Estas olas fueron estudiadas según su Altura significativa, Período pico y Dirección media para poder justificar la ocurrencia de fallo y no fallo tanto a en términos generales respecto de la población total así como también dentro de las regiones de fallo identificadas según dirección de propagación del clima marítimo.

Las Figura 12-9 y Figura 12-10 muestran las características de las Alturas significantes de fallo según la ola se propague desde el Suroeste o del Sureste. Puede verse que las olas de fallo son mayores a la Altura significativa media y se distribuyen más regularmente entre alturas de 0.4 a 0.6 m para las provenientes del cuadrante Suroeste y más concentradamente en alturas de 0.5 m para las otras.

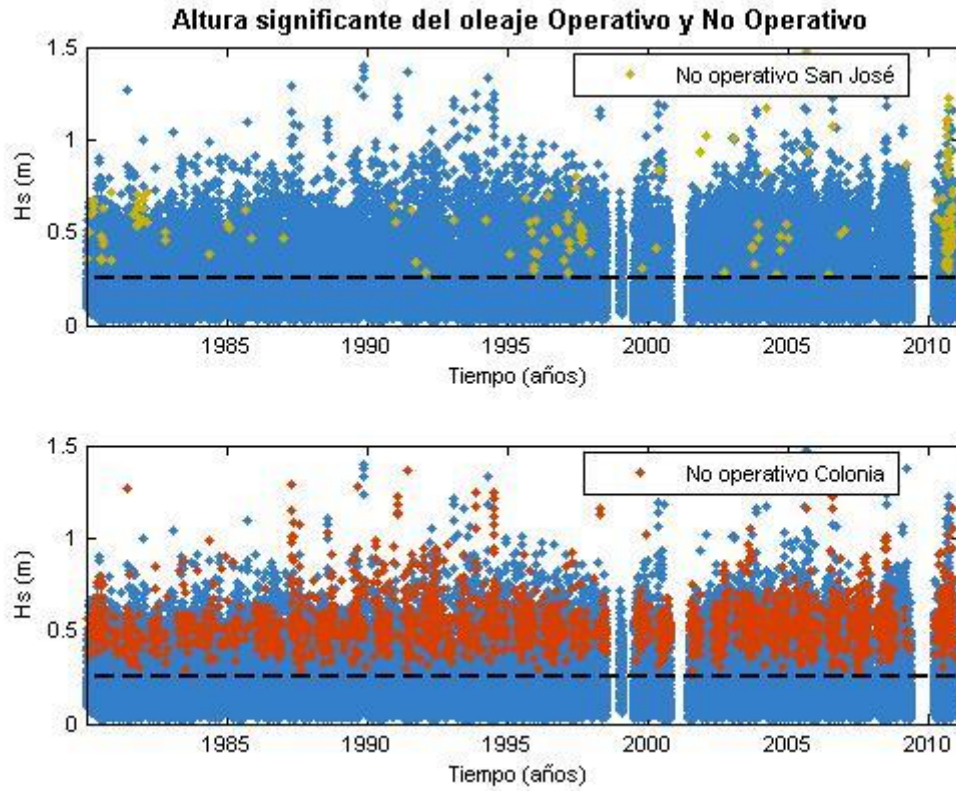


Figura 12-9- Alturas significantes de fallo y no fallo según la dirección de propagación.

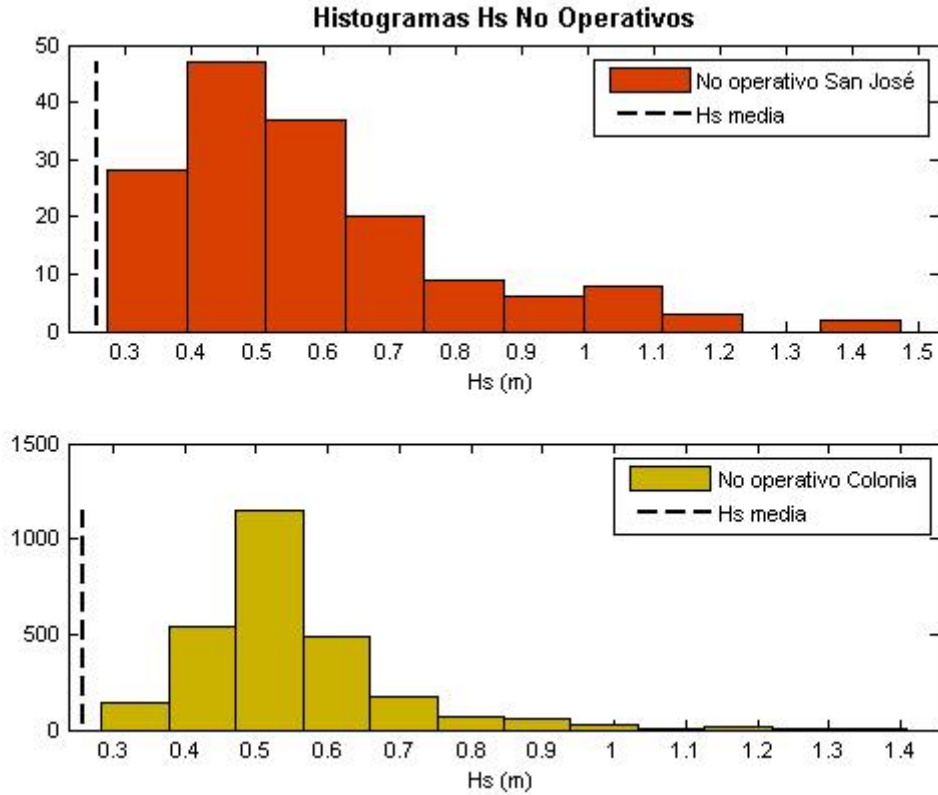


Figura 12-10- Histogramas de Alturas significantes de fallo según dirección de propagación.

En cuanto a los Períodos pico se puede ver claramente que los mismos están limitados superiormente por períodos no mayores a los 5.5 segundos, encontrándose las mayorías entre los 3 y 3.5 segundos.

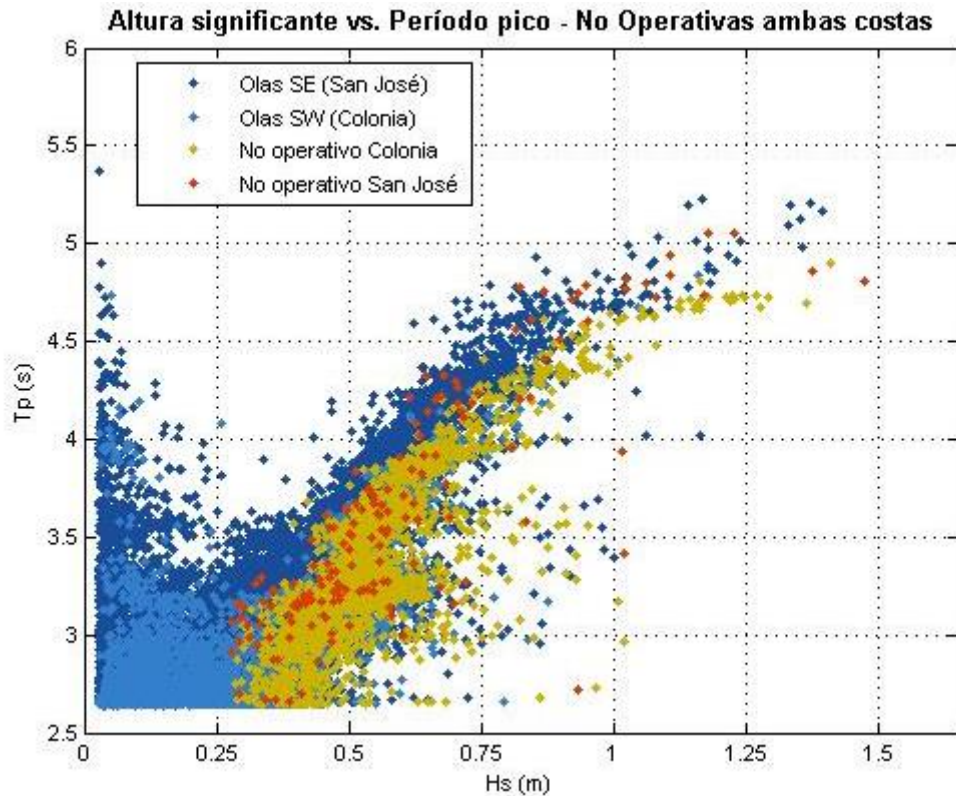


Figura 12-11- Oleaje de fallo y no fallo según Período pico y Altura significativa.

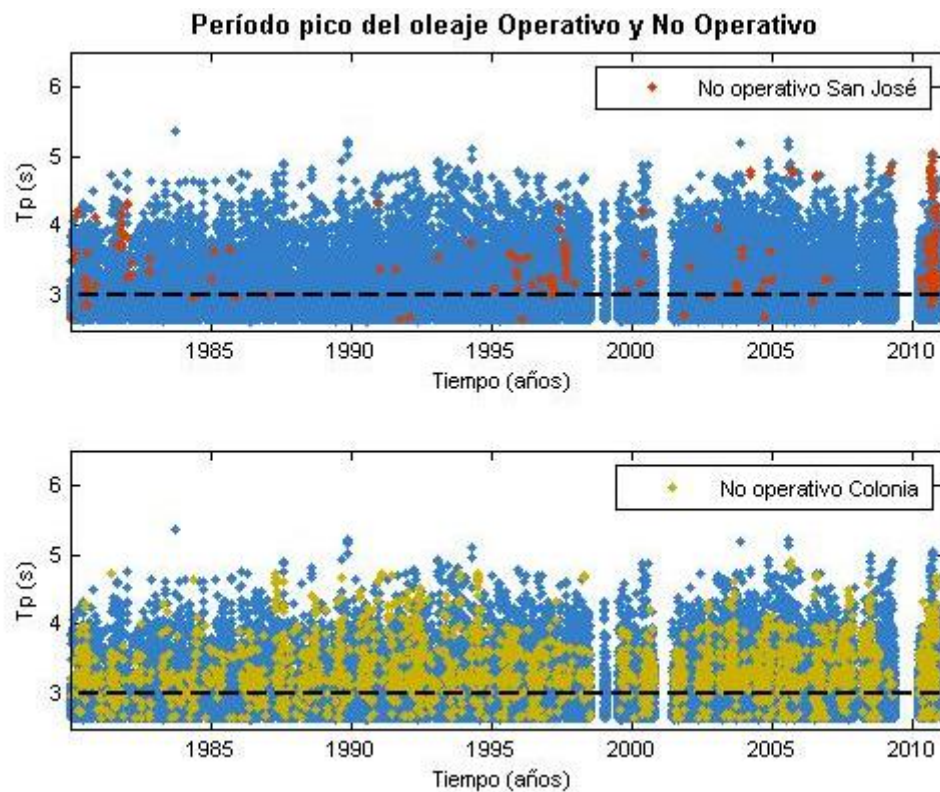


Figura 12-12- Períodos pico de fallo y no fallo según la dirección de propagación.

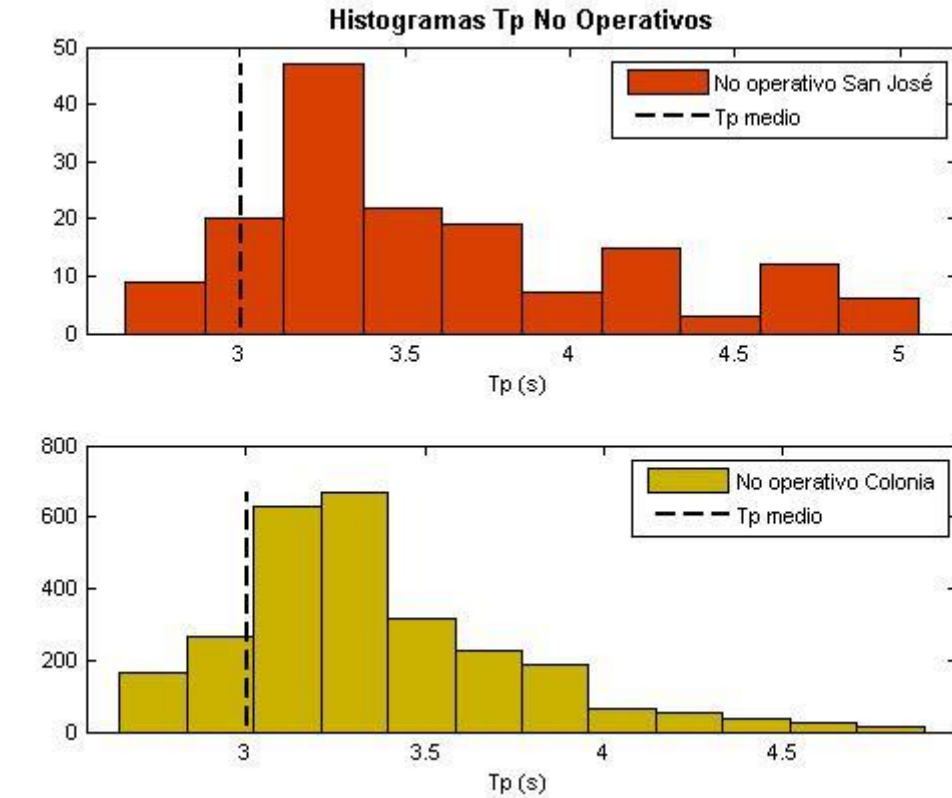


Figura 12-13- Histogramas de Período pico de fallo según dirección de propagación.

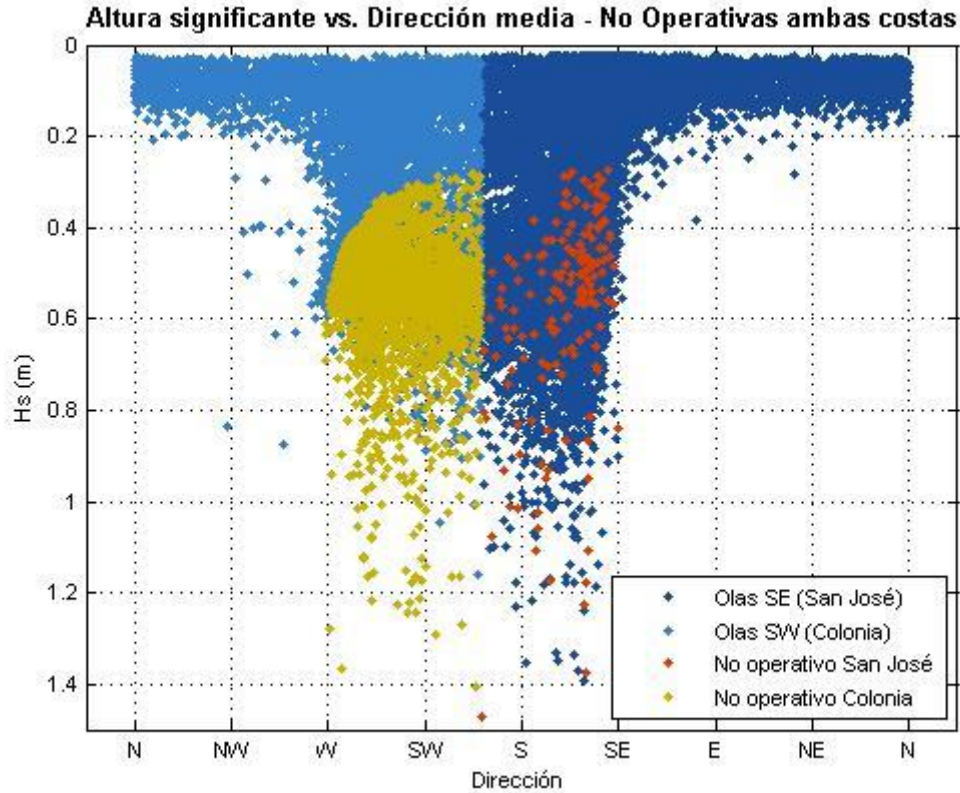


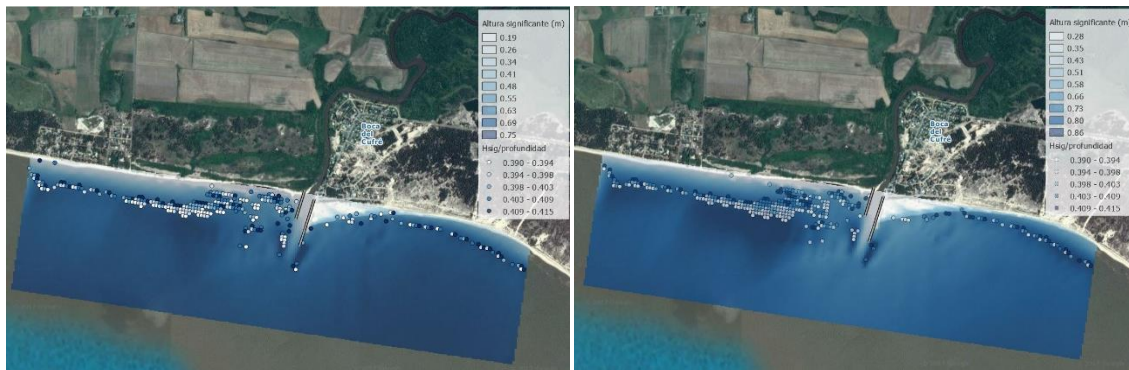
Figura 12-14- Direcciones de fallo y no fallo según la dirección de propagación.

En la anterior Figura 12-14, es destacable que las direcciones de fallo cuando la ola viene propagándose desde el cuadrante Sureste para las Alturas de ola significantes más bajas las mismas provienen desde del medio cuadrante Sureste con tendencia al Este mientras que cuando la H_s crece, esta tendencia se pierde. En cuanto al otro cuadrante, se puede ver una marcada tendencia en la relación dirección y altura significativa; dándose olas de fallo de Altura significativa menores cuanto más paralelas se ponen al canal de acceso.

La anterior caracterización permite explicar que en las regiones de no operatividad identificadas en las Figura 12-7 y Figura 12-8 se encuentren olas que no quitan operatividad al acceso, justificándose por los Períodos pico que tienen o por las direcciones cuando presentan diferente altura significativa.

Para verificar la operatividad obtenida a través de Teoría Lineal, se propagan olas extraídas de los gráficos de las Figura 12-7 y Figura 12-8, con el mismo razonamiento propuesto en el sección 9.3. Se observa en las mismas la evolución de la altura significativa con roturas a profundidades mayores a las de los espigones de diseño.

Alturas significantes de olas propagadas por modelo SWAN mirando la costa Oeste



No operativo $H_s=0.79$ $N=1.77$

No operativo $H_s=0.92$ $N=2.08$



No operativo $H_s=0.96$ $N=1.99$

No operativo $H_s=1.02$ $N=1.87$

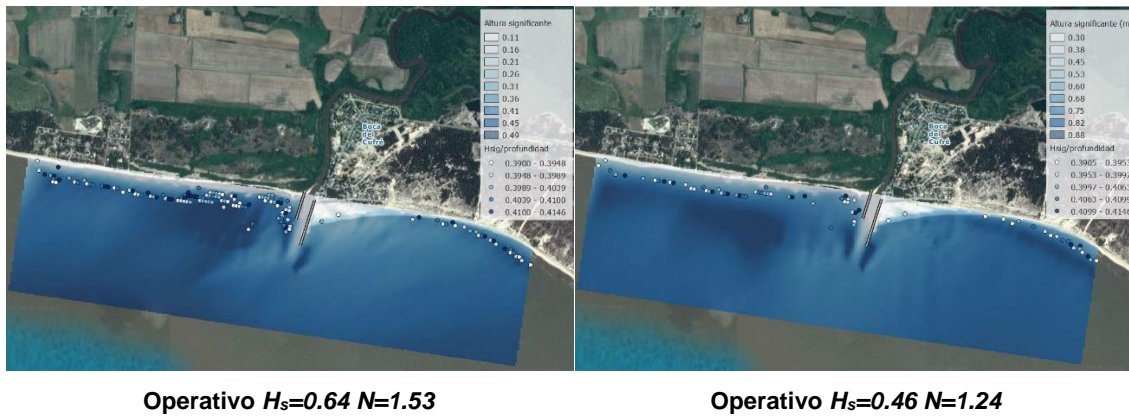


Figura 12-15- Alturas significantes de olas que inhabilitan la operatividad en la costa Oeste

Alturas significantes de olas propagadas por modelo SWAN mirando la costa Este

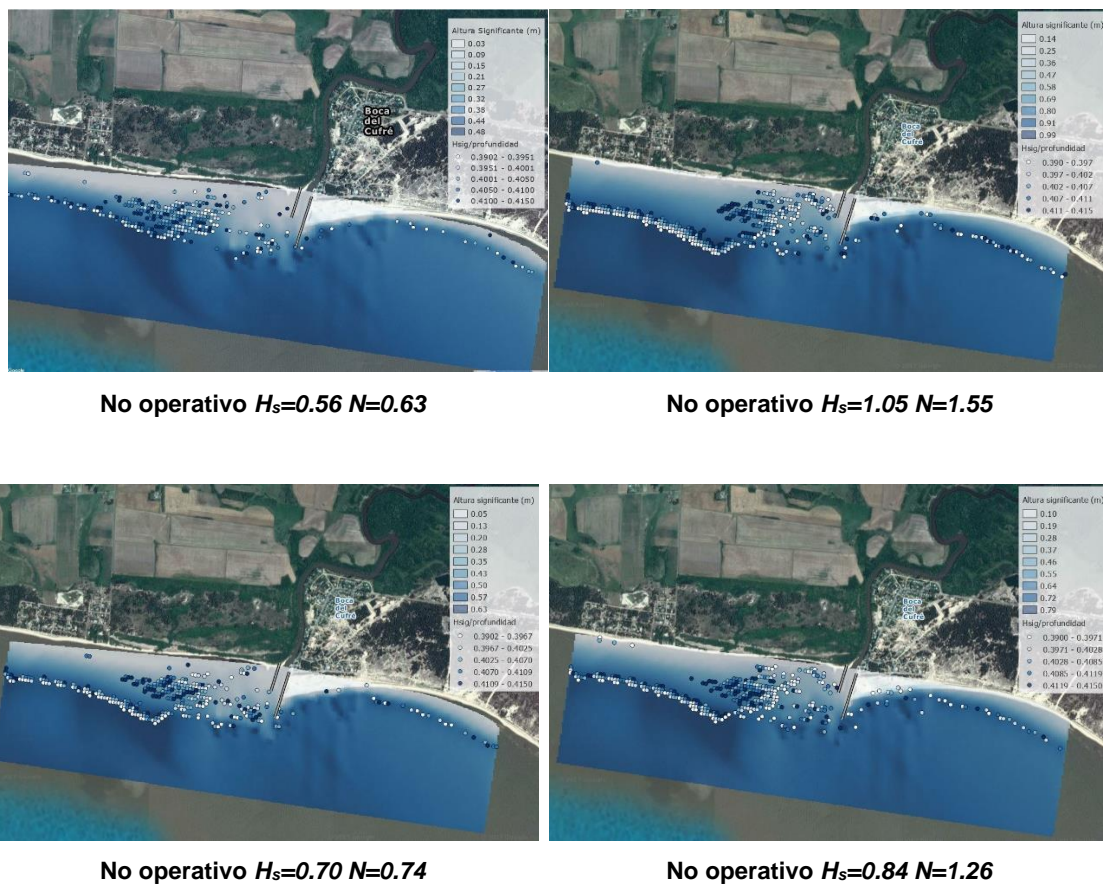


Figura 12-16- Alturas significantes de olas que inhabilitan la operatividad en la costa Este

12.6 Resumen de dimensiones en planta

Una vez determinada y estudiada la alternativa elegida se resumen las dimensiones en planta de los dos tramos.

La longitud del espigón Este es de 395 m con cota a final de morro de -0.3 m y la del Oeste de 237 m con cota final de +0.5 m ambas referidas el cero

Wharton. La longitud total del canal de acceso es de 590 m desde la desembocadura y tiene un ancho de 24 m con taludes H:V 4:1.

La separación entre ejes de espigones es de 110 m pues se debieron considerar las secciones más comprometidas para el cumplimiento de la berma mínima de 7.5 m, en donde se encuentran:

- la sección del canal con sus taludes, el talud interior del morro de la obra de estabilización Oeste y el talud interior del tronco de la obra de estabilización Este (los taludes de los troncos y morros quedan definidos en las secciones posteriores 13.2 y 13.5 respectivamente).
- la sección del morro del espigón Este y el talud Este del canal de acceso.

En la lámina L6 de Cortes de Obras de Estabilización y Canal de Acceso que se adjunta a este documento pueden verse en detalle las secciones anteriormente descriptas, que contienen:

- Sección completa del morro del espigón Oeste con sus taludes, canal de acceso y sus taludes laterales y sección completa el tronco del espigón Este.
- Sección completa del morro del espigón Este con sus taludes y sección del canal de acceso con sus taludes laterales también.

13 Dimensionamiento en alzado de las Obres de Estabilización y Canal de Acceso

En el presente apartado se presenta el dimensionamiento en alzado de las obras de estabilización y del canal de acceso y navegación.

13.1 Elección de la tipología de las obras de estabilización

En cuanto al dimensionamiento en alzado, por lo descrito en 12.1 la tipología más adecuada según lo indicado en las recomendaciones utilizadas es dique en talud sin sobrepasamiento o marginalmente sobrepasado. Se escoge, dentro de las posibles soluciones, diseñar la sección con tres mantos, la coraza, una capa filtro y el núcleo. Se considera que ambos espigones estarán expuestos a ambos lados. De esta manera queda definida la tipología como dique en talud sin sobrepasamiento con doble capa de enrocado y berma de pie. Se muestra en la Figura 13-1 una sección tipo con sus elementos representativos.

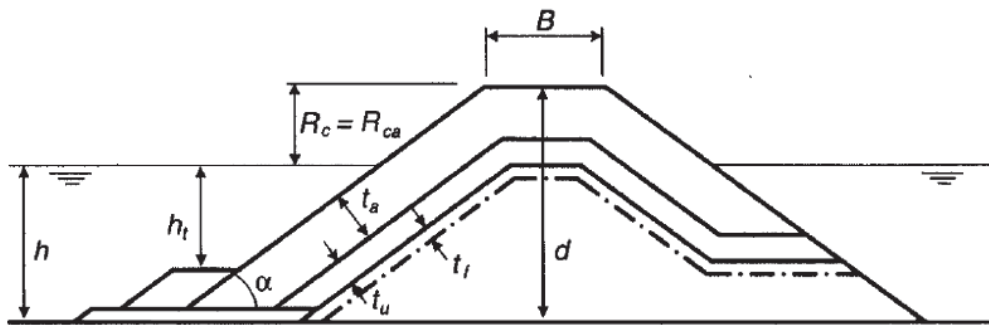


Figura 13-1- Sección tipo de dique en talud.

Siendo

- d Cota de coronamiento.
- B Ancho del coronamiento
- R_c Francobordo libre, definido como la diferencia entre el nivel del mar y la cota de coronamiento.
- h Profundidad a pie de espigón.
- h_t Profundidad de la berma de pie.
- t_a Espesor de la capa superior de la coraza
- t_u Espesor de la capa inferior de la coraza(en este caso la coraza se compondrá de una sola capa)
- t_f Espesor del filtro
- α Angulo del talud

13.2 Diseño de la sección de las obras de estabilización

La sección como ya se mencionó consta de una coraza, una capa filtro, núcleo y berma de pie en ambos taludes, por lo que resta determinar los elementos de las distintas capas y la cota de coronamiento de la estructura. Se decide construir ambos espigones con la misma sección tipo y las mismas dimensiones. Esto se justifica en el hecho que los eventos extremos que condicionan el diseño pueden darse indistintamente tanto en un espigón

como en el otro. Además el espigón Este está expuesto casi en su totalidad al oleaje en ambos lados y el Oeste a las condiciones de oleaje a un lado y a las del arroyo al otro. La sección tendrá un talud de 1V:2H ($\cot(\alpha)=2$).

13.2.1 Cota de coronamiento de la obra de estabilización

En cuanto a la cota de coronamiento, si bien en las recomendaciones se encuentran ciertas relaciones para mínimos entre el francobordo, que involucra a la misma y la altura de ola de diseño, no se hallan muchas especificaciones explícitas sobre la cota de coronamiento en sí. Por este motivo es que esta dimensión de la obra se fundamentó en criterios prácticos constructivos.

Dichos criterios se basan en que la sección será construida desde tierra y en obtener la cota para la cual se garantiza un mínimo de operatividad en la fase de construcción. De esta manera se determina la cota hallando el nivel más el run-up que garantice un 98% de operatividad de obra y que sea compatible con las características topográficas en la costa. Es decir que la cota del núcleo del espigón sea sobrepasada por nivel, por ola o por la acción de ambos agentes conjuntamente como máximo con un 2% de excedencia y que el arranque del espigón sea posible desde la costa.

Para esto se calcula la curva de permanencia de nivel más run-up para la serie conjunta de altura de ola y nivel. Es decir que al nivel correspondiente para cada paso temporal se le asocia la altura de ola correspondiente al mismo tiempo y se calcula el run-up. Esto se calcula, como primera aproximación, de la forma recomendada por el Coastal Engineering Manual ($Ru=1.5*H_s$). La curva de permanencia se muestra en la Figura 13-2

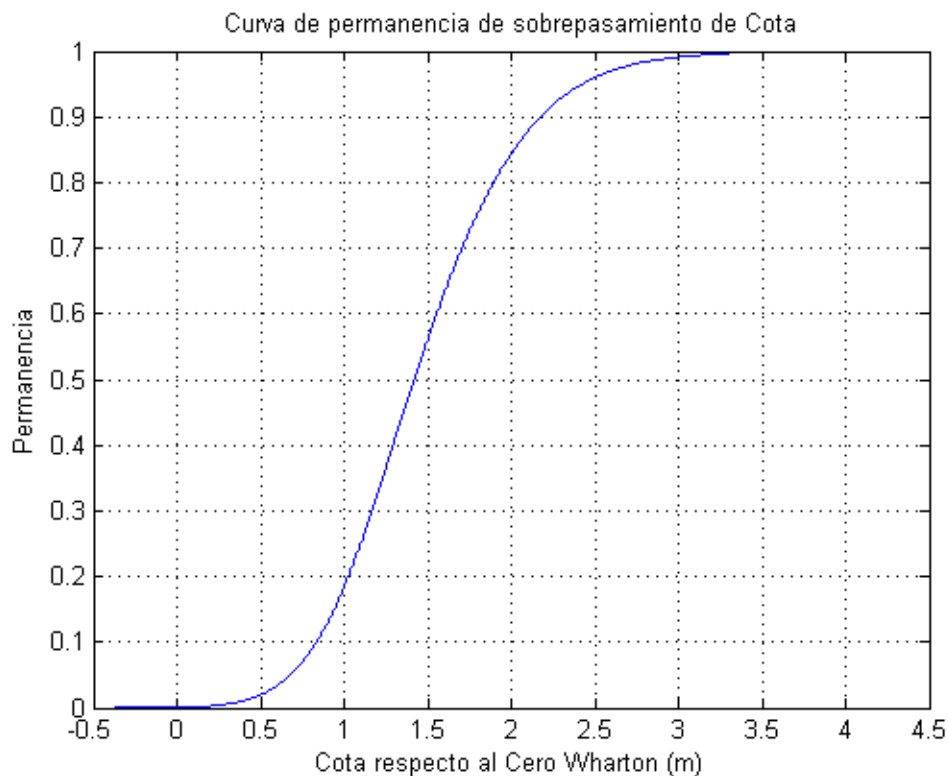


Figura 13-2- Curva de permanencia de nivel más Run up. Cota respecto al Cero Wharton.

De esta manera queda determinada la cota de coronamiento del núcleo en +2.75 m sobre el cero Wharton garantizando ambos criterios.

Una vez obtenida la cota superior del núcleo, la cota de coronamiento de la estructura queda determinada por la adición del espesor de la capa filtro y el espesor de la coraza.

13.2.2 Cálculo del overtopping

Para la fase de construcción se calcula el overtopping, que es sobrepasamiento debido a la interacción de la estructura con el oleaje. Se presenta en la Figura 13-3 la curva de permanencia del caudal medio de sobrepasamiento u overtopping por unidad de ancho. Para calcular el overtopping se utilizó la fórmula propuesta en el Overtopping Manual (2016), la cual se basa en el análisis estadístico de la cantidad de agua que pasa por encima de una estructura para un nivel y altura de ola determinado. Dicha fórmula se presenta en la Ecuación 13-1

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = a \exp\left(-\left(b \frac{R_c}{H_{m0}}\right)^c\right) \quad \text{Ecuación 13-1}$$

Siendo

q caudal específico por unidad de ancho ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$).

H_{m0} altura de ola para el momento de orden cero (m).

R_c Francobordo libre de la estructura, definido como la diferencia entre la cota de coronamiento y el nivel de mar de referencia (m).

a, b y c constantes determinadas según el tipo de estructura. Con $a = 0.1035$; $b = \frac{1.35}{\gamma_f \gamma_\beta}$; $\gamma_f = 0.4$, $\gamma_\beta = 1$; $c = 1.3$ (-)¹⁰

Como puede observarse en la Figura 13-3 si bien para la gran mayoría de los casos q toma un valor prácticamente nulo, hay determinados casos en los cuales el nivel sobrepasa la cota de coronamiento y genera un caudal por unidad de ancho mucho mayor que el admisible para transitar por la estructura (0.03 l/s/m)¹¹. Finalmente, la operatividad para la construcción con una cota de 2.75 metros sobre el cero Wharton, queda definida en 95.2%.

¹⁰ Overtopping Manual, capítulo 6.3 Tabla 6.23

¹¹ Coastal Engineering Manual Tabla VI-5-6

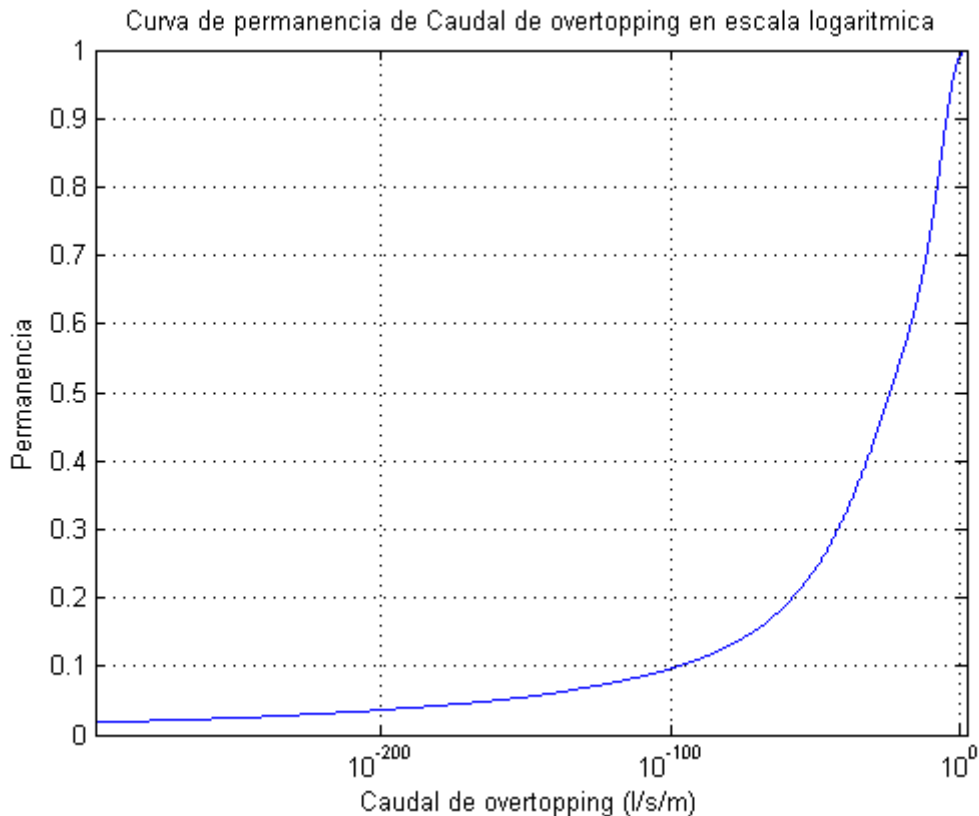


Figura 13-3- Curva de permanencia de caudal de overtopping.

13.3 Dimensionamiento de enrocado

Para el dimensionamiento del enrocado el cálculo se basa en las ecuaciones de Hudson (1959) y Van der Meer (1988). De estas se escogerá una, que oficiará de ecuación de verificación adscrita al estado límite último desestabilización hidráulica de la coraza. Dicho modo fue identificado como principal y para el mismo se define un periodo de retorno que determinara el estado de mar a utilizar en el diseño.

13.3.1 Estados de mar

La forma de definir el estado de mar de diseño como ya se dijo será por aproximación determinista-probabilista. Esta aproximación se enfoca en el agente que tenga mayor influencia en los esfuerzos sobre la estructura, que en este caso será la altura de ola. El nivel de referencia para este estado será tal que sea representativo de dicho estado y que su periodo de retorno sea lo suficientemente menor al de la altura de ola, amén de no afectar la probabilidad total del evento.

La relación entre la probabilidad de excedencia de altura de ola, durante la fase de servicio, es decir la vida útil (25 años), y su período de retorno (T_R) es:

$$p_{N,25} = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{25}$$

Por lo tanto el período de retorno para el evento que provoca el fallo es:

$$T_R = \frac{1}{1 - \sqrt[25]{1 - p_{N,25}}}$$

Cuando:

$$p_{N,25} = 0.20$$

Se tiene que:

$$T_R = 112 \text{ años.}$$

Vale aclarar que a la hora del diseño se decidió evaluar la variación de los valores de altura de ola abarcados en los rangos que definen los intervalos de confianza de cada ajuste de extremos (Pareto y GEV).

Para lograr representatividad de todos los estados de mar para dicho período de retorno, se simularon sets ficticios representativos del clima marítimo para la altura de ola correspondiente.

A tales efectos se estudió el comportamiento del periodo pico en relación a la altura de ola. De esta manera se verificó, Figura 13-4, que entre dichas variables existe una correlación a medida que aumenta la altura de ola y que dicha relación se puede aproximar a una función logarítmica. Dicha relación, que se considerará válida para alturas de ola mayores a los veinticinco centímetros, queda determinada por la Ecuación 13-2.

$$T_p = a \log(b H_s) \quad \text{Ecuación 13-2}$$

Se puede apreciar, en base a la Figura 13-4 y a lo mencionado en la caracterización de agentes, una marcada correlación entre la altura de ola y el periodo para alturas de ola elevadas. Además, para los rangos de altura de ola de interés en este análisis los periodos pico no son mayores a 7 segundos ni menores a 4.

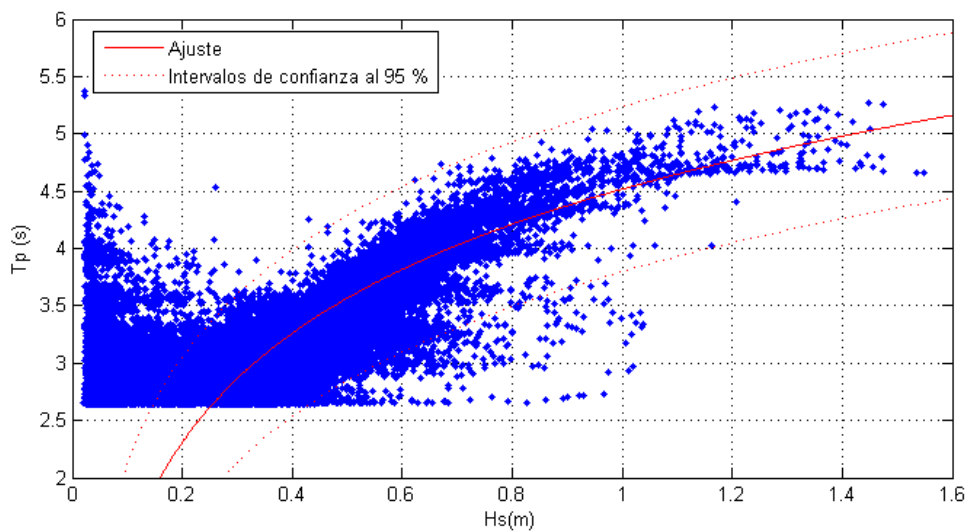


Figura 13-4- Ajuste de altura significativa y periodo pico.

En cuanto a la dirección, para el dimensionamiento se toman direcciones tanto del Sur-Sureste como del Sur-Suroeste. Esto se debe a que al propagar el oleaje no se notan cambios importantes para olas provenientes del Sur-Este o Sur-Oeste. Además vale destacar que de lo analizado en la caracterización de los agentes se aprecia que los eventos de mayor altura significativa de ola se dan tanto para oleaje proveniente del Sur-Suroeste como del Sur-Sureste. Se toman como direcciones medias representativas 160° y 230° respecto al Norte.

Contrariamente a lo mencionado en el párrafo anterior, si se encontró un gran peso del nivel del mar a la hora de propagar el oleaje. Como era de esperar para la zona, generalmente se da una gran pérdida de energía de la onda por fricción por fondo. Esto hace que la ola llega a la zona de rompiente o a la zona de estudio con menor altura que con la que arranca la propagación. Por este motivo se decidió tomar niveles representativos del estado de mar, en lugar de niveles para diferentes periodos de retorno. Se le asigna la probabilidad calculada anteriormente al oleaje ya que no se podría garantizar que las variables altura de ola y nivel fueran estrictamente independientes.

Los estados de mar se propagan en SWAN a tres puntos de cada espigón, al pie del morro, 50 y 100 metros hacia la costa en la progresiva del mismo. Se presentan los estados a propagar en la Tabla 13-1 y la propagación para la altura de ola correspondiente al ajuste GEV en la Figura 13-5.

Se aprecia en la Figura 13-5 como, para este clima de marítimo, la altura de ola toma los valores más altos en la zona del morro del espigón Este para luego repentinamente disminuir su valor. Esto indicaría que la ola rompe en esa zona y llega luego al espigón Oeste. Si bien una altura de ola menor resulta en menores tamaños de enrocado, el hecho de que la ola llegue luego de haber roto implica mayor exigencia sobre la estructura.



Figura 13-5- Resultado de la propagación del clima marítimo correspondiente a la altura correspondiente a ajuste GEV.

		Hs (m)	Tp Ajuste (s)	Direccion °		Nivel Cero Wharton (m)
				Sureste	Suroeste	
GEV	estimado	1.58	5.18	160	230	3.33
	int. Inf.	1.51	5.11	160	230	3.25
	int. Sup.	1.68	5.28	160	230	3.46
Pareto	estimado	1.64	5.25	160	230	3.41
	int. Inf.	1.46	5.06	160	230	3.18
	int. Sup.	1.83	5.42	160	230	3.64

Tabla 13-1- Clima marítimo para el diseño.

13.3.1.1 Ecuaciones de Hudson y Van der Meer

Ambas ecuaciones de extenso uso en el diseño de elementos de escolleras son utilizadas en el presente trabajo a modo de tener resultados verificables para estar del lado de la seguridad. Para ambas ecuaciones se introduce el concepto de Número de Estabilidad o *Stability Number* (N_s) el cual se define como la razón entre la altura de ola (H) y el producto de la densidad relativa sumergida (Δ) y el diámetro medio de los elementos de la coraza (D_{n50}), la ecuación se presenta a continuación, (Ecuación 13-3)

$$N_s = \frac{H}{\Delta D_{n50}} \quad \text{Ecuación 13-3}$$

Tal y como se especifica en las diferentes fuentes bibliográficas, dicho número de estabilidad puede variar dependiendo del nivel de daño admisible para la estructura.

13.3.1.2 Hudson

La ecuación desarrollada por Hudson (1953, 1959) se basa en relacionar la altura de ola, la pendiente del talud, el nivel de daño admisible y la densidad relativa del material escogido para las piezas del manto, con el peso y por ende el tamaño de los elementos de la coraza.

Luego de diversas pruebas empíricas Hudson (1953, 1959) determina que el peso de los elementos del enrocado se relaciona con las variables que se mencionan anteriormente de la forma en que se presenta la Ecuación 13-4

$$W_{50} = \frac{\gamma_{coraza} H^3}{K_D \Delta^3 \cot(\alpha)} \quad \text{Ecuación 13-4}$$

Siendo

W_{50} el peso de los elementos (KN).

γ_{coraza} el peso específico de las unidades de la coraza (KN/m³).

H la altura de ola de diseño, H_s o $H_{1/10}$ dependiendo de los parámetros utilizados (m).

K_D coeficiente relacionado al nivel de daño admisible, toma valores de 2 para olas rompiendo por profundidad y 4 para olas sin romper¹² (-).

Δ densidad relativa sumergida respecto al agua del material calculada como $\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)(-)$.

$\cot(\alpha)$ el talud de la sección (-).

Por otro lado la ecuación original puede escribirse en función de N_s , como se presenta en la Ecuación 13-5.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot(\alpha))^{1/3} \quad \text{Ecuación 13-5}$$

Las variables involucradas se fijan por diseño y las constantes pertinentes han sido tabuladas a partir de resultados empíricos realizados por Hudson (1959) y Van der Meer et.al (1991) que posteriormente fueron publicados tanto en el Coastal Engineering Manual como en el Rock Manual.

Finalmente vale puntualizar que, si bien la ecuación de Hudson presenta como primordial virtud el ser una formulación simple que relaciona los principales elementos para el dimensionamiento de las unidades de la coraza con los forzantes principales, esta simplicidad para algunos casos resulta excesiva y acarrea ciertas limitantes. Algunas de ellas son:

- No toma en cuenta la dirección ni el periodo de la ola (para el primero existen ciertas recomendaciones pero no entrarían directamente en la fórmula).
- No evalúa la duración del clima marítimo en el cual se da la ola ni la cantidad de olas actuantes sobre la estructura.
- Solamente aplica para oleaje regular.
- No hay descripción detallada del nivel de daño.
- Se puede utilizar para estructuras permeables y sin sobrepasamiento únicamente.

De todas maneras algunas de estas limitantes podrían ser consideradas dentro del coeficiente K_D , aunque esto implique un grado de especificidad bajo.

13.3.1.3 Van der Meer

La formulación propuesta por Van der Meer (1991), a diferencia de la formulación de Hudson, toma en cuenta tanto el periodo de la ola como la duración de la tormenta y la forma en la cual la ola rompe sobre la estructura. Además dicha formulación varía según las condiciones en las que se presenta la ola en relación a la profundidad, i.e. para condiciones de aguas profundas presenta una formulación y para condiciones de aguas someras otra.

Ambas formulaciones basan sus cálculos en el concepto del Número de Estabilidad (N_s), introducen el concepto de nivel de daño y definen un número de olas actuando sobre la estructura. La determinación de qué ecuación utilizar se basa en dos relaciones. La primera entre la altura de ola y la

¹² Rock Manual Capítulo 5.2

profundidad. La segunda entre la altura de ola inicial en aguas profundas y la propagada al pie de la estructura. Dichas relaciones se presentan a continuación

$$\left. \begin{array}{l} h > 3H_s \\ H_{s\ toe} > 0.9 H_{s0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Aguas profundas}$$

$$\left. \begin{array}{l} h < 3H_s \\ H_{s\ toe} < 0.9 H_{s0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Aguas someras}$$

En el caso de que se cumpla una de las relaciones y no la otra se entra en un rango en el cual ambas formulaciones son válidas y deberá escogerse una de ellas a criterio del diseñador¹³.

13.3.1.3.1 Van der Meer Aguas Profundas

La formulación para aguas profundas se define en la Ecuación 13-6 y la Ecuación 13-7

Para olas rompiendo en voluta (*plunging*, $\xi_m < \xi_{cr}$)

$$\frac{N_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad \text{Ecuación 13-6}$$

Para olas rompiendo en oscilacion (*surging*, $\xi_m \geq \xi_{cr}$)

$$\frac{N_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^P \sqrt{\cot(\alpha)} \quad \text{Ecuación 13-7}$$

Siendo

c_{pl} y c_s coeficientes determinados experimentalmente que valen 6.5 y 1 respectivamente¹⁴ (-).

P el coeficiente de permeabilidad de la estructura, 0.4 para estructura con coraza y filtro¹⁵ (-).

S_d el nivel de daño admitido¹⁶ ($S_d = \frac{A_e}{D_{n50}}$) (-). A_e es el área erosionada.

N el número de olas que actúa sobre la estructura ($N = \text{duracion} * \frac{3600}{T_m}$) (-).

ξ_m el Surf Similarity Parameter o Número de Iribarren ($\xi_m = \tan(\alpha) / \sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_m^2}}$) (-).

ξ_{cr} el valor crítico para el Surf Similarity Parameter ($\xi_{cr} = \left(\frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \sqrt{\tan(\alpha)} \right)^{\frac{1}{P+0.5}}$)

A partir de la formulación se obtiene N_s y con este se determina el D_{n50} . La forma de calcular los valores se detalla en Procedimiento de cálculo.

¹³ Rock Manual, Tabla 5.29

¹⁴ Rock Manual, Tabla 5.25

¹⁵ Rock Manual, capítulo 5 página 568

¹⁶ Rock Manual, Tabla 5.23

13.3.1.3.2 Van der Meer Aguas Someras

La formulación para aguas someras se define en la Ecuación 13-8 y Ecuación 13-9

Para olas rompiendo en voluta (plunging, $\xi_m < \xi_{cr}$)

$$\frac{N_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \xi_{s-1}^{-0.5} \quad \text{Ecuación 13-8}$$

Para olas rompiendo en oscilacion (surging, $\xi_m \geq \xi_{cr}$)

$$\frac{N_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \xi_{s-1}^P \sqrt{\cot(\alpha)} \quad \text{Ecuación 13-9}$$

Siendo

ξ_{s-1}^P el surf similarity parameter para el periodo utilizando el periodo medio a partir de la energía media del espectro (T_{s-1}) $\left(\xi_{s-1} = \tan(\alpha) / \sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_{s-1}^2}} \right) (-)$.

$H_{2\%}$ la altura de ola excedida únicamente por el 2% de las olas.

c_{pl} y c_s toman valores de 8.3 y 1.3 respectivamente en este caso¹⁷.

A partir de la formulación se obtiene N_s y con este se determina el D_{n50} . La forma de calcular los valores se detalla en Procedimiento de cálculo.

13.3.1.3.3 Procedimiento de cálculo

El procedimiento general para ambos casos es el siguiente:

1. Definir un set de parámetros de oleaje de diseño, H_s y T_m para un periodo de retorno adecuado.
2. Definir un valor aceptable para el nivel de daño (S_d).
3. Determinar el número de olas (N) que actúa sobre la estructura.
4. Determinar el Surf Similarity Parameter (ξ) o Numero de Iribarren (Ir).
5. Determinar la forma en la que rompe la ola sobre la estructura, voluta (plungin) u oscilación (surging).
6. Calcular el Número de Estabilidad (N_s).
7. Determinar el diámetro medio nominal para los elementos de la coraza (D_{n50}).
8. Verificar si se está dentro de los rangos de aplicabilidad de la formulación¹⁸.

13.3.2 Análisis de sensibilidad

Para analizar la sensibilidad a las variables correspondientes al clima de ola en el dimensionamiento se calculan con ambas formulaciones los pesos de los elementos para ambos espigones. Para ello se escogen sets de variables,

¹⁷ Rock Manual, Tabla 5.27

¹⁸ Rock Manual, Tablas 5.24, 5.26, 5.28 y 5.29

representativos de las condiciones de diseño en aguas profundas en base a lo mostrado en la sección 13.3.1.

Para obtener los resultados de las variables a pie de espigón se propaga el oleaje con SWAN. Como ya se mencionó para cada caso se propaga a tres puntos representativos, tanto para el espigón Este como para el Oeste. De esta manera para cada tramo se obtiene un tamaño de elemento de coraza, y con esto se llega a un rango de dimensiones de enrocado dentro del cual se escogerá el indicado para los elementos de la coraza.

Se muestran los resultados en la Figura 13-6 y la Figura 13-7

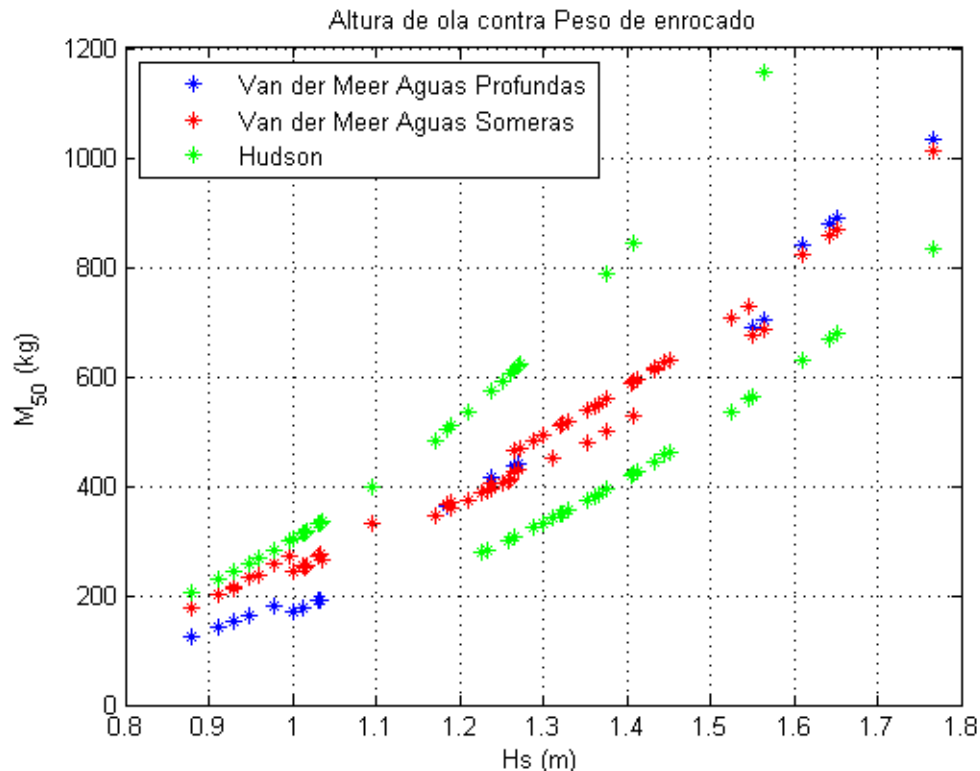


Figura 13-6- Altura de ola significativa a pie de espigón contra peso medio de los elementos de la coraza

Se puede apreciar en la Figura 13-6 y Figura 13-7 las diferencias entre las distintas formulaciones. Se observa una variación importante para la formulación de Hudson explicada mayormente por el cambio que toma K_d para una misma ola según si este rompiendo o no antes de llegar al espigón. También se observan diferencias mayores entre la formulación de Van der Meer para aguas profundas y someras para alturas de ola pequeñas, lo cual podría explicarse con que se está próximo a los límites de la formulación. Sin embargo para alturas de ola mayores se aprecia un comportamiento muy similar para las dos formulaciones. Por otro lado se constata el efecto producido por la forma de rotura de ola sobre la estructura, ya que olas con altura similar producen tamaño de enrocado diferente según estén rompiendo en voluta u oscilación sobre la obra.

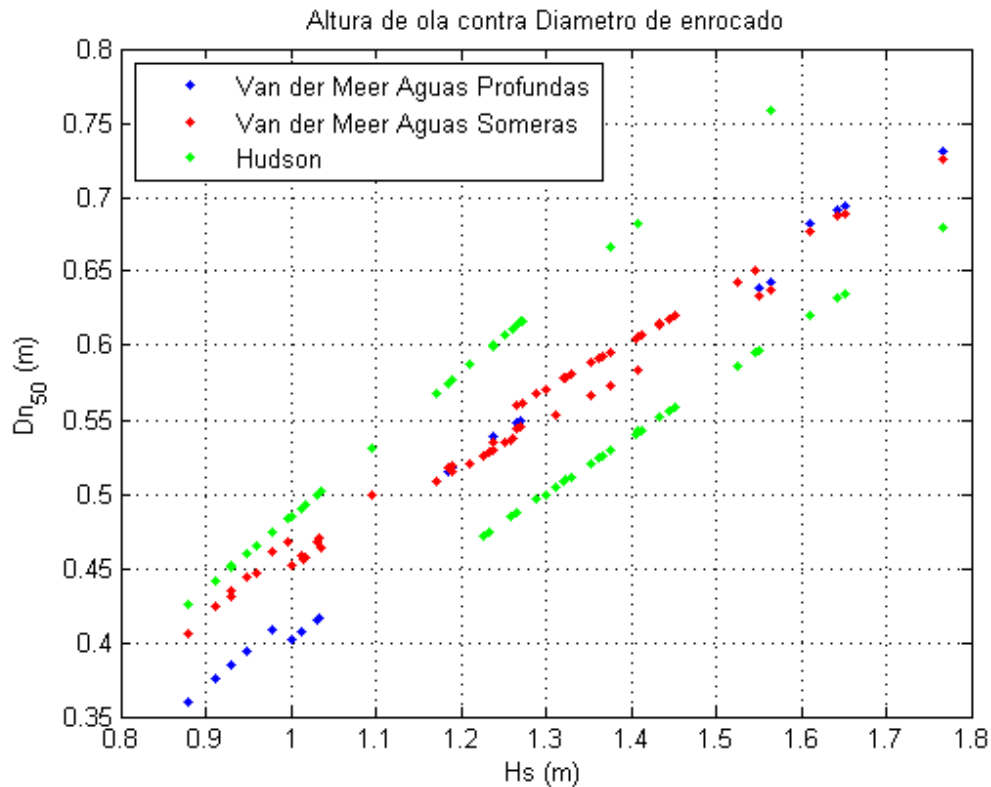


Figura 13-7- Altura significativa a pie de espigón contra diámetro medio nominal de los elementos de la coraza

Como ya se mencionó para el caso de un espigón perpendicular a la costa, se dan condiciones particulares a la hora del diseño, ya que se tiene para cada tramo una profundidad diferente y por ende una altura de ola diferente. Esto implicaría tener un tamaño de enrocado diferente en la progresiva del espigón, como se puede ver en la Figura 13-8. Esto hace que se deba escoger entre los valores obtenidos anteriormente un elemento de diseño que sea representativo, pero que no implique sobredimensionar toda la estructura. Se deberá prestar especial atención en los tramos potencialmente expuestos a condiciones más adversas.

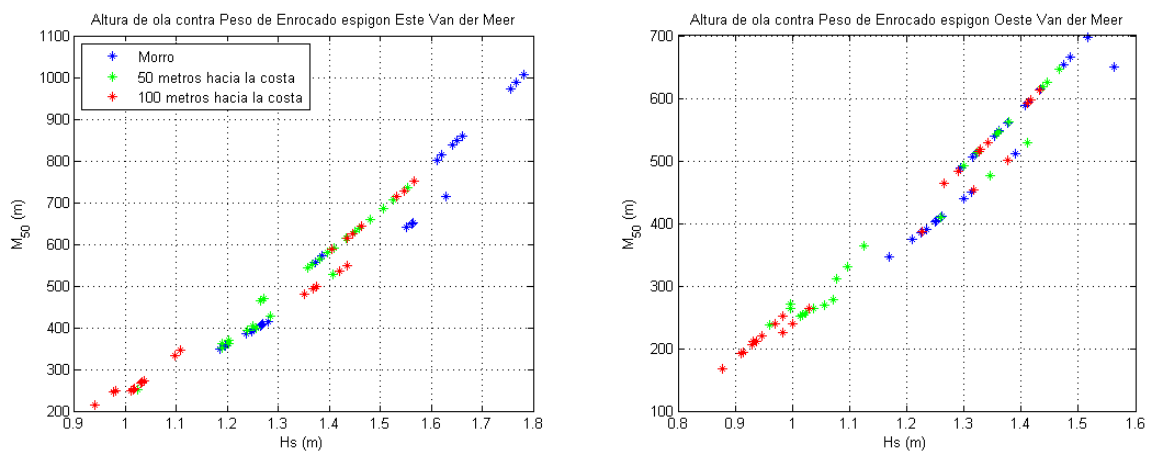


Figura 13-8- Altura significativa en la progresiva de espigón contra peso medio de los elementos de la coraza en la progresiva de espigón.

También vale remarcar que para cada espigón se obtienen dimensiones de enrocado diferentes, como se aprecia en la Figura 13-9. Si bien esto es claro, como ya se dijo se opta por dimensionar ambos espigones con las mismas características. Esto se debe a que por más que se den alturas de ola menores en el espigón Oeste, estas olas en su mayoría estarán rompiendo justo antes de llegar a la estructura, por lo que producirían mayores solicitaciones sobre la misma. El efecto de las olas que ya rompieron solo se contempla en la ecuación de Hudson.

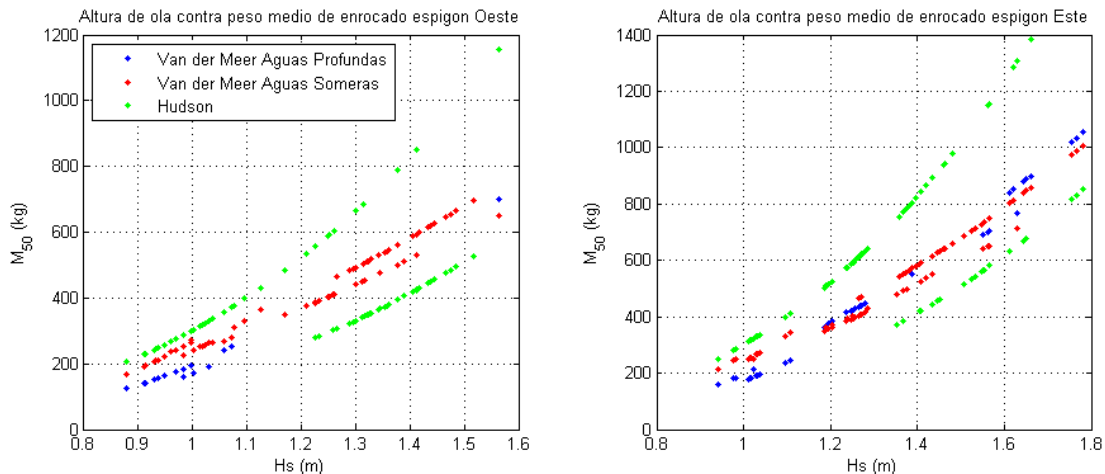


Figura 13-9- Altura significativa a pie de espigón contra peso medio de los elementos de la coraza. Izquierda espigón Oeste, derecha espigón Este

Luego del análisis se llega a que los resultados correspondientes a la altura de ola con periodo de retorno de 112 años estimada con la distribución GEV se consideran adecuados para el dimensionamiento de los elementos. De esta manera se tiene una altura de ola de 1.58 metros, un periodo pico de 5.18 segundos y un nivel del Rio de la Plata de 3.33 metros sobre el cero Wharton. Se considera la ola propagada hasta el pie del morro del espigón.

Los resultados se presentan en la Tabla 13-2.

Van der Meer Aguas Profundas		Van der Meer Aguas Someras		Hudson	
M50 (Kg)	Dn50 (m)	M50 (Kg)	Dn50 (m)	M50 (Kg)	Dn50 (m)
689	0.64	674	0.63	564	0.60

Tabla 13-2- Resultados para los elementos de la coraza.

Se aprecia que se da la condición de transición donde aplican ambas formulaciones de Van der Meer. Por otro lado según la propagación la ola aun no rompió al llegar al morro y Hudson toma valores menores. Finalmente se decide utilizar la formulación de Van der Meer para aguas profundas por ser la que da un mayor tamaño de enrocado.

13.3.3 Dimensionamiento de los elementos de la coraza

Una vez realizado el análisis de sensibilidad se procede a dimensionar las unidades de la coraza que serán las que condicionen a su vez las unidades del resto de las capas.

Como ya se mencionó se determina el tamaño del enrocado de la coraza siguiendo la formulación de Van der Meer para aguas profundas, obteniéndose

$$D_{n50} = 0.64 \text{ m}$$

$$M_{50} = 689 \text{ kg}$$

Se determina el espesor de la coraza que estará dado por la Ecuación 13-10, según recomendación del Rock Manual y el Coastal Engineering Manual

$$t_a = 2k_n D_{n50} \quad \text{Ecuación 13-10}$$

Con $k_n = 1$ según las mismas recomendaciones se tiene que

$$t_a = 1.28 \text{ m}$$

Los elementos de las demás capas se dimensionan en función de los elementos de la coraza. A continuación, Figura 13-10 y Tabla 13-3, se presentan las relaciones y los valores umbrales.

Capa	Peso de elemento	Graduación %
Coraza	W	125 a 75
Filtro	W/10	130 a 70
Núcleo	W/200 a W/4000	170 a 30

Tabla 13-3- Relaciones entre peso de elementos y graduación por capa. Fuente Coastal Engineering Manual.

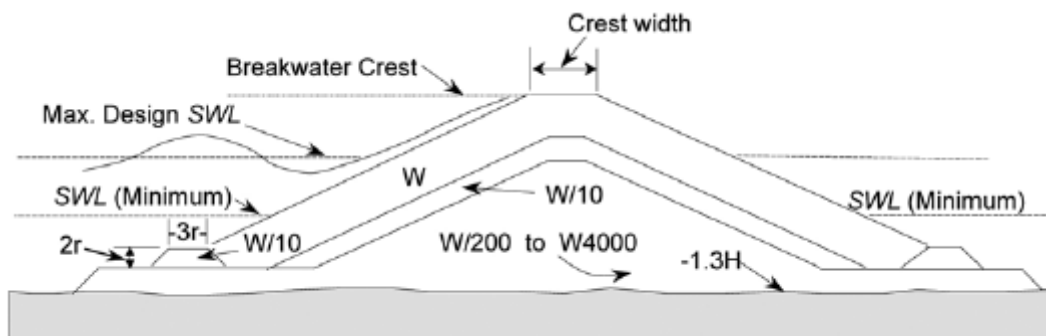


Figura 13-10- Valores umbrales para las distintas capas. Extraído del Coastal Engineering Manual.

De esta manera los pesos para los elementos de la coraza quedan comprendidos entre 861 kg y 516 kg.

Finalmente se define la cantidad de elementos por unidad de área para la coraza de acuerdo a las recomendaciones del Coastal Engineering Manual

$$\frac{N_{piezas}}{A} = 2k_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100}\right) \left(\frac{\gamma_{coraza}}{W_{50}}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Ecuación 13-11}$$

Con una porosidad ($P\%$) y un coeficiente k_{Δ} de acuerdo a lo recomendado por el Coastal Engineering Manual¹⁹ se llega a

¹⁹ Coastal Engineering Manual, Tabla VI-5-51

$$\frac{N_{piezas}}{A} = 3.12 \text{ piezas por unidad de área}$$

13.3.4 Dimensionamiento de los elementos del filtro

Para el dimensionamiento de los elementos del filtro según lo recomendado tanto en el Rock Manual como en el Engineering Coastal Manual, simplemente se debe tomar la relación definida entre el elemento medio del filtro y la coraza. Para los valores recomendados²⁰, se tiene

$$D_{n50f} = 0.30 \text{ m}$$

$$M_{50f} = 69 \text{ kg}$$

Además se debe tener especial precaución en la granulometría escogida para esta capa ya que es la encargada de que el material fino del núcleo no se escape entre los espacios conformados entre las unidades del enrocado, es decir evitar que el núcleo se lave. Para esto se debe cumplir

$$\frac{D_{15filtro}}{D_{85Nucleo}} < 4$$

$$\frac{W_{50filtro}}{W_{50Nucleo}} < 20$$

$$\frac{D_{15filtro}}{D_{15Nucleo}} > 4$$

$$\frac{D_{60filtro}}{D_{10filtro}} < 10$$

El peso de los elementos del filtro queda comprendido entre 48 kg y 90 kg.

Para el espesor de la capa filtro se tiene la siguiente relación

$$t_f = 1.5 D_{n50}$$

$$t_f = 0.96 \text{ m}$$

13.3.5 Dimensionamientos de los elementos del núcleo

Análogamente se dimensionan los elementos del núcleo.

Para las relaciones propuestas por el Rock Manual y el Coastal Engineering Manual se tiene

$$D_{n50} = 0.10 \text{ m}$$

$$M_{50} = 3 \text{ kg}$$

Por lo que los elementos del núcleo irán de 6 a 17 cm.

13.4 Diseño de la berma de pie

Para la berma de pie las consideraciones radican principalmente en la profundidad a la altura del pie del espigón. Esto hace que para el caso en que

²⁰ Rock Manual, ecuaciones 5.192 y 5.193

el espigón este perpendicular a la costa o en una dirección similar se deba estudiar el caso más exigente.

Esta consideración implica que la berma de pie cuente con un espesor de al menos dos elementos de la coraza (1.28 metros) y un ancho de 2 metros, según el Rock Manual.

Se prevé un mejoramiento del suelo bajo ambas bermas de pie con elementos que tengan características similares al filtro, de manera de minimizar problemas de erosión.

13.5 Diseño del morro

La sección correspondiente al morro tiene la particularidad de que cualquiera sea el oleaje incidente siempre tendrá una región donde el mismo será perpendicular a la estructura, esto provoca que los elementos del morro sean los más castigados.

Para atenuar el efecto mencionado se pueden tomar dos precauciones, que el tamaño de los elementos del morro sean de mayor tamaño que los del tronco, que el talud se diseñe con una pendiente más tendida. En el caso de estudio se opta por el segundo.

De esta manera se prevé que la pendiente en la zona del morro sea 1V:3H manteniendo el tamaño del enrocado.

13.6 Verificación de las dimensiones de diseño

Una vez establecido el espesor de cada manto se está en condiciones de calcular la cota de coronamiento de la estructura. La misma queda determinada por la suma de los espesores correspondientes a la coraza y al filtro en el coronamiento más la cota definida para el núcleo. De esta manera se tiene,

$$Cota\ Coronamiento = Cota\ Nucleo + t_a + t_f$$

$$Cota\ Coronamiento = 2.75\ m\ Wharton + 1.28 + 0.96$$

$$Cota\ Coronamiento = 4.99\ m\ Wharton$$

A efectos prácticos constructivos la cota de coronamiento será fijada en +5 metros sobre el cero Wharton.

13.6.1 Cálculo del overtopping

Como se mencionó anteriormente una vez que se define la cota de coronamiento se debe volver a calcular el overtopping, pero en este caso para la vida útil del emprendimiento. Se presenta en la Figura 13-11 la curva de permanencia de overtopping para cota de coronamiento +5.0 metros sobre el cero Wharton.

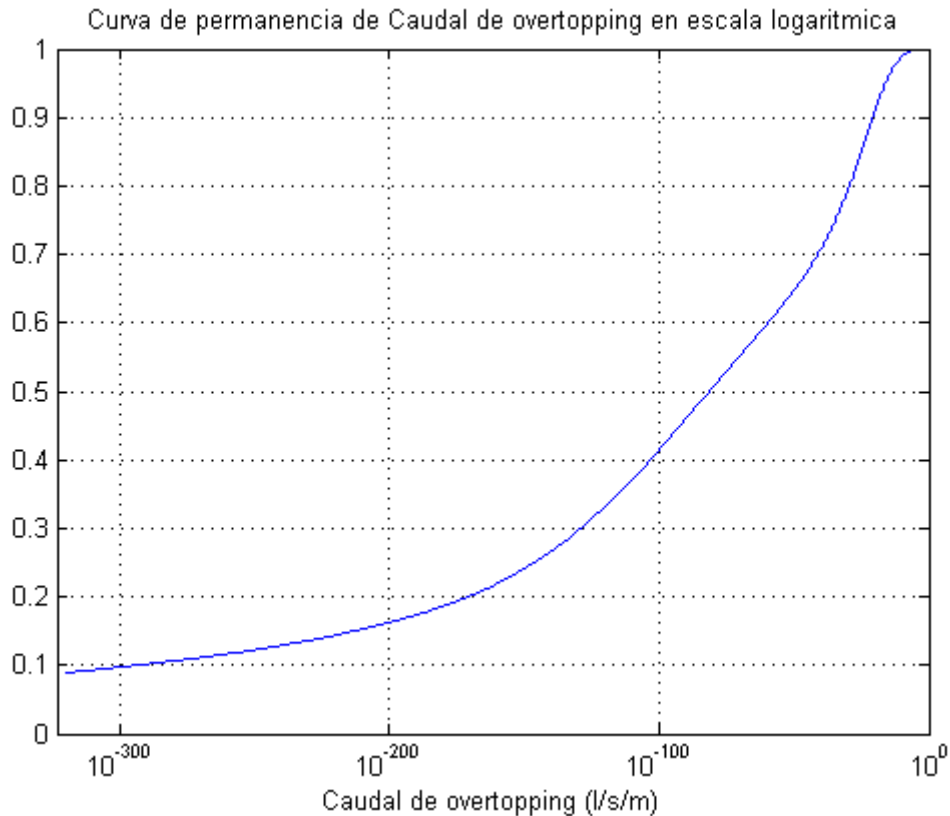


Figura 13-11- Curva de permanencia de caudal de overtopping para la cota de coronamiento de la estructura.

Se observa que los casos en los que se presenta sobrepasamiento son escasos. El caudal de overtopping está dentro de lo admisible para transitar por la estructura (0.03 l/s/m)²¹ en un 99.99% del tiempo.

13.7 Criterios geotécnicos

Los criterios geotécnicos serán determinados y estudiados según lo expreso en la ROM 0.5-05 Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias, mas no será parte de lo desarrollado en el presente proyecto de fin de grado. Por otro lado vale remarcar que según las mismas recomendaciones los modos de fallo geotécnicos son considerados secundarios frente a los modos de fallos hidráulicos.

13.8 Calado del canal de acceso

El diseño del canal de entrada se basará en lo antes expuesto para el canal interior y zona de atraque.

De acuerdo a lo expuesto en la sección de calado en el atraque (10.6.2) la profundidad necesaria para una navegabilidad segura es de 2.85 metros. Según la operatividad de dicho tramo, la cota de fondo debía estar a -2.71 m respecto del Wharton. En este caso se deberá agregar un resguardo por oleaje de 0.5 m, por lo tanto la cota máxima de fondo del canal de navegación será de -3.21 m.

²¹ Coastal Engineering manual parte VI capitulo 5

13.9 Resumen de dimensiones en alzado

Una vez determinadas las dimensiones en alzado, se resumen a continuación los puntos más relevantes.

Ambos espigones tendrán la misma sección tipo y cota de coronamiento. Como ya se mencionó la tipología determinada es dique en talud marginalmente sobrepasado con tres capas y berma de pie a ambos lados.

El talud del tronco será de 2H:1V mientras que para el morro se determina un talud de 3H:1V.

Las tres capas quedan conformadas por la coraza, filtro y núcleo. Se consideran ambos espigones expuestos a ambos lados por lo que las capas abarcan ambos lados de la sección. Las principales características se detallan a continuación.

Coraza

- $M_{50}=689$ kilogramos
- $D_{n50}=0.64$ metros
- Espesor=1.28 metros

Filtro

- $M_{50}=69$ kilogramos
- $D_{n50}=0.30$ metros
- Espesor=0.96 metros

Núcleo

- $M_{50}=3$ kilogramos
- $D_{n50}=0.10$ metros

La cota de coronamiento de las obras de estabilización queda definida en +5.00 metros sobre el cero Wharton.

El ancho del pie será de 2 metros y tendrá una espesor de 1.28 metros.

Se prevé un mejoramiento del suelo bajo ambas bermas de pie con material de las mismas características del filtro.

Los detalles se presentan en láminas L6 y L7.

14 Análisis de la respuesta de la línea de costa y mantenimiento requerido

En este capítulo se presenta la respuesta de la línea de costa frente a la obra de estabilización diseñada. Se analiza la acumulación de sedimento así como la erosión generada y se estudia en detalle la necesidad de dragado y su consecuente deposición.

En la sección 8 se mostró la calibración del modelo y se hizo énfasis en la mala representación de la erosión en la playa de Colonia próxima al arroyo. La dinámica del arroyo sin ninguna estructura que defienda a la playa de Colonia de ésta genera gran dificultad al momento de simular la respuesta de la misma ante tales fenómenos con un modelo tan simplificado como el modelo de una línea, tanto es así que la calibración se basa en resultados de la zona Este del espigón existente. En el presente capítulo se discuten resultados de respuesta al Oeste del espigón, apoyándose en que la presencia de un espigón Oeste elimina en gran parte la influencia de un arroyo que no se puede simular en el modelo, dando mayor credibilidad a los resultados de la zona.

Como se indicó en capítulos anteriores, para calcular la necesidad de dragado se supone que el canal de resguardo, desde el final de la escollera más corta hasta la profundidad de cierre, capta un 100% del sedimento que atraviesa las escolleras Este y Oeste y además el sedimento generado por el arroyo. Esta hipótesis se asume basándose en las hipótesis del modelo de una línea, que considera solamente el transporte litoral y además asume que este se mueve en una región comprendida entre la línea de costa y la profundidad de cierre. Al no considerar un movimiento de sedimento transversal a la costa, y además sin conocer los efectos de la dinámica del arroyo, no se puede asumir a priori un movimiento de sedimento hacia aguas arriba del arroyo por lo cual se toma como límite del área de sedimentación la escollera más corta. Resulta evidente ante estas hipótesis que se está asumiendo un área de deposición de sedimento posiblemente inferior a la real, por lo cual se estará considerando una altura de deposición potencial. El largo de la zona de sedimentación para la alternativa seleccionada resulta en 380 m.

En la Figura 14-1 se muestra el sedimento acumulado anualmente en el canal de navegación y también la tasa media anual de sedimento acumulado:

$$Tasa\ media\ anual = 3219\ m^3$$

Además se muestran los gráficos correspondientes al sedimento proveniente del Este y del Oeste (Figura 14-2). Se observa que el sedimento proveniente del Oeste es despreciable ante el sedimento proveniente del Este lo cual era de esperar debido a que el oleaje predominante tiene dirección Sureste y a que dado que el Oeste de la escollera es la zona erosionada, la línea de costa retrocede, disminuyendo de esta forma la fracción de sedimento que atraviesa la escollera.

El sedimento acumulado anualmente en el canal se calcula en primera instancia como en el capítulo de análisis de alternativas, no se le introduce el

sedimento dragado por mantenimiento del canal a la zona erosionada. Esto es porque a priori se desconoce la cantidad de sedimento y la frecuencia con la cual se debería introducir. Es razonable pensar que al ingresarle sedimento a la zona erosionada el transporte de sedimento que ingresa al canal por el Oeste varía, debido a que cambia la configuración de la línea de costa a diferentes tiempos. Esto es así efectivamente, pero siendo este transporte casi despreciable frente al sedimento que atraviesa la escollera Este, el cambio en las tasas de sedimentación acumulado anualmente se puede considerar despreciable, de forma que la variabilidad se puede analizar a partir de los resultados anteriores sin depender de la frecuencia con la que se está reingresando sedimento al Oeste.

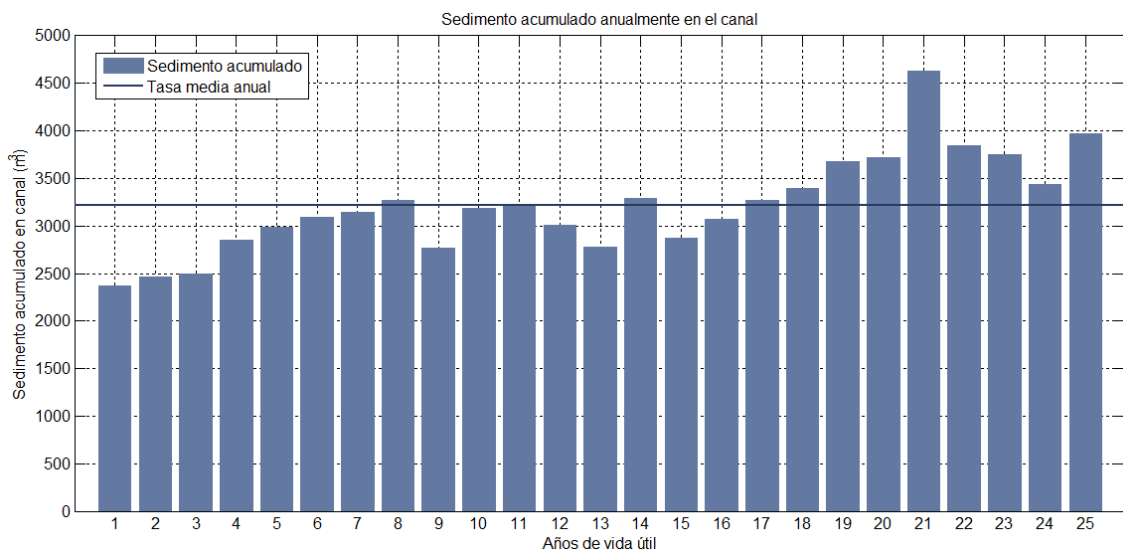


Figura 14-1-Sedimento acumulado anualmente en el canal suponiendo que el canal de sobredragado capta el 100% del sedimento proveniente del Este, Oeste y del arroyo.

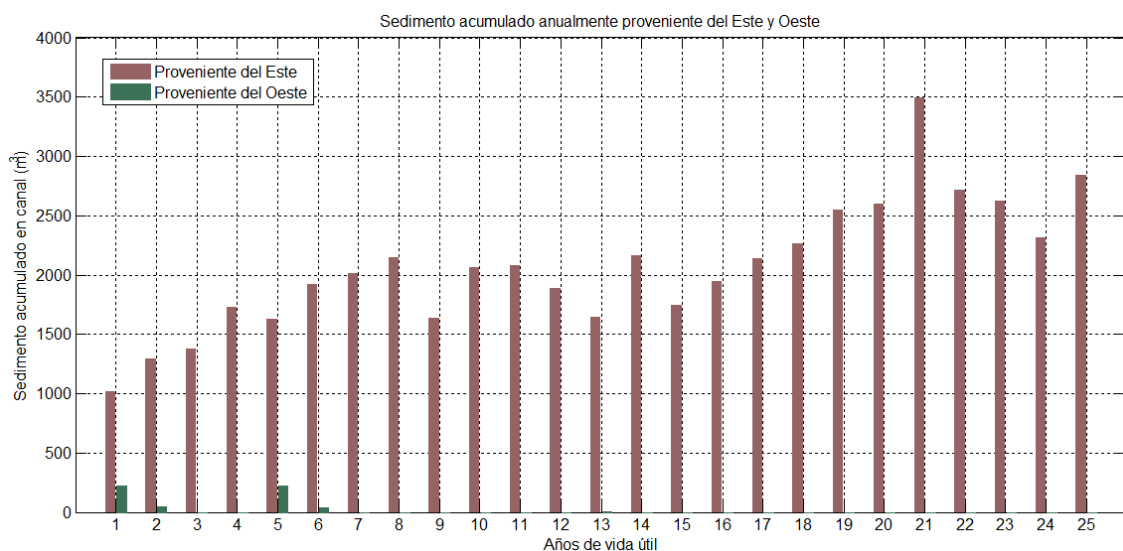


Figura 14-2-Sedimento acumulado anualmente en el canal proveniente del Este y del Oeste.

Respecto a la variabilidad de la tasa de acumulación de sedimento en el canal se observa una tendencia de la misma a aumentar y varían desde 2400 m³ aproximadamente hasta más de 4500 m³.

En cuanto a la necesidad de dragado, de tal variabilidad se desprende que la frecuencia de dragado para poder mantener el canal en condiciones puede aumentar a fines de la vida útil. En la Tabla 14-1 se muestran para diferentes frecuencias de dragado, el sobredragado necesario para cada caso y el volumen a dragar suponiendo que el sedimento se acumula a razón de la tasa de sedimentación media calculada anteriormente.

Como se explicó en las secciones anteriores la altura de sobredragado se calcula considerando el volumen de sobredragado como la continuación en profundidad del canal de navegación, conservando los mismos taludes laterales. A continuación se realiza un análisis considerando que se draga cada 3 años, por lo cual el canal de sobredragado presenta una altura de 1,4 m.

Frecuencia de dragado (años)	Volumen a dragar (m3)	Sobredragado necesario considerando tasa media (m)
2	6438	0,8
3	9657	1,4
4	12876	2,3

Tabla 14-1-Sobredragado necesario para diferentes frecuencias de dragado suponiendo tasa de acumulación anual media.

En las Figura 14-3, Figura 14-4, Figura 14-5 y Figura 14-6, se muestra la respuesta de la línea de costa cuando se le introduce el caudal dragado cada aproximadamente 3 años a la zona erosionada. Un detalle importante a resaltar de los gráficos de respuesta de la línea de costa, es que a diferencia que en el caso simulado para la escollera con el recorte de 140 m, dentro del periodo simulado el modelo conserva aceptablemente la curvatura.

En la Tabla 14-2 se presenta la acumulación de sedimento al Este de la escollera, el avance de la línea de costa contra la misma y el máximo retroceso de la zona erosionada. De la Figura 14-2 se desprende que el sedimento acumulado en el canal está dominado por el sedimento que atraviesa la escollera Este, y a medida que la línea de costa contra la escollera avanza, como muestra la tabla, la fracción de sedimento que atraviesa la escollera es mayor generando así más acumulación en el canal.

	Sedimento acumulado al este de la escollera (m3)	Avance de línea de costa contra la escollera Este (m)	Retroceso máximo al Oeste de la escollera (m)
10 años	84.610	31	50
15 años	111.882	26	49
20 años	152.673	32	50
25 años	190.358	39	58

Tabla 14-2-Sedimento acumulado al Este de la escollera, avance de la línea de costa contra la escollera Este y retroceso máximo de la zona erosionada respecto a la condición inicial.

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufré

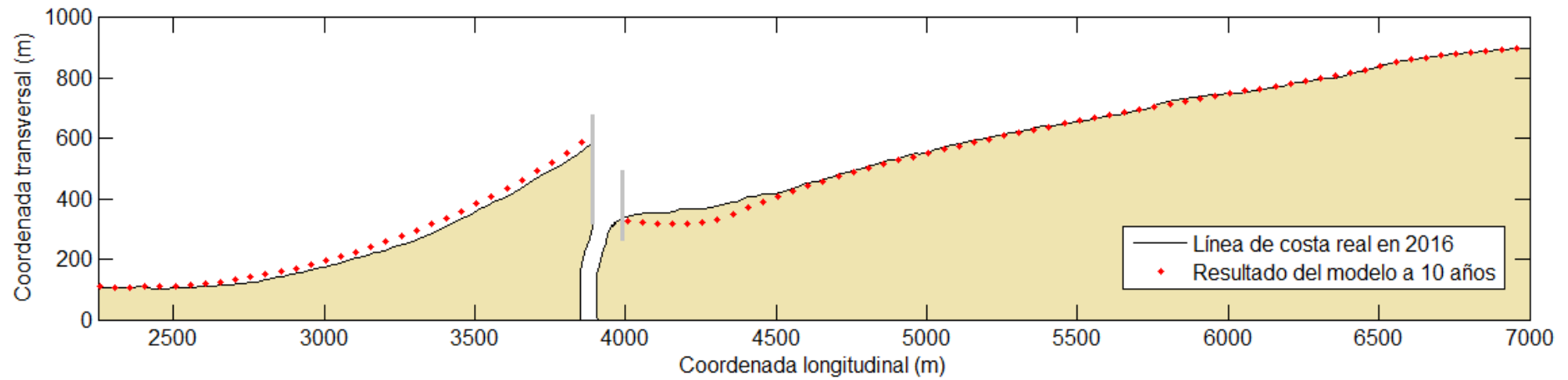


Figura 14-3- Respuesta de la línea de costa ante la construcción de una longitud de escollera Este de 385 m y una longitud de escollera Oeste de 237 m a los 10 años de construido.

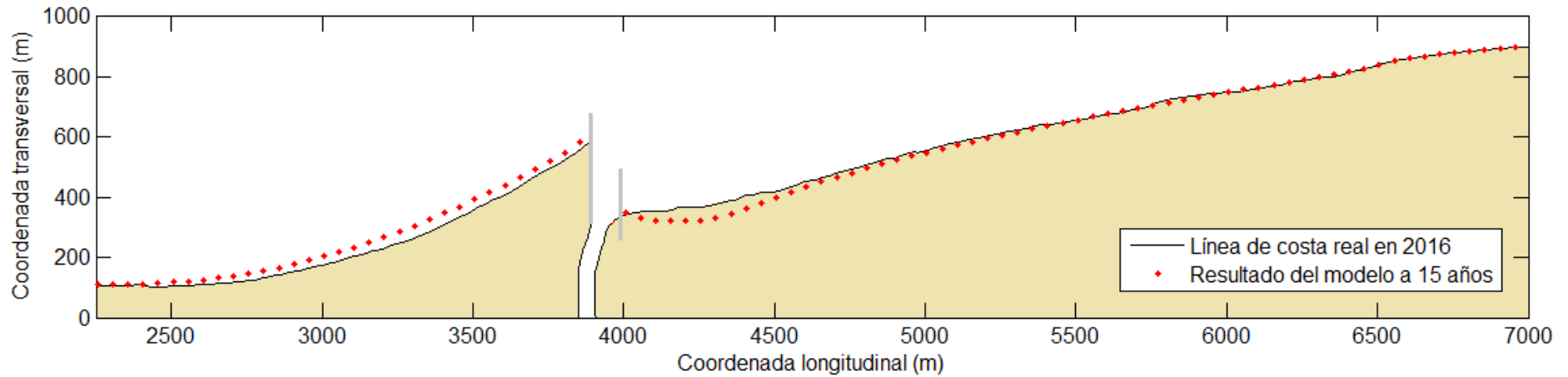


Figura 14-4- Respuesta de la línea de costa ante la construcción de una longitud de escollera Este de 385 m y una longitud de escollera Oeste de 237 m a los 10 años de construido.

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufré

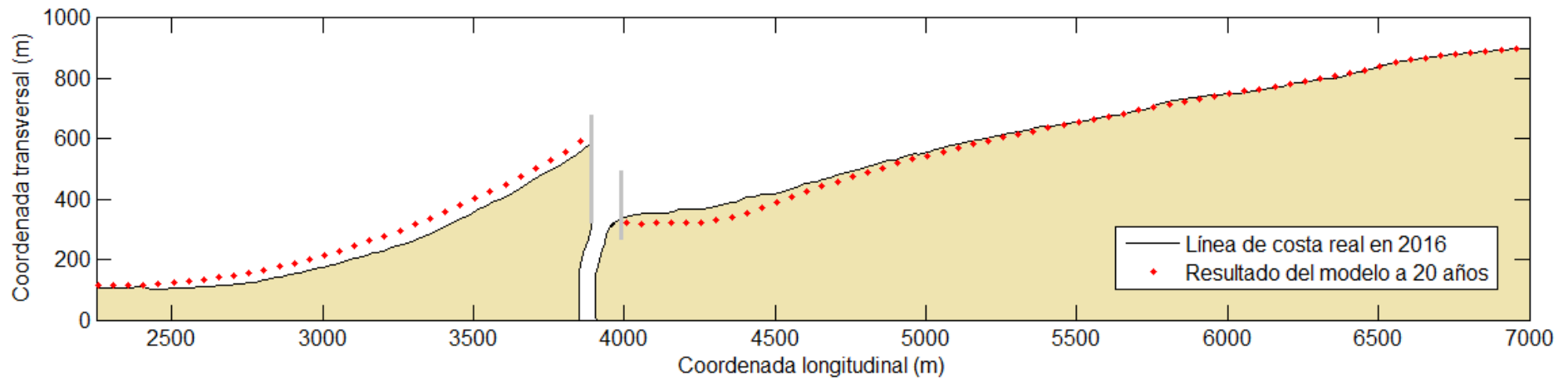


Figura 14-5- Respuesta de la línea de costa ante la construcción de una longitud de escollera Este de 385 m y una longitud de escollera Oeste de 237 m a los 20 años de construido.

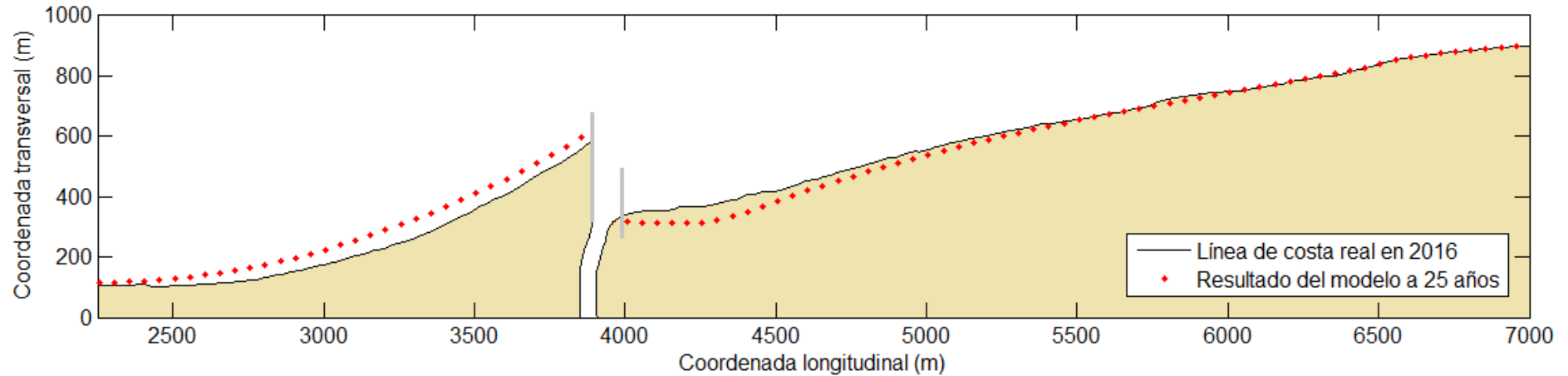


Figura 14-6- Respuesta de la línea de costa ante la construcción de una longitud de escollera Este de 385 m y una longitud de escollera Oeste de 237 m a los 25 años de construido.

El modelo muestra un avance de 31 m en los primeros 10 años y finaliza con un avance de 39 m respecto a la línea de costa inicial. La introducción de sedimento en la zona más comprometida respecto a la erosión genera que el retroceso máximo en los 25 años sea de 58 metros, y a lo largo de todo el periodo simulado no se aleja más de 9 metros de este valor. Si se analiza la imagen satelital correspondiente al 2016 se puede observar vegetación a casi 20 metros de la línea de costa en la zona que en las figuras se muestra más erosionada. Como se indicó anteriormente el modelo no toma en cuenta esta condición, la cual puede ayudar a mitigar procesos erosivos.

Como ya es sabido, el modelo es forzado con datos de oleaje comprendidos entre 1980 y 2005, por lo cual las tasas anuales de acumulación se pueden analizar desde el punto de vista cualitativo y no cuantitativo, es decir se puede analizar su variabilidad y deducir en que periodos existe más tendencia a que se supere la cota de fondo del canal, pero es claro que no debería tomarse como cierto un análisis cuantitativo en donde se determinen los años exactos a dragar considerando cierto volumen de resguardo. Dicho lo anterior, a continuación se realiza el análisis de la acumulación de sedimento año a año y cuando es probable que pueda generarse un aterramiento del canal.

En la Figura 14-7 se muestra la acumulación de sedimento cada 3 años, además se muestra el volumen de resguardo considerando un frecuencia de 3 años. Se observa que como se había concluido de gráficos anteriores, si se conserva la frecuencia de dragado cada 3 años hacia el final del periodo de la vida útil de la obra, puede existir riesgo de aterramiento en el canal. Es decir, se puede concluir que según la variabilidad de las tasas de acumulación, una frecuencia de dragado de aproximadamente 3 años sería suficiente, aunque debería tenerse precaución hacia el final del periodo, cuando el espigón Este permite pasar más cantidad de sedimento, generando una mayor acumulación y riesgo de aterramiento.

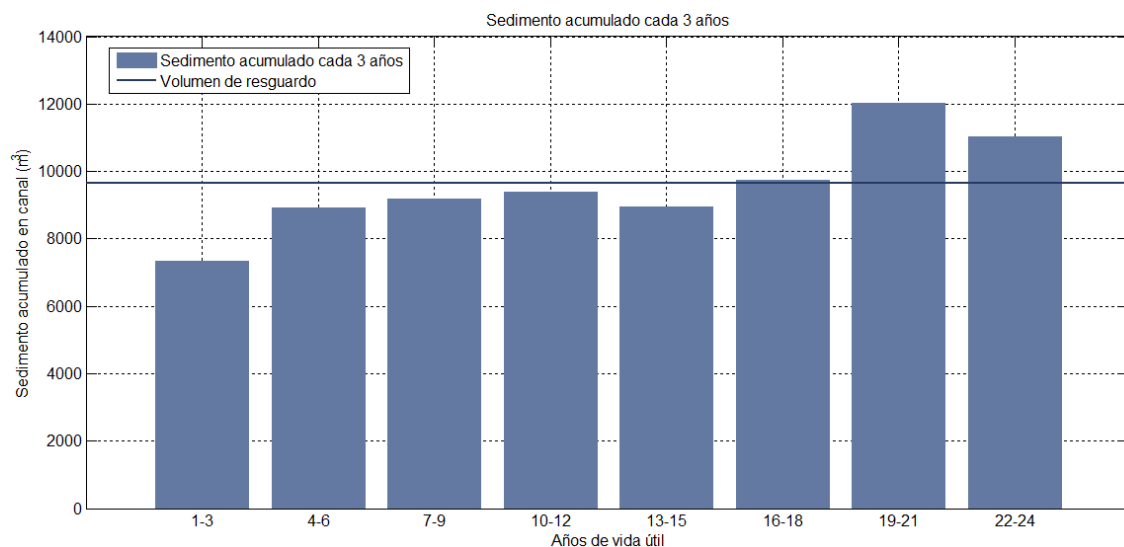


Figura 14-7 Sedimento acumulado cada 3 años y volumen de resguardo calculado para una frecuencia de dragado de 3 años.

Es válido notar que la tasa media de acumulación cada 3 años, la cual equivale a 9660 m³ es apenas mayor a la tasa media anual de acumulación vistas para el caso de la escollera con el recorte de 140 m de espigón, 8900 m³. Para poder mantener el canal de navegación en condiciones aceptables para este último caso, se necesitaría de un mantenimiento de dragado anual, aunque se necesitaría una altura de resguardo menor (área de sedimentación mayor según hipótesis). Si se compara entre ambas situaciones, el escenario del espigón con 140 m recortados requiere de un mantenimiento 3 veces más frecuente. Para el caso sin espigón oeste se tiene una erosión menor que viene dada por el hecho de que la escollera más corta retiene menos sedimento, pero el mantenimiento para la alternativa analizada es muchísimo menos exigente.

14.1 Análisis de mitigación de la erosión

En la parte anterior se pudo ver que ingresando el caudal dragado de mantenimiento del canal se alcanza un retroceso que ronda 50 m a lo largo de los 25 años simulados. Como se pudo ver en resultados anteriores, cuando se introducen obras del tipo analizado en zonas donde el oleaje tiene una dirección predominante, es imposible mitigar por completo la erosión solamente ingresando el caudal que atraviesa las obras. Esto es porque al tener una dirección predominante del oleaje, el transporte neto de sedimento es en el sentido de esta dirección, generando de esta forma acumulación a un lado de la escollera.

Una forma de mitigar por completo la erosión, es introduciendo más sedimento que el obtenido del mantenimiento del canal a la zona erosionada. Esto existe en el mundo de varias formas, una de ellas es instalando un bypass artificial fijo o móvil, el cual consiste de un sistema de tuberías que atraviesan por debajo el canal desde la zona de acumulación hasta la zona erosionada. Estas tuberías transportan el caudal de un lado al otro, descargando sedimento en la zona de mayor erosión. El problema de este tipo de sistemas es que son poco flexibles además de muy caros, entre otros (Shoreline Management Guidelines, 2017).

Una forma más económica y quizás flexible de imitar lo anterior es introduciendo más caudal de la misma forma que se introduce cuando se le realiza el mantenimiento al canal, solamente que este sedimento será obtenido de la zona de mayor acumulación de sedimento, para el caso en estudio, al Este de la escollera. Es claro que no se logra lo mismo, debido a que teniendo una tubería permanente, se logra mantener la erosión estable durante todo el tiempo, no así para este caso. Una vez introducido el sedimento en la zona erosionada, esta se comienza a erosionar hasta volver a introducir el sedimento, lo cual se daría en el caso en estudio cada 3 años, pero aun así talvez se podría obtener una playa notoriamente menos erosionada.

En lo que sigue, se muestran resultados del modelo para casos donde se draga sedimento acumulado contra la escollera y se coloca en la zona erosionada. Se suponen 2 casos además del caso estudiado antes, donde solo se introduce el volumen dragado del canal, uno donde el sedimento que se

introduce además del de mantenimiento del canal es el volumen de resguardo (9.660 m^3), y un segundo caso donde el sedimento introducido además del de mantenimiento del canal es 2 veces el volumen de resguardo (19.320 m^3).

En las Figura 14-8, Figura 14-9, Figura 14-10 y Figura 14-11 se muestran los resultados del modelo para los 3 casos, a los 10, 15, 20 y 25 años, y en la

Tabla 14-3 se muestran los avances de la línea de costa contra la escollera y el retroceso máximo en Colonia para cada caso. Se observa que el avance de la línea de costa al Este de la escollera a los 25 años disminuye a la mitad para el caso donde se ingresa el doble de sedimento que el dragado del canal y disminuye a casi $1/4$ si se introduce 3 veces este volumen. Si se observan los valores de avance para este último caso se puede ver que a lo largo de los años son del orden de metros, es decir casi despreciables.

Respecto al retroceso se observa que aumentando la introducción de sedimento al doble del volumen el retroceso puede llegar a disminuir casi $1/3$ respecto al caso del mantenimiento básico de introducción del dragado del canal de navegación, y para el caso 2 la erosión puede disminuir cerca de la mitad, no llega a superar los 29 metros a los 25 años.

En conclusión, introduciendo un caudal de sedimento mayor que el caudal dragado para mantener operativo el canal se puede lograr mantener un avance contra la escollera Este mucho menor, y además controlar la erosión. Aun así, un método de este tipo implica un gasto mucho mayor al momento de realizar el mantenimiento, para los casos estudiados se duplicaría o triplicaría el gasto de mantenimiento. Al momento de decidir si vale la pena este gasto se debería realizar un estudio más exhaustivo acerca de que tan necesaria sería mitigar esta erosión y hasta cual grado.

Caudal Puntual	Avance de línea de costa contra la escollera Este (m)			Retroceso máximo al Oeste de la escollera (m)		
	Dragado del canal	Dragado del canal + 9660	Dragado del canal + 19320	Dragado del canal	Dragado del canal + 9660	Dragado del canal + 19320
10 años	31	20	6	50	37	20
15 años	26	13	-2	49	39	20
20 años	32	11	3	50	29	23
25 años	39	21	10	58	41	29

Tabla 14-3- Avance de la línea de costa contra escollera Este y retroceso máximo al Oeste de la escollera para diferentes casos de introducción de sedimento a la zona erosionada.

Puerto Deportivo en el Arroyo Cufré

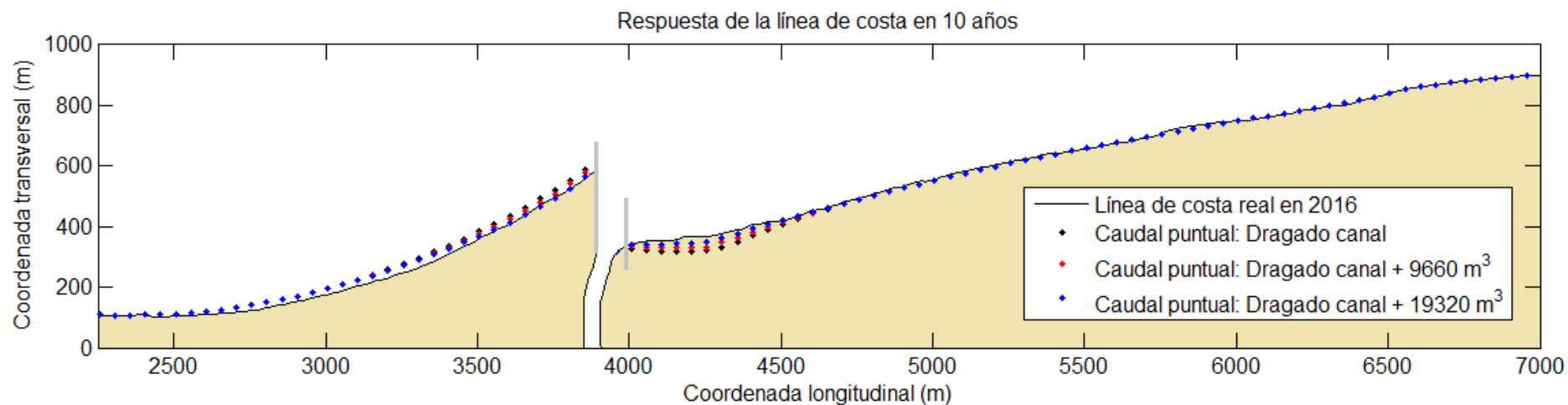


Figura 14-8-Respuesta de la línea de costa a los 10 años para 3 casos de introducción de sedimento en la zona erosionada.

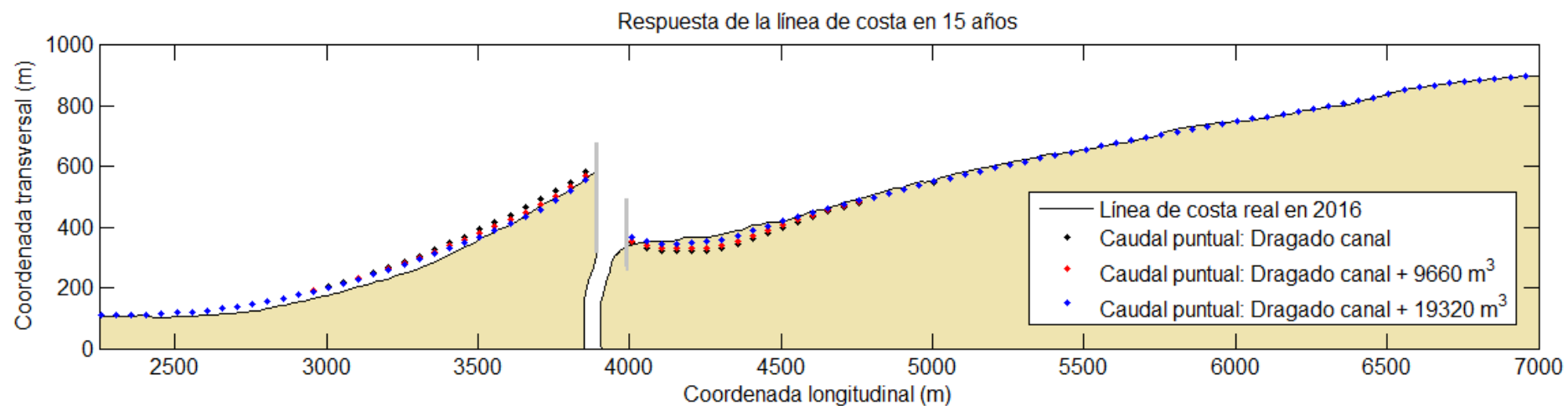


Figura 14-9- Respuesta de la línea de costa a los 15 años para 3 casos de introducción de sedimento en la zona erosionada.

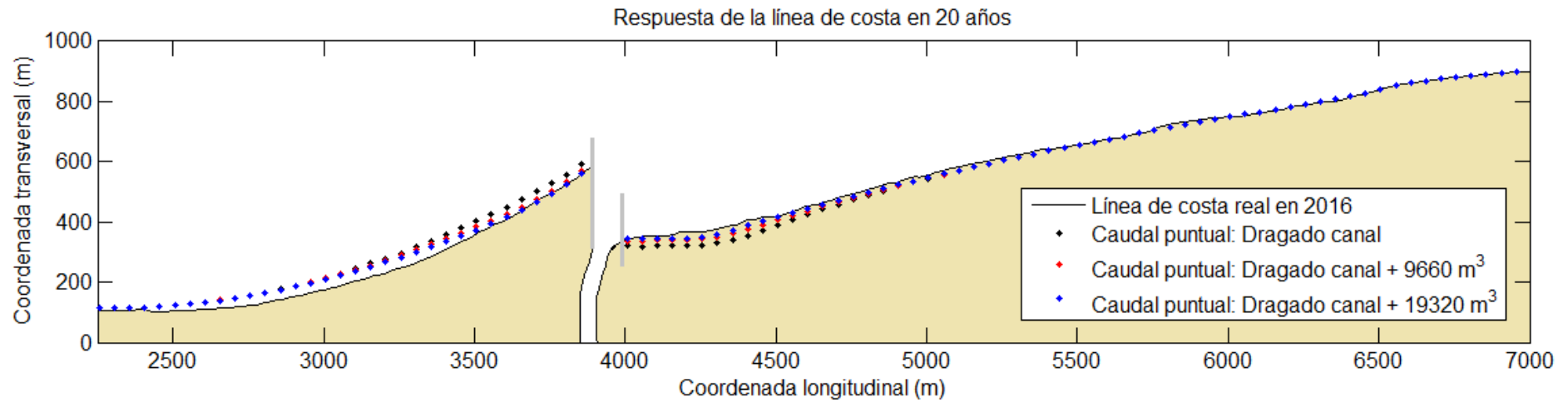


Figura 14-10- Respuesta de la línea de costa a los 20 años para 3 casos de introducción de sedimento en la zona erosionada.

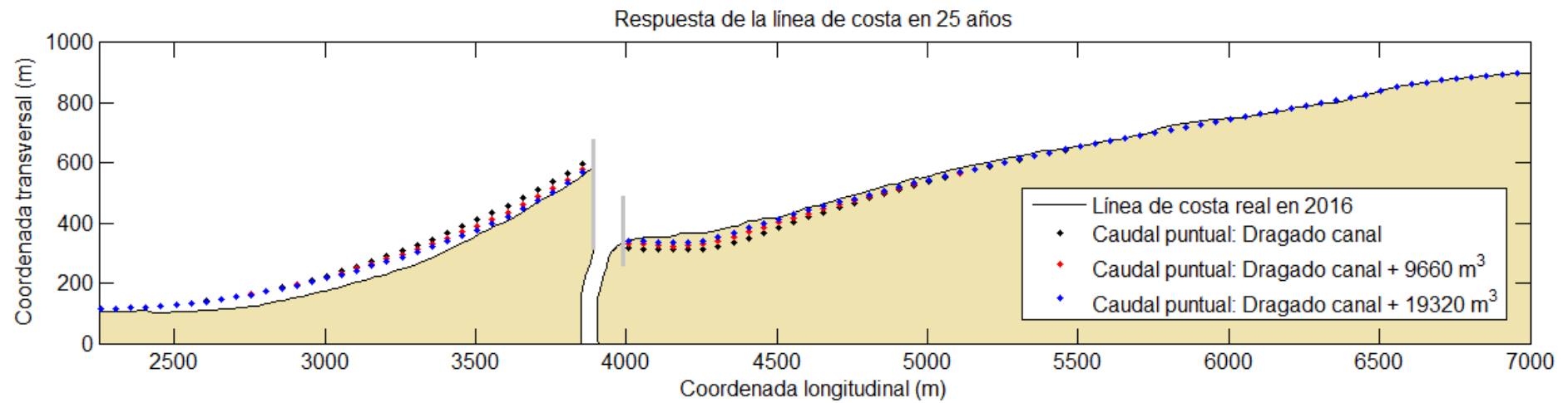


Figura 14-11- Respuesta de la línea de costa a los 25 años para 3 casos de introducción de sedimento en la zona erosionada.

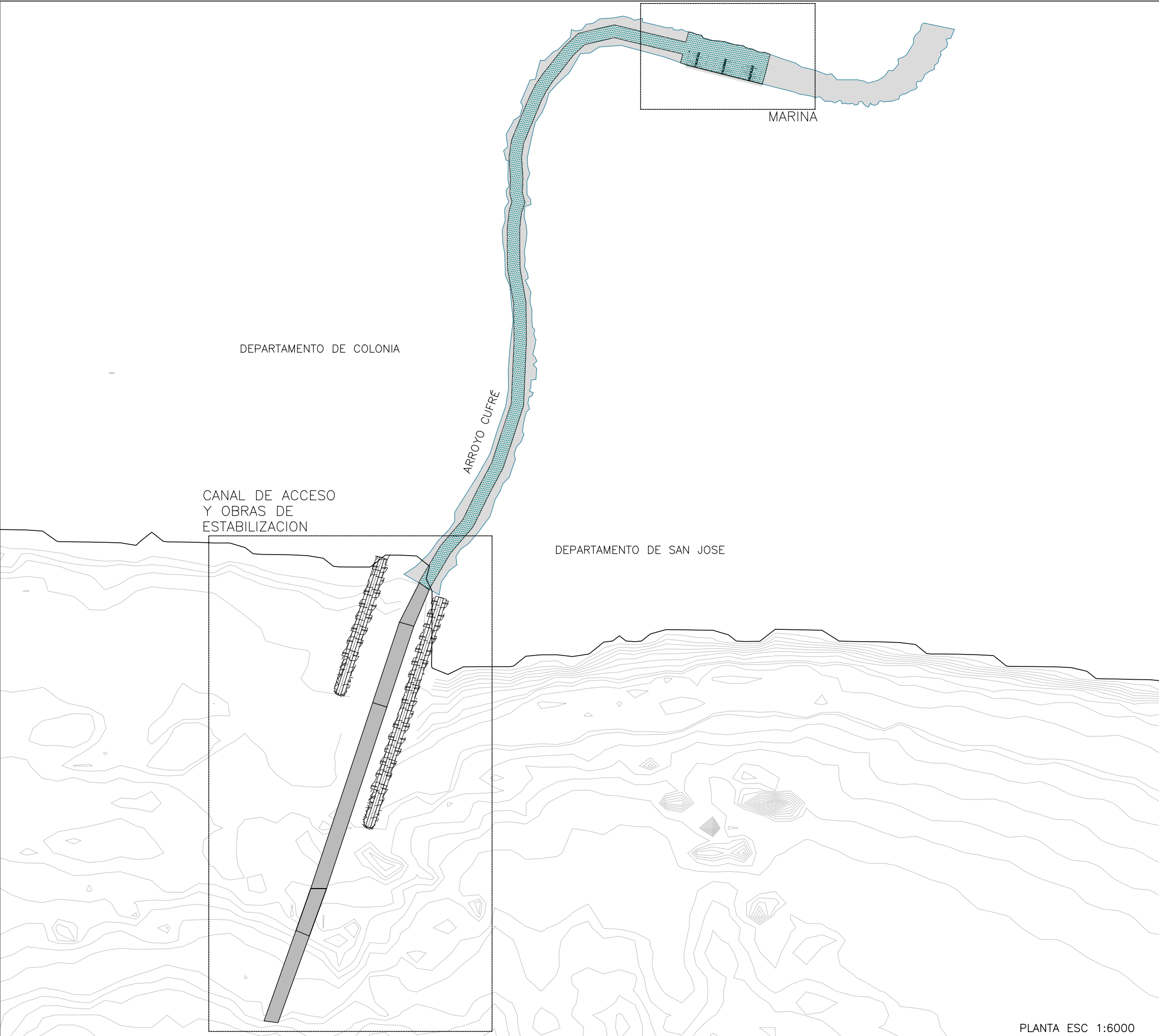
15 Bibliografía

- ASCE. (2000). *Plannig and Design guidelines for Small Craft Harbors*. New York.
- Beji, S. (2012, Julio 18). improved explicit approximation of linear dispersion relationship for gravity waves. *Coastal Engineering*, p. 2.
- Birkemeier. (1985). "*Field Data on Seaward Limit of Profile Change*".
- CIRIA, CUR, & CETMEF. (2007). *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*. London: C683; CIRIA.
- Dabees. (2000). "*Efficient Modeling of Beach Evolution*".
- Darlymple, R. G. (2004). *Coastal Processes with Engineerin Applications*. New York: Cambridge University Press.
- Fernández, J. (1979). *Estimacion de la densidad aparente, retencion de agua a tensiones de -1/3 y -25 bar y agua disponible en el suelo a partir de la composicion granulometrica y porcentaje de materia orgánica*. Montevideo.
- Guza, T. a. (1983). "*Transformation of Wave High Distribution*".
- Hellermeier. (1978). "*Uses for a Calculated Limit Depth to Beach Erosion*".
- Horikawa. (1978). "Coastal Engineering".
- Jarvis, A. R. (2008). Hole-filled SRTM for globe Version 4.
- Kamphius. (2000). *Introduction to coastal engineering and managment*.
- Karsten Mangor, N. K. (2017). *Shoreline Managment Guidelines*.
- Kraus, H. a. (1983). "*Numerical Model of the Shoreline Change of Oarai Beach*".
- Molfino, J. (2009). *Estimacion del Agua Disponible en los grupos CONEAT*.
- Molfino, J. y. (2001). *Agua disponible de las tierras del Uruguay*. Montevideo: Division de Suelos y Aguas, Ministerio de Ganaderia Agricultura y Pesca.
- PIANC. (2016). *Guidelines for Marina Design (Vol. I)*. Bruxelles, Belgique.
- ROM. (0.0).
- ROM. (2.0-11). *Recomendaciones para el proyecto y ejecución en Obras de Atraque y Amarre*. Madrid: Puertos del Estado.
- ROM. (3.1-99). *Proyecto de la configuración Marítima de los Puertos; Canales de Acceso y Áreas de Flotación*. Madrid: Puertos del Estado.
- Silva, A. P. (1988). *Aspectos metodologicos en la determinación de la capacidad de retener agua en los suelos del Uruguay*. Montevideo: Facultad de Agronomía.
- US Army Corps of Engineers. (1987). *Analytical solutions of ththe one-line model of shoreline change*. Washington, DC.
- US Army Corps of Engineers. (1989). *GENESIS: Generalized Model for Simulating Shoreline Change*. Washington, DC.

US Army Corps of Engineers. (2010). *HEC-RAS River Analysis System*.

US Army Corps of Engineers. (n.d.). *Coastal Engineering Manual*.

USDA. (2010). *Part 630 Hydrology - National Engineering Handbook*.



PLANTA DE UBICACION

PROYECTO:
PUERTO DEPORTIVO EN EL ARROYO CUFRE

FACULTAD DE INGENIERÍA – UDELAR

CONTENIDO:
Planta de Ubicacion

DOCENTES:
Dr. Ing. Sebastisn Solari
Dr. Ing. Luis Teixeira

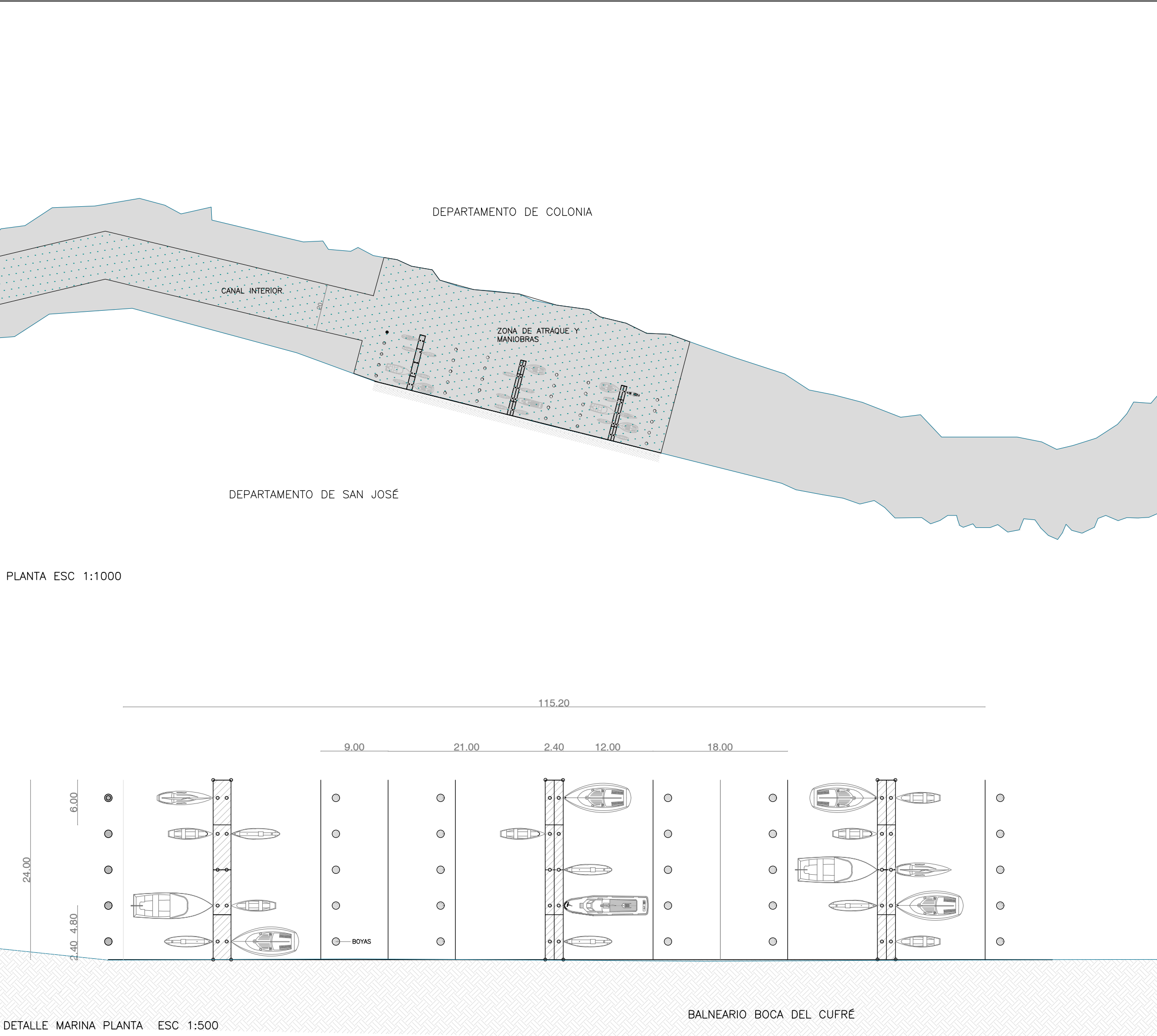
ESTUDIANTES:
Soledad Boner
Michelle Jackson
Santiago Narbondo

FECHA:
Julio 2017

ESCALA:
VARIAS

LÁMINA:

L1



REFERENCIAS

PROFUNDIDAD MÍNIMA DE CALADO -2.71m

ARROYO CUFRE

DIMENSIONES

PONTONAS: 6.0 x 2.4 x 0.70

COTAS DE FUNCIONAMIENTO (respecto del 0 Wharton):

- Nivel de coronación + 6.12
- Nivel mínimo de operatividad: +0.14
- Cota mínima de fondo -0.20

NOTA:

Unidades en metros

PROYECTO:

PUERTO DEPORTIVO EN EL ARROYO CUFRE

FACULTAD DE INGENIERÍA – UDELAR

CONTENIDO:

Planta y ubicación de Puerto deportivo

DOCENTES:

Dr. Ing. Sebastián Solari

Dr. Ing. Luis Teixeira

ESTUDIANTES:

Ma. Soledad Bonner

Michelle Jackson

Santiago Narbondo

FECHA:

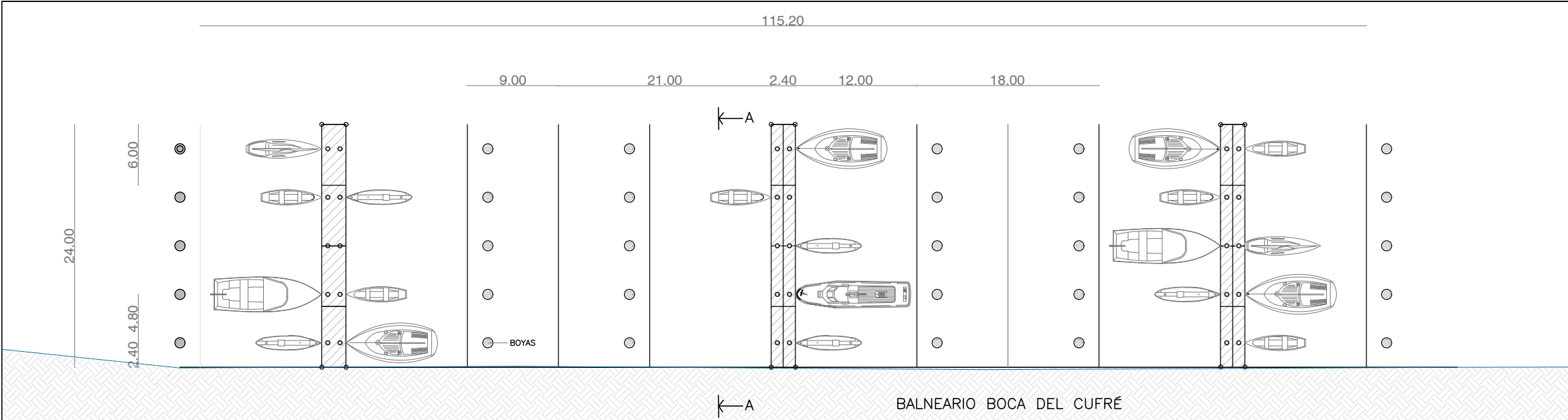
Julio 2017

ESCALA:

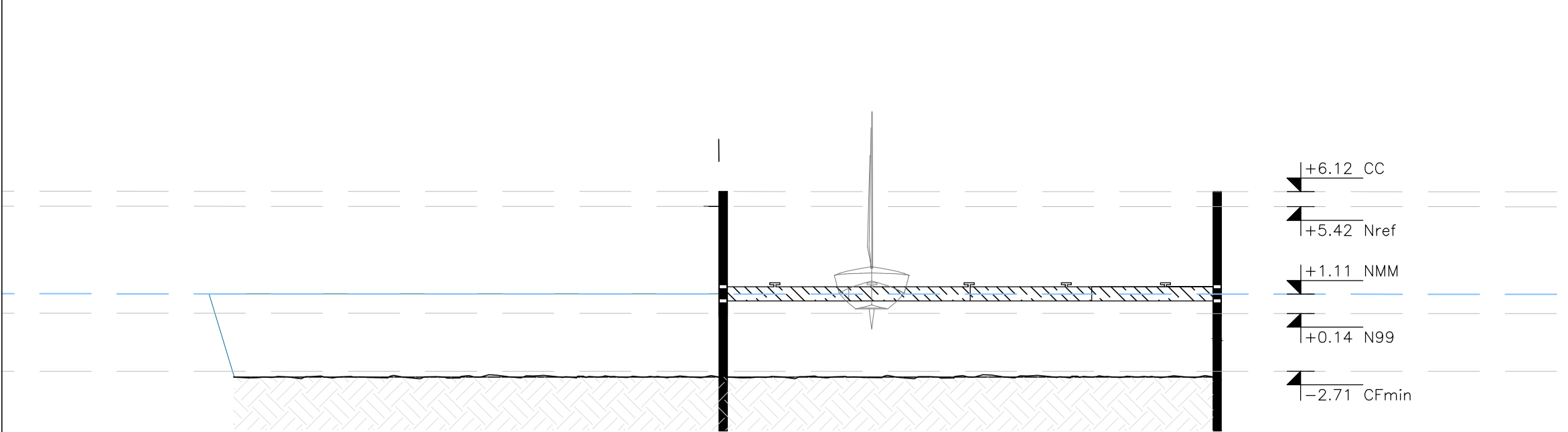
varias

LÁMINA:

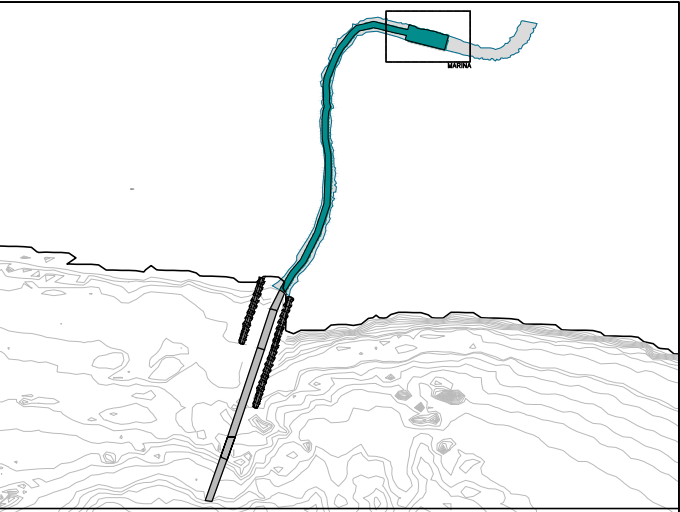
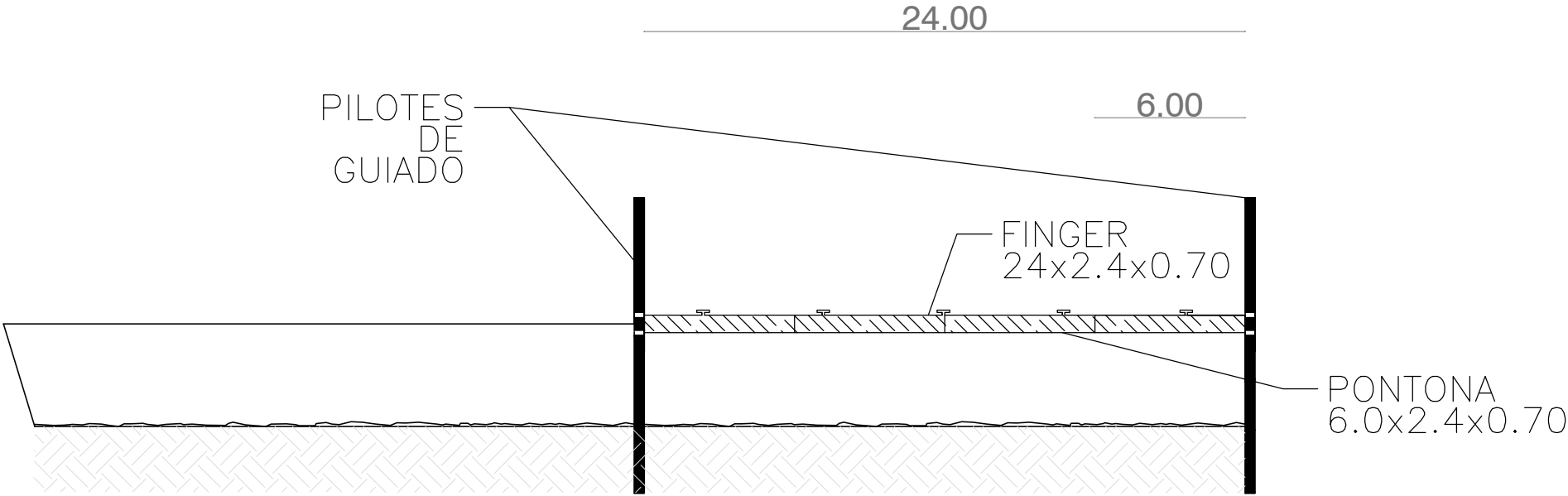
L2



DETALLE MARINA PLANTA ESC 1:500



DETALLE CORTE A-A ESC 1:250



REFERENCIAS

- NOTA:
- Unidades en metros
 - Plano de Referencia: Cero Wharton

PROYECTO:
PUERTO DEPORTIVO EN EL ARROYO CUFRE

FACULTAD DE INGENIERÍA – UDELAR

CONTENIDO:
Planta y alzado de Puerto deportivo

DOCENTES:
Dr. Ing. Sebastián Solari
Dr. Ing. Luis Teixeira

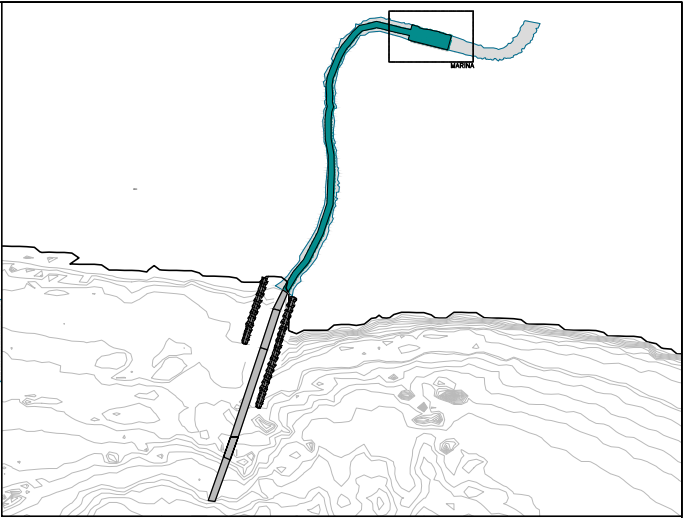
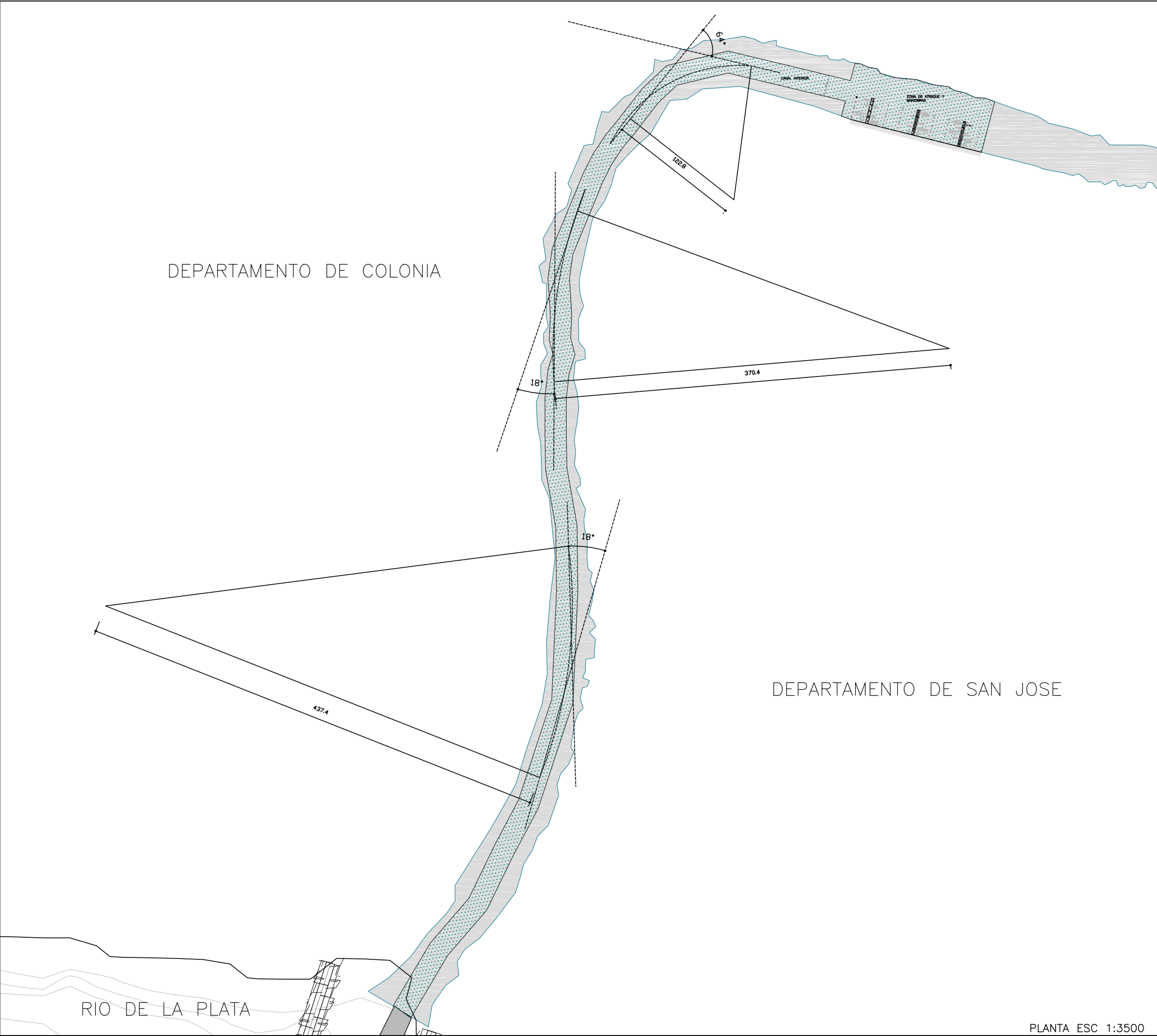
ESTUDIANTES:
Ma. Soledad Bonner
Michelle Jackson
Santiago Narbondo



FECHA:
Julio 2017

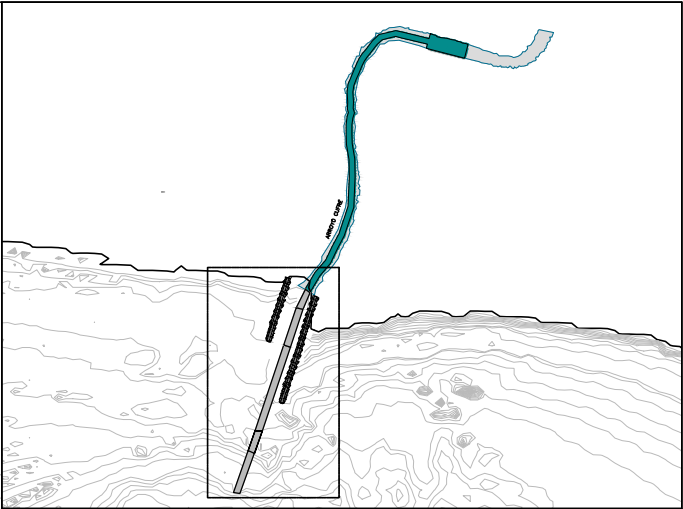
ESCALA:
varias

LÁMINA:

L3



REFERENCIAS	
ÁREA DE FLOTACIÓN	
ARROYO CUFRE	
<div><div></div><div>— DISTANCIA HASTA LA DESEMBOCADURA 1 KM</div><div>— CANAL DE DOBLE SENTIDO DE CIRCULACIÓN</div><div>— RADIO DE GIRO EN VIRAJE MÁS PRONUNCIADO 125 m.</div></div>	
NOTA: Unidades en metros	
PROYECTO:	
PUERTO DEPORTIVO EN EL ARROYO CUFRE	
FACULTAD DE INGENIERÍA – UDELAR	
CONTENIDO: PLANTA DEL CANAL INTERIOR DE NAVEGACIÓN	
DOCENTES: Dr. Ing. Sebastián Solari Dr. Ing. Luis Teixeira	LÁMINA: <div>L4</div>
ESTUDIANTES: Ma. Soledad Bonner Michelle Jackson Santiago Narbondo	
FECHA: Julio 2017	
ESCALA: 1:3500	



PLANTA CANAL DE ACCESO Y OBRAS DE ESTABILIZACION

PROYECTO:
PUERTO DEPORTIVO EN EL ARROYO CUFRE

FACULTAD DE INGENIERÍA – UDELAR

CONTENIDO:
Planta de obras de estabilizacion y canal de acceso

DOCENTES:
Dr. Ing. Sebastisn Solari
Dr. Ing. Luis Teixeira

ESTUDIANTES:
Ma. Soledad Boner
Michelle Jackson
Santiago Narbondo

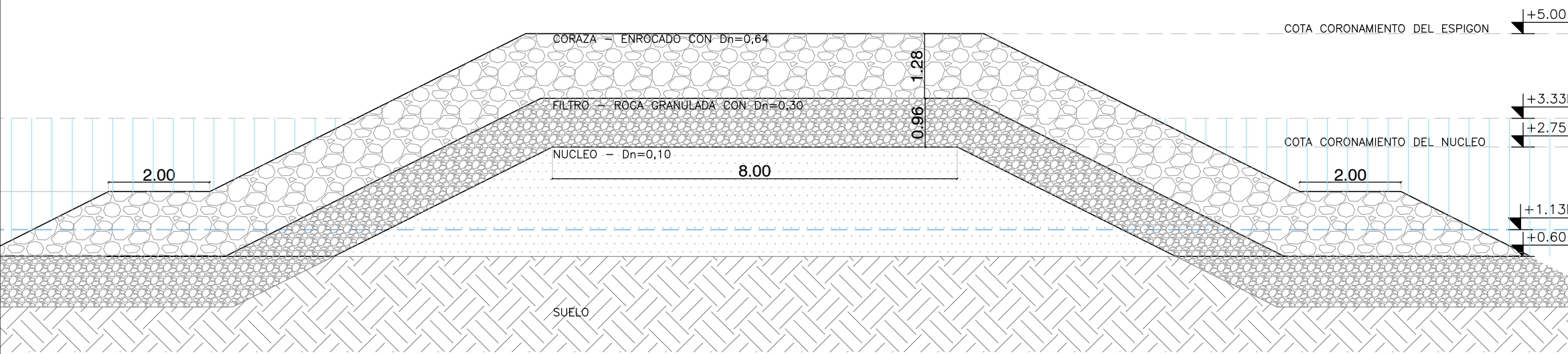
FECHA:
Julio 2017

ESCALA:
VARIAS

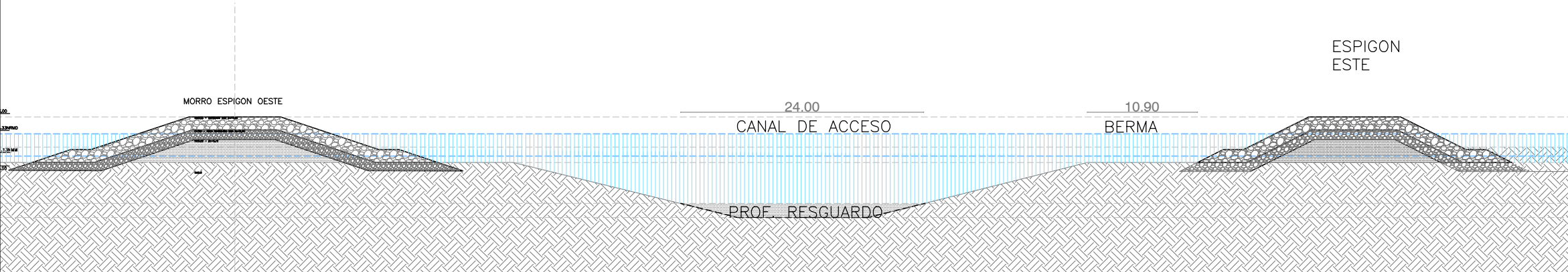
LÁMINA:

L5

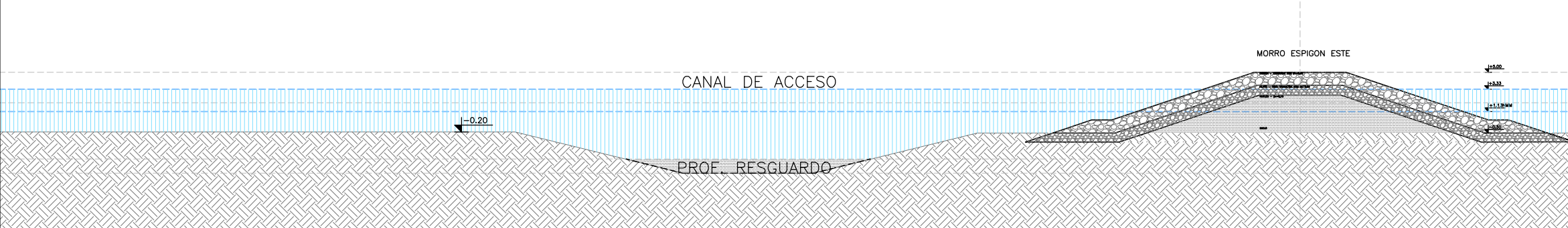
PLANTA ESC 1:3000



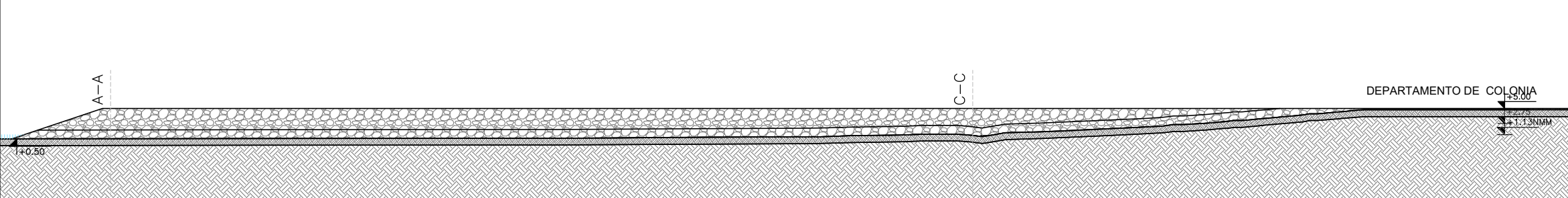
DETALLE ESPIGON CORTE C-C ESC 1:100



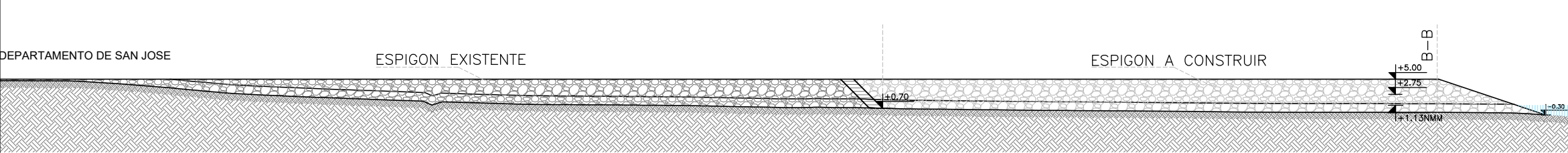
CORTE A-A ESC 1:500



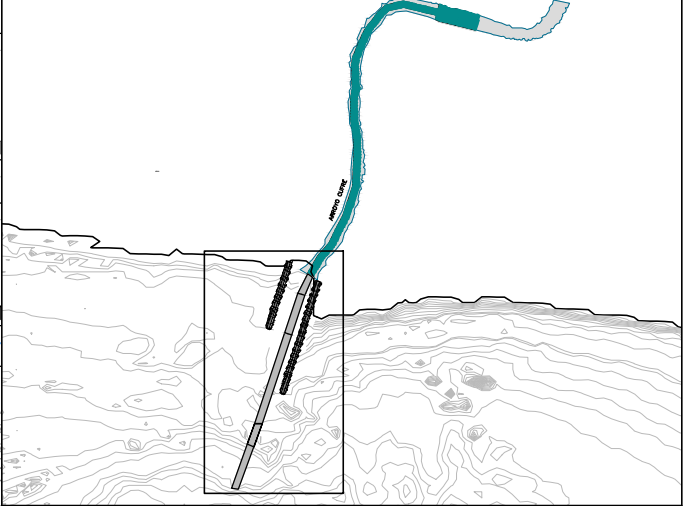
CORTE B-B ESC 1:500



VISTA ESPIGON OESTE ESC 1:750



VISTA ESPIGON ESTE ESC 1:750



- NOTAS:
- NMM: Nivel medio del mar
 - NRMD: Nivel de referencia medio de diseño
 - Unidades en metros
 - Plano de Referencia: Cero Wharton

PROYECTO:
PUERTO DEPORTIVO EN EL ARROYO CUFRE

CONTENIDO:
Cortes de Obras de Estabilización y Canal de Acceso

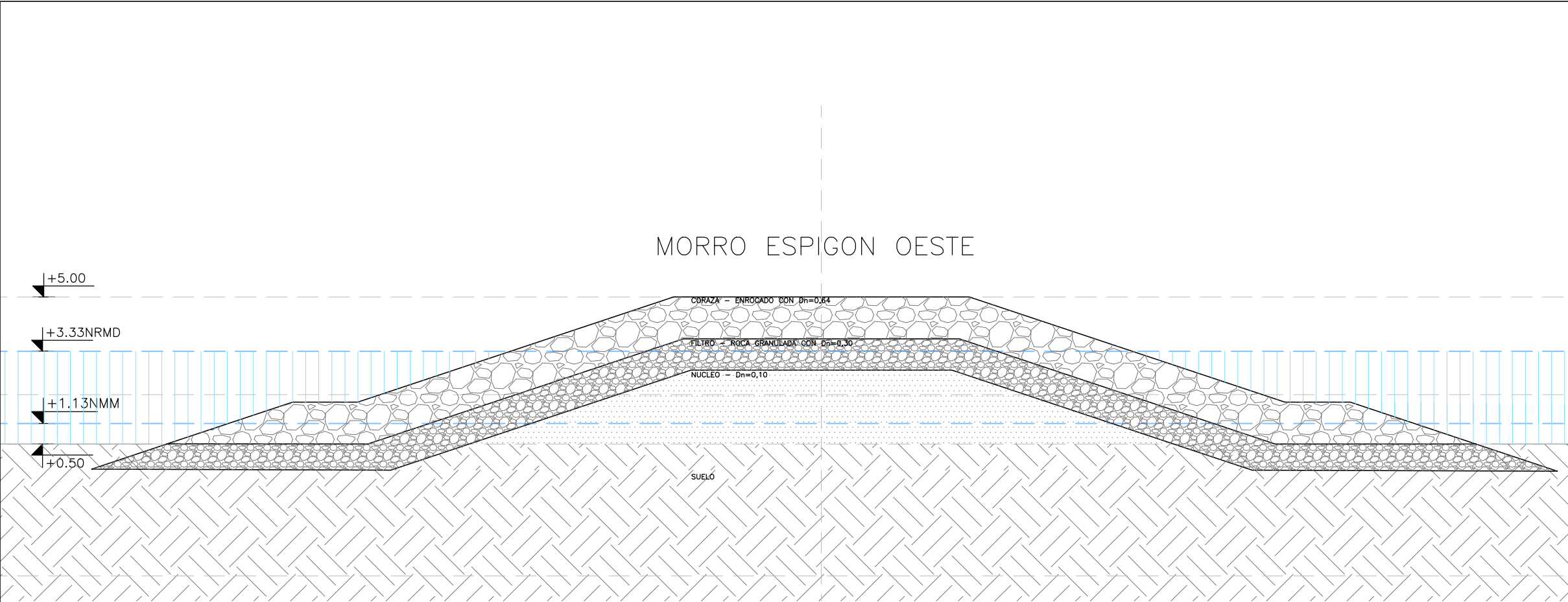
DOCENTES:
Dr. Ing. Sebastián Solari
Dr. Ing. Luis Teixeira

ESTUDIANTES:
Ma. Soledad Bonner
Michelle Jackson
Santiago Narbondo

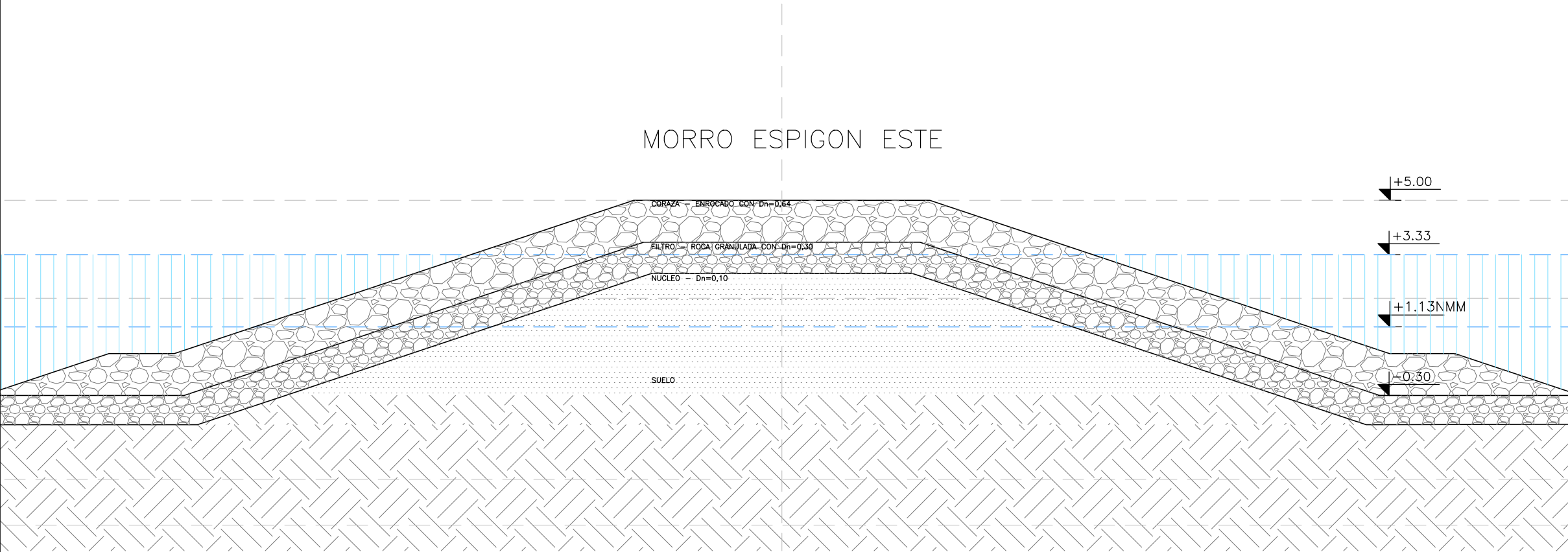
FECHA:
Julio 2017

ESCALA:
VARIAS

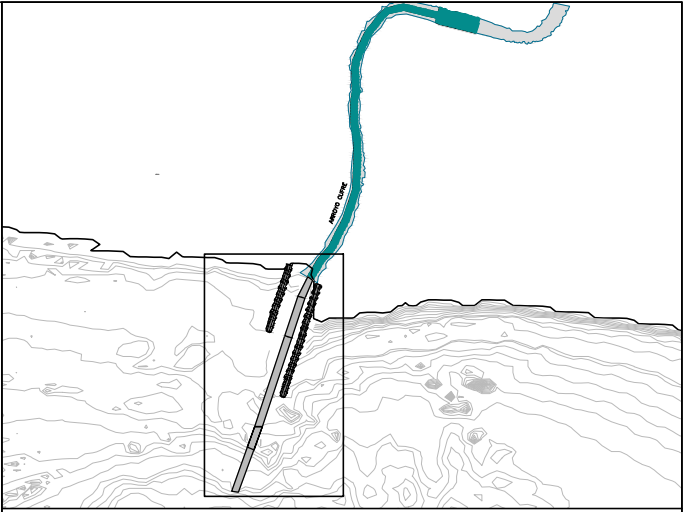
LÁMINA:
L6



DETALLE MORRO ESPIGON ESTE ESC 1:150



DETALLE MORRO ESPIGON ESTE ESC 1:150



REFERENCIAS

- NOTA:
- Unidades en metros
 - Plano de Referencia: Cero Wharton

PROYECTO:
PUERTO DEPORTIVO EN EL ARROYO CUFRÉ

FACULTAD DE INGENIERÍA - UDELAR

CONTENIDO:
Cortes Morros Este y Oeste

DOCENTES:
Dr. Ing. Sebastián Solari
Dr. Ing. Luis Teixeira

ESTUDIANTES:
Ma. Soledad Bonner
Michelle Jackson
Santiago Narbondo

FECHA:
Julio 2017

ESCALA:
varias

LÁMINA:

L7