



PROTECCIÓN CONTRA LA EROSIÓN COSTERA EN COSTA AZUL, ROCHA

PROYECTO DE FIN DE CARRERA INGENIERÍA CIVIL PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

INFORME FINAL

AUTORES

GERÓNIMO SILVEIRA

GABRIEL VALLA

TUTORES

RODRIGO ALONSO

ISMAEL PIEDRA-CUEVA

ABRIL 2023

Resumen ejecutivo

Costa Azul es uno de los balnearios de nuestro país afectado por problemas de erosión costera. Las consecuencias se observan en el deterioro y destrucción tanto de las viviendas de la primera línea de costa como de las protecciones individuales implementadas. La situación ha conducido a la percepción de riesgo de erosión costera alta y a una degradación de la playa, lo cual repercute en el atractivo turístico de este balneario rochense.

Tras un análisis de la situación actual del balneario y la caracterización de los principales agentes climáticos, se elabora un diagnóstico de la problemática, en base a un análisis de la variación de la posición de la línea de costa.

Para la caracterización de la problemática, los estudios realizados abarcan el análisis de fotografías aéreas y el análisis de imágenes satelitales para un periodo de 36 años, mediante el cual se caracteriza la variación de la línea de costa. A través del análisis de fotos aéreas se constata, particularmente en el balneario en cuestión, el aumento de las construcciones en el primer cordón de dunas con un importante avance de estas sobre la zona de playa. Por su parte, mediante el análisis de imágenes satelitales en todo el arco costero comprendido entre el Puerto La Paloma y La Pedrera, no se identifican tendencias de retroceso de largo plazo, sino más bien ciclos interanuales en donde la posición de la línea de costa se desplaza en el entorno de 15 m avanzando y retrocediendo. Por lo que se concluye que la ocupación de la duna generó propiedades con alta exposición a la erosión costera, la cual se ve intensificada en los periodos, como el actual, en que la línea de costa se retrae y se tiene un menor ancho de playa para amortiguar el impacto de eventos con nivel de mar alto y oleaje energético.

A raíz de lo planteado, se introducen propuestas de intervención que busquen brindar protección a las construcciones así como elevar el valor turístico del balneario. En este sentido, se busca una solución que apunte al desarrollo sostenible del balneario procurando la no afectación a los balnearios linderos, razón por la cual se descartan estructuras de tipo muro costero, espigones, entre otras estructuras duras.

Las medida de intervención a implementar se constituye por una solución híbrida, compuesta por un revestimiento de enrocado del frente costero, que comprende la parte dura de la solución, complementado por la regeneración de dunas, siendo esta la parte blanda de la solución. Se implementa un modelo de propagación de oleaje para obtener los parámetros de diseño de la solución. Además, se estudia la integración de estas obras con el balneario mediante la evaluación y adecuación de las descargas de pluviales y los accesos a la playa.

La intervención principal es el revestimiento del frente costero, medida que busca brindar protección a las construcciones sobre la primera línea de dunas. Para su diseño se analiza el espectro de perfiles de playa en el balneario y se los caracteriza mediante dos perfiles tipo de forma de que en el diseño estén contemplados los distintos grados de exposición a los que va a estar sometido el revestimiento. Como ventaja este tipo de solución permite trabajar con procedimientos constructivos desde la playa, conduciendo a una logística simple y con costos moderados.

La regeneración de dunas se realiza sobre el revestimiento, buscando con esto el aumento del

grado de protección de la solución, así como una mejor integración de la misma a la playa, logrando un paisaje alineado con paisajes costeros naturales. Esta medida se implementa sobre el perfil tipo de menor grado de exposición, dado que por las condiciones del perfil más expuesto se considera poco viable llevar a cabo esta intervención.

Por otra parte, se presenta una medida para el acondicionamiento de las descargas de pluviales, buscando estabilizar las márgenes de forma de evitar posibles deterioros que puedan comprometer la estabilidad del revestimiento de frente costero. Para el acondicionamiento pluvial se atendió la doble exposición de las zonas afectadas, considerando el efecto de pluviales que allí escurren y los agentes marítimos.

Por último, se presenta el procedimiento constructivo para cada una de las intervenciones así como un Estudio de Impacto Ambiental, donde se analizaron los efectos ambientales del proyecto, en base a los cuales se propone un Plan de Seguimiento Ambiental durante la construcción y operación de la solución. Finalmente, se realiza una estimación de costos para la totalidad de la obra, la cual resulta de aproximadamente 1,2 millones de dólares, incluyendo IVA y Leyes Sociales.

Índice

1. Introducción	6
1.1. Objetivos y alcance	6
1.2. Contexto	6
1.3. Estructura del documento	8
2. Caracterización del balneario	11
2.1. Estado de situación	11
2.2. Distribución de padrones	20
2.3. Batimetría	22
2.4. Caracterización de los sedimentos	23
2.5. Pendiente de playa	25
2.6. Variables oceánicas	27
2.6.1. Caracterización	27
2.7. Flujo medio de energía	37
3. Evolución de la línea de costa	41
3.1. Fotos aéreas	41
3.2. Imágenes satelitales	48
3.3. Síntesis y conclusiones	53
4. Diagnóstico	54
5. Requisitos de diseño	55
6. Análisis de alternativas	57
6.1. Relleno de playa	57
6.1.1. Desarrollo conceptual	57
6.1.2. Cálculos estimativos	58
6.1.3. Relleno para una solución combinada	60
6.2. Diques exentos	61
6.2.1. Disposición de diques	62
6.2.2. Cálculo del enrocado	62
6.2.3. Dimensionado de los geotubos	64
6.3. Revestimiento del frente costero	65
6.3.1. Profundidad de fundación	66
6.3.2. Tamaño de piezas	66
6.3.3. Cota de coronamiento	67
6.4. Costos	68
6.5. Síntesis y conclusiones	69
7. Dimensionamiento de la solución	71
7.1. Revestimiento de frente costero	71
7.1.1. Perfiles tipo	71
7.1.2. Ola de diseño	72
7.1.3. Enrocado	73

7.1.4.	Profundidad de fundación	75
7.1.5.	Cota de coronamiento	76
7.2.	Estimación de la vida útil del relleno	79
7.2.1.	Cálculo del transporte litoral	79
7.2.2.	Determinación del punto de rotura	80
7.2.3.	Estimación de la vida útil	81
7.3.	Generación de duna	82
7.3.1.	Geometría	83
7.3.2.	Estabilización	84
7.4.	Síntesis y conclusiones	85
8.	Integración de la solución con el balneario	87
8.1.	Descargas de pluviales	87
8.1.1.	Dimensionamiento del enrocado frente al escurrimiento de alcantarillas	88
8.1.2.	Dimensionamiento del enrocado frente a la acción del oleaje	95
8.1.3.	Diseño de la protección	98
8.2.	Accesos a la playa	99
9.	Puesta en obra	103
9.1.	Condicionantes	103
9.1.1.	Fuentes de materiales	103
9.1.2.	Aspectos climáticos	103
9.1.3.	Aspectos ambientales	103
9.1.4.	Periodo de ejecución	104
9.1.5.	Aspectos legales	104
9.2.	Materiales	105
9.2.1.	Sedimentos	105
9.2.2.	Enrocado	106
9.2.3.	Geotextil	107
9.3.	Maquinaria	108
9.4.	Procedimientos constructivos	112
9.4.1.	Preparación del sitio	112
9.4.2.	Construcción del revestimiento	113
9.4.3.	Generación de dunas	115
9.4.4.	Acondicionamiento de las descargas de pluviales	116
9.4.5.	Tiempos de obra	116
10.	Estimación de costos	119
10.1.	Costos de expropiación	119
10.2.	Costos de sedimentos	120
10.3.	Costos del geotextil	120
10.4.	Costos del enrocado	120
10.5.	Costos de los accesos peatonales y cercas captoras	121
10.6.	Costos de personal y maquinaria	121
10.7.	Costos de mantenimiento y monitoreos	121
10.8.	Costos totales	122

11. Estudio de impacto ambiental	123
11.1. Marco legal	123
11.2. Caracterización del medio receptor	123
11.2.1. Medio físico	123
11.2.2. Medio biótico	124
11.2.3. Medio antrópico	125
11.2.4. Medio simbólico	125
11.3. Actividades del proyecto y sus efectos	126
11.3.1. Fase de construcción	126
11.3.2. Fase de operación	127
11.4. Factores ambientales	127
11.5. Identificación de impactos	127
11.6. Impactos y medidas de mitigación	129
11.6.1. Medio físico	129
11.6.2. Medio biótico	130
11.6.3. Medio antrópico	130
11.6.4. Medio simbólico	131
11.7. Conclusiones	131
11.8. Plan de Gestión Ambiental	131
11.8.1. PGA - Fase de construcción	132
11.8.2. PGA - Fase de operación	132
12. Conclusiones y comentarios finales	134
A. Propagación de oleaje por teoría de rayos	139
A.1. Cálculo del set up	139
A.2. Perfil de playa	140
B. Implementación del modelo <i>SWAN</i>	141
B.1. Grilla computacional	141
B.2. Configuración del modelo	144
C. Metodología	147
C.1. Evento extremo de diseño	147
C.2. Selección del año representativo	149
D. Piezas Gráficas	152

1. Introducción

1.1. Objetivos y alcance

El presente trabajo tiene como objetivo proyectar una solución que de protección frente a la erosión a los padrones linderos al frente costero.

Se busca a su vez que estas medidas estén alineadas con el desarrollo sostenible del sistema costero, no solo cuidando el balneario en cuestión, sino también procurando no generar afectaciones negativas al resto del arco costero. Se analizan entonces distintos tipos de soluciones aunque se presta especial atención a las denominadas “soluciones blandas” por sobre las soluciones duras como pueden ser muros, espigones, entre otras.

Este documento constituye el informe final del proyecto de estudio de la problemática de erosión costera en la localidad de Costa Azul en el departamento de Rocha, Uruguay, cuya manifestación actual más elocuente son las distintas intervenciones existentes junto con la evidente afectación a las viviendas y deterioro de la playa.

El mismo abarcará la definición de objetivos y metodología para caracterizar al balneario en cuestión y, en base a esto, brindar un diagnóstico de la situación actual para, posteriormente, analizar distintas soluciones que atiendan a los problemas identificados. Finalmente, se optará por una de ellas para desarrollar a nivel de anteproyecto. Se estimarán los costos de la solución proyectada y se realizará un estudio de impacto ambiental.

1.2. Contexto

La playa del balneario en cuestión se trata de un tramo de 700 metros aproximadamente, ubicado en el arco costero entre el Puerto La Paloma y La Pedrera (Figura 1).



Figura 1: Ubicación Costa Azul y puntos de referencia

En los últimos años, se ha constatado en la población del balneario una preocupación creciente debido a la acción del oleaje sobre la primera línea de construcciones que se ha manifestado en las distintas intervenciones implementadas a lo largo del tramo (Figura 2). Estas intervenciones fueron llevadas adelante por cada propietario sin un estudio técnico que lo respalde, no alcanzando a cumplir su propósito. Este hecho se evidencia en el desarrollo de un frente costero irregular con distintos grados de deterioro (Figura 3).



Figura 2: Protecciones individuales



Figura 3: Foto aérea del frente costero en estudio donde se aprecia su irregularidad

1.3. Estructura del documento

Se detalla en primer lugar una descripción del balneario presentando fotografías con el fin de poder apreciar la problemática actual que afecta a los pobladores de la zona y las medidas a las

que han tenido que recurrir con el fin de poder dar protección a sus viviendas. Se presenta también una caracterización del balneario donde se estudian los sedimentos presentes en la playa, el perfil de la misma, batimetría y el comportamiento de las variables oceánicas en dicho sitio, estudiando esencialmente direcciones del oleaje, alturas de ola significativa y niveles. Por último, se analiza la variabilidad del flujo de energía del oleaje incidente sobre la zona de estudio. Toda esta información está incluida dentro de la Sección 2.

Luego, en la Sección 3, se estudia la evolución del arco costero, buscando identificar el comportamiento del mismo a lo largo de un periodo de más de 30 años. Se recurre para esto a programas computacionales así como fotografías aéreas e imágenes satelitales.

En base a esto, en la Sección 4 se brinda un diagnóstico de la situación actual en la localidad, identificando posibles causas y cómo estas han evolucionado y afectado al balneario con el paso de los años.

En la Sección 5, se definen los requisitos de diseño en base a los cuales en la Sección 6 se realiza un análisis preliminar de posibles medidas a adoptar para atacar la problemática en el balneario. Se analizan ventajas y desventajas de cada una así como también un dimensionamiento preliminar de cada una de ellas a fin de realizar una estimación a primer orden de los costos asociados a cada una.

En la Sección 7 se presenta el diseño de la medida seleccionada. En este caso se realiza un diseño a nivel de anteproyecto, tomando en consideración los distintos grados de exposición del frente costero. Además, se diseña en este caso con estimaciones más precisas de las variables de diseño en base a la implementación del modelo *SWAN*.

Posteriormente, en la Sección 8 se introduce el análisis y diseño de aspectos que hacen de la solución, una solución integral que tenga en consideración aspectos particulares de la zona. Se detallan medidas para adecuar las descargas de pluviales que interaccionan con el ambiente costero y se estudia la adecuación y definición de accesos a la playa.

En la Sección 9, se detallan los aspectos relativos a la puesta en obra. En este sentido, se elabora una descripción de las características de los materiales, maquinaria y procedimientos constructivos necesarios para llevar a cabo la solución diseñada.

En la Sección 10, se realiza una estimación de costos de la solución a llevar a cabo, detallando los costos estimados de expropiación de los padrones situados en la zona de obra así como también los costos de materiales y personal requerido.

En la Sección 11 se efectúa un estudio de impacto ambiental asociado a los efectos que pueda tener la obra en el ecosistema costero. Se describe aquí la situación en cuanto a normativa aplicable, se caracteriza el medio receptor y se detallan las actividades de la obra. En base a estos, se realiza una identificación de impactos y la posterior definición de medidas de mitigación y planes de gestión ambiental.

Finalmente, en la Sección 12 se presenta una síntesis de lo elaborado así como recomendaciones

a tener en cuenta luego de que la medida sea implementada.

2. Caracterización del balneario

2.1. Estado de situación

Se presenta en esta sección una descripción del estado de situación del balneario. Esto consiste en la descripción del estado del talud dunar, las zonas degradadas por escurrimientos de cañadas, presencia de estructuras defensivas caseras, existencia de un frente costero irregular con distintos grados de deterioro, entre otros. Para esto se tomó como base la información y el relevo fotográfico obtenido en la visita en sitio, un informe realizado por el departamento de gestión costera y marina de DINAMA (DINAMA, MVOTMA. 2020) e información topográfica de la zona, tomada del portal IDEuy¹.

A modo de llevar una descripción ordenada del balneario, se subdividirá en 4 tramos limitados por prolongaciones de calles y/o cañadas. Estos tramos se describen a continuación y se visualizan en la Figura 4.



Figura 4: Subdivisión en tramos del balneario

¹https://visualizador.ide.uy/ideuy/core/load_public_project/ideuy/

Tramo 1

El tramo 1 se ubica al norte del balneario, consta de 200 metros aproximadamente, extendiéndose desde la cañada al norte del balneario hasta la calle “Del Mar”. Se trata de una zona con pocas construcciones, donde la mitad se constituye por un sector esencialmente ocupado mientras que el sector sin construcciones presenta un perfil convexo derivando al perfil determinado por la influencia de la cañada norte. Por su parte, el sector con construcciones presenta un talud dunar cuyo coronamiento se ubica entre +3 mWh y +5 mWh.

En cuanto al estado de las construcciones y defensas, no existen en este tramo viviendas comprometidas, donde las existentes se encuentran retiradas a una distancia considerable del borde del talud. Se observan en la zona sur del tramo empalizadas y enrocados defensivos de pequeño porte. En la Figura 5 se ilustran imágenes que evidencian lo mencionado.



Figura 5: Situación del tramo 1

A continuación en la Figura 6 se muestra el tramo analizado junto con las curvas de nivel en la zona.



Figura 6: Foto aérea del tramo 1 superpuesta con las curvas de nivel del MDT IDEuy

Tramo 2

Este tramo consta de 180 metros aproximadamente, extendiéndose desde la calle “Del Mar” hasta la cañada central. Se trata de un tramo con construcciones, donde en la parte norte del mismo se encuentra el Hotel Terrazas de Costa Azul, construido directamente sobre la playa. La distancia entre los ventanales del hotel y la superficie en la playa es de dos metros aproximadamente.

En el resto del tramo se encuentran frentes de construcciones realizadas sobre arena dunar, exponiendo un talud entre +3 mWh y +5 mWh. Frente a estas viviendas se implementó una construcción defensiva compuesta por una empalizada y enrocados. Se observa el deterioro de dichas estructuras y el hotel en la Figura 7.



Figura 7: Situación tramo 2

La zona sur es la afectada por la desembocadura de la descarga central. La zona consta de 70 metros longitudinales a la playa y conformando una entrante de 50 metros aproximadamente. La desembocadura se materializa por 4 alcantarillas de 60 centímetros de diámetro aproximadamente. Se presentan fotografías de la cañada en la Figura 8.



Figura 8: Situación de la cañada en el tramo 2

A continuación, en la Figura 9, se muestra el tramo analizado junto con las curvas de nivel en la zona.

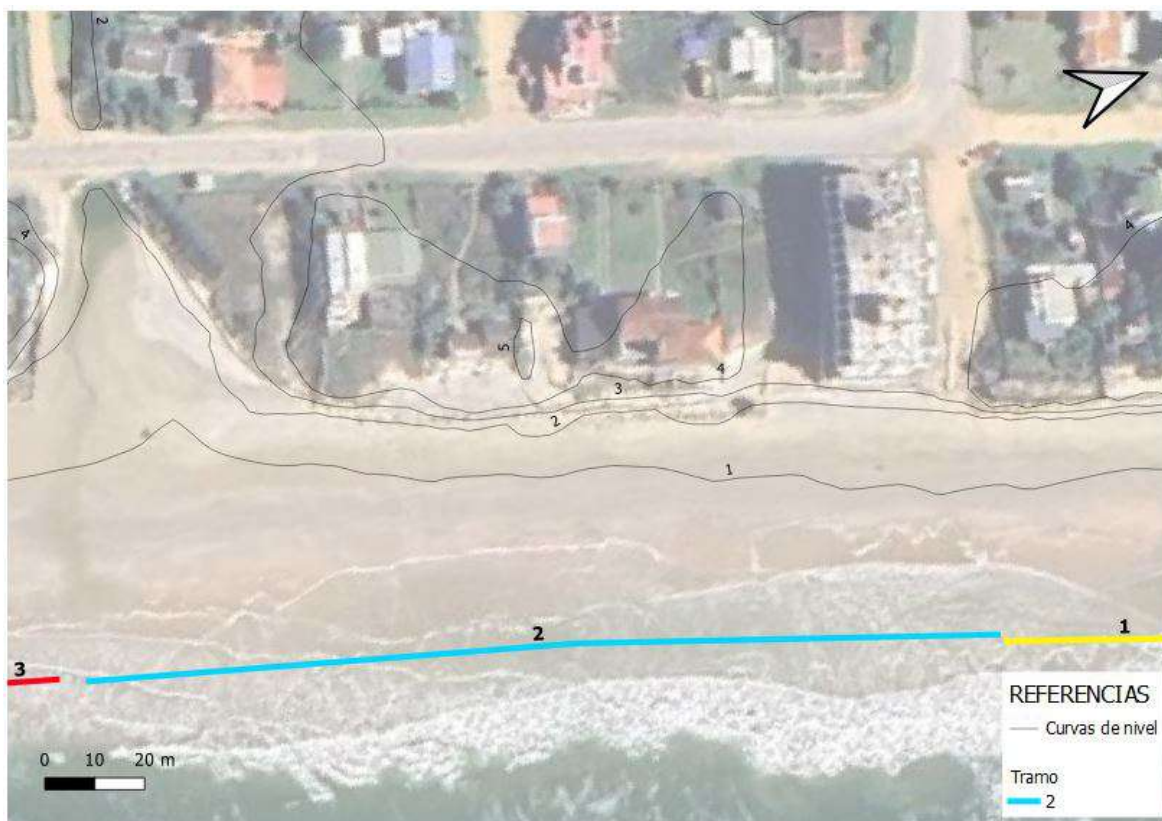


Figura 9: Foto aérea del tramo 2 superpuesta con las curvas de nivel del MDT IDEuy

Tramo 3

Tramo comprendido entre la descarga central y la calle “Médanos”. El tramo se extiende a lo largo de 300 metros aproximadamente. Tramo particularmente irregular producto del grado de solidez de las construcciones implementadas.

En el tramo inicial, contiguo a la cañada, no se observó talud dunar propiamente dicho. En estas situaciones las viviendas presentan intervenciones como muros costeros, enrocados y empalizadas. Algunas de ellas se encuentran parcialmente desintegradas o deterioradas. Esto se evidencia en la Figura 10. La cota del terreno se encuentra entre +3 mWh y +4mWh aproximadamente.

El resto del tramo presenta un frente irregular, donde se observan implementaciones defensivas similares a las antes descritas. Las construcciones se apoyan sobre un talud dunar coronado entre +3 mWh y +5 mWh, llegando incluso a +6 mWh en casos particulares.

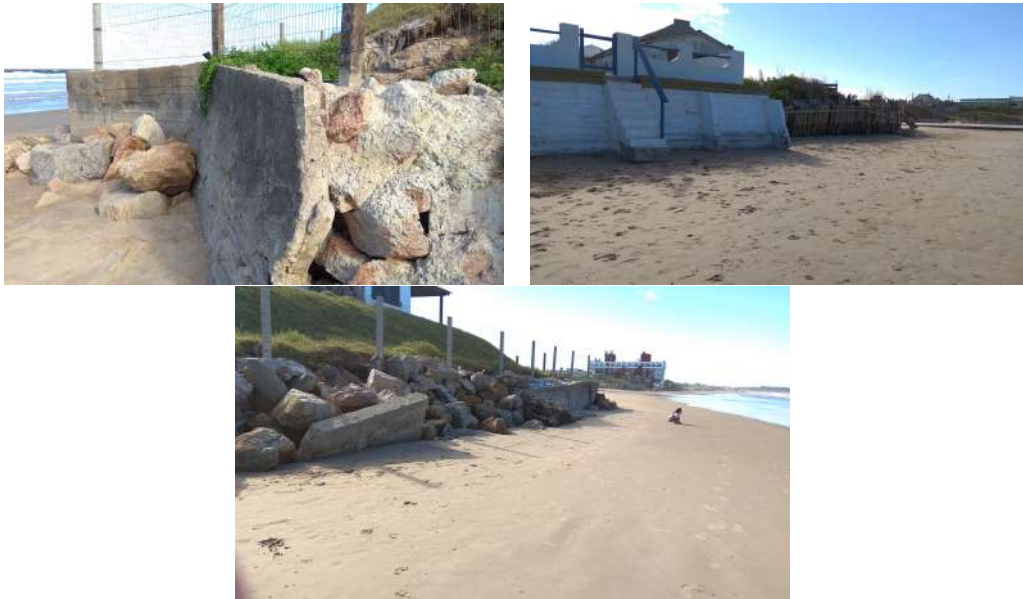


Figura 10: Situación del tramo 3

A continuación, en la Figura 11, se muestra el tramo analizado junto con las curvas de nivel en la zona.



Figura 11: Foto aérea del tramo 3 superpuesta con las curvas de nivel del MDT IDEuy

Tramo 4

Se trata del tramo más al sur del balneario, el cual se extiende por 135 metros aproximadamente, presentando un talud dunar de +4 mWh de coronamiento. Al igual que el tramo anterior, presenta zonas de irregularidades debido al endurecimiento del frente costero. Se observan defensas de tipo enrocado de gran porte.

Al sur del tramo existe la desembocadura de una tercera cañada. La descarga, de menor porte que la cañada central, se materializa con una alcantarilla de 60 centímetros aproximadamente. La afectación de la cañada sobre el frente de playa es de 60 metros longitudinales y una entrante de 40 metros aproximadamente. Se presenta en la Figura 12 lo descrito.



Figura 12: Situación del tramo 4

A continuación, en la Figura 13 se muestra el tramo analizado junto con las curvas de nivel en la zona.



Figura 13: Foto aérea del tramo 4 superpuesta con las curvas de nivel del MDT IDEuy

2.2. Distribución de padrones

En la Figura 14 se observa la distribución de padrones en Costa Azul, información tomada del portal IDEuy. Se observa como es el único tramo con padrones regularizados tan cerca de la línea de agua, donde algunos de ellos están incluso sobre la playa. Si bien estos no están construidos, evidencia la poca consideración ambiental que se tuvo a la hora de regularizar la distribución de construcciones.



Figura 14: Padrones en Costa Azul

2.3. Batimetría

La información batimétrica se obtuvo a partir de la carta ROU 19 del Servicio de Oceanografía, Hidrografía y Meteorología de la Armada (SOHMA). La misma contiene líneas batimétricas correspondientes a 3 m, 5 m y 10 m referidas al cero Wharton, además de una cantidad de puntos batimétricos. Se visualiza esto en la Figura 15, donde se observa la presencia de dos zonas bajas, características de la zona en cuestión.

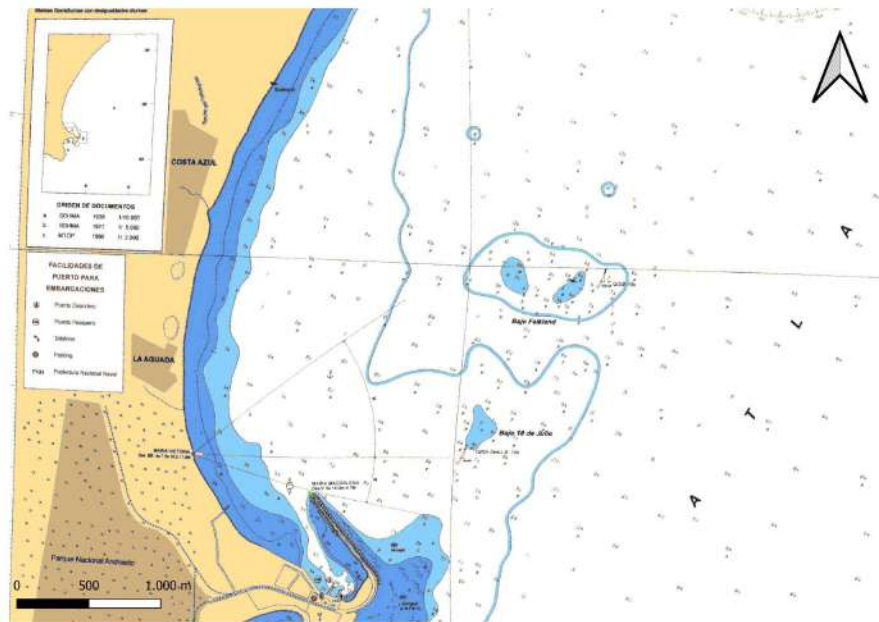


Figura 15: Batimetría

2.4. Caracterización de los sedimentos

Para caracterizar el sedimento se usaron las mediciones hechas en una visita realizada por parte del equipo del Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República en Abril de 2021. Se tomaron doce muestras de sedimento. La ubicación de las mismas se visualiza a continuación.



Figura 16: Ubicación de las muestras

Diez puntos se encuentran específicamente en Costa Azul, donde 5 de ellos (H, K, J, D y A) se encuentran en la parte baja de la playa, húmeda el día de muestreo, y los restantes (G, L, B, C y E) corresponden a la playa alta, seca el día de muestreo. Los dos puntos restantes (I y F) se encuentran en zonas de dunas al sur y norte respectivamente. Para los ensayos granulométricos se utilizaron los tamices ASTM 30, 40, 70, 140, 200 y 400, donde sus aberturas son 0,59 mm, 0,42 mm, 0,21 mm, 0,105 mm, 0,074 mm y 0,037 mm respectivamente. En la Figura 17 se observan las curvas granulométricas para cada muestra.

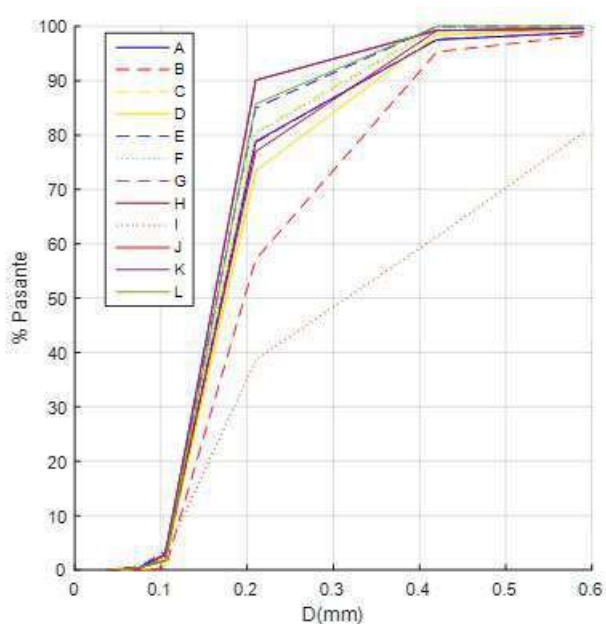


Figura 17: Curvas granulométricas

Medidas de uniformidad del sedimento pueden obtenerse a través del coeficiente de uniformidad (CU) y el coeficiente de curvatura (CC), definidos como:

$$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (2)$$

Se muestran diámetro medio y coeficientes recién descritos para cada muestra en la Tabla 1.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
$D_{50}(mm)$	0,17	0,20	0,17	0,18	0,16	0,17	0,17	0,17	0,32	0,16	0,17	0,17
CU	1,59	1,84	1,56	1,63	1,57	1,61	1,59	1,61	3,23	1,53	1,59	1,54
CC	0,89	0,95	0,89	0,99	1,00	0,98	0,89	0,88	0,61	1,03	0,88	0,22

Tabla 1: Diámetro y coeficientes de interés

No se observa una gran variabilidad del tamaño de sedimento a lo largo de la zona. Para cálculos posteriores se utilizará $D_{50} = 0,17$ mm. En lo que refiere a la uniformidad se tiene que para $CU < 3$ el sedimento es muy uniforme, dándose casi en la totalidad de las muestras. Se concluye entonces que el sedimento está compuesto por arenas finas bien seleccionadas.

2.5. Pendiente de playa

El relevamiento topográfico se obtuvo a partir de un trabajo hecho por el IMFIA en el año 2021, realizado con un GPS diferencial. Se trata de 28 perfiles de playa. Se observa en la Figura 18 la ubicación de los mismos.



Figura 18: Ubicación de los perfiles de playa

Para caracterizar la pendiente de la playa se superponen los perfiles, donde la progresiva 0 de cada perfil se fijó en la cota +2 mWh. Se observa una confluencia de los perfiles en la playa (Figura 19). En base a esto se fijaron dos pendientes de playa características.

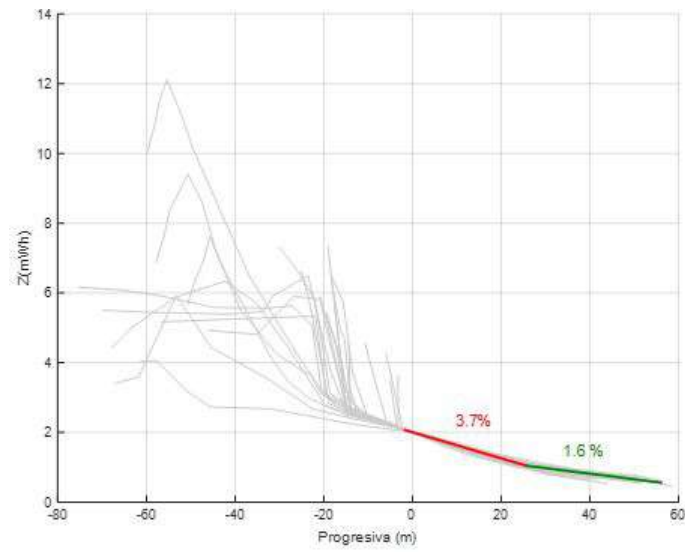


Figura 19: Perfiles de playa superpuestos y pendientes características

2.6. Variables oceánicas

Para la caracterización de las variables oceánicas se trabajó con el hindcast del IMFIA (Alonso, Solari, 2020). Se trata de una serie de datos obtenidos a través de simulación numérica, los cuales comprenden el periodo entre el 1 de enero de 1985 a las 00:00 hs hasta el 31 de diciembre de 2016 a las 23:00 hs. Abarcando un periodo total de 32 años. Dicho modelo fue calibrado con mediciones altimétricas de altura de ola significativa en la costa uruguaya.

El Hindcast presenta estados de mar caracterizados por datos horarios de altura de ola significativa (H_{m0}), periodo medio (T_{m01}), dirección media (D_m) y nivel del mar (S_L) respecto al cero Wharton. Estos datos están asociados a una boya virtual ubicada a 5 km aproximadamente del balneario Costa Azul, específicamente en las coordenadas 767660 m, 6163000 m UTM21S (Figura 20).

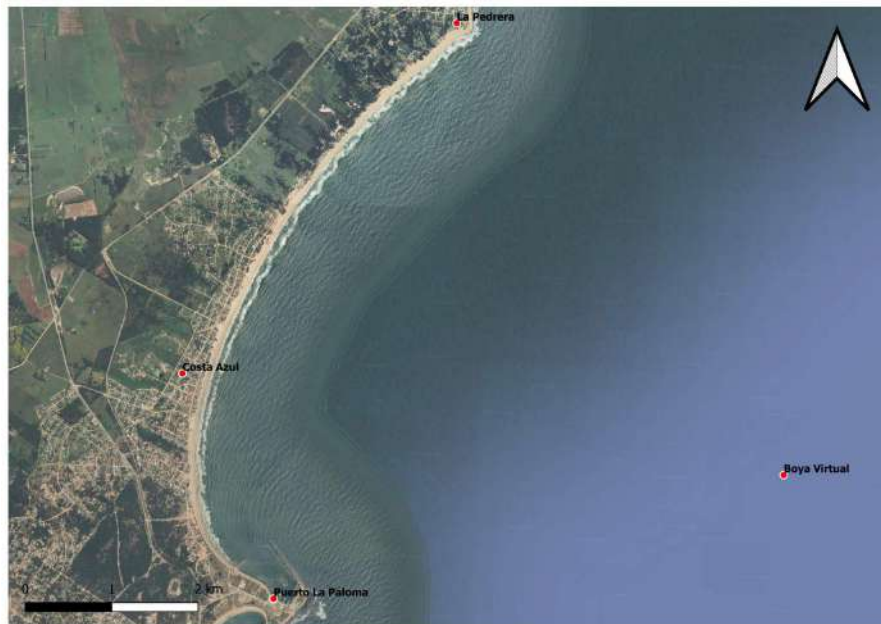


Figura 20: Ubicación de la boya virtual

2.6.1. Caracterización

En la siguiente sección se caracterizará el comportamiento medio de las variables mencionadas y la relación entre ellas, así como el comportamiento extremal de altura de ola significativa y nivel del mar de forma de definir variables de diseño de las soluciones a implementar.

Régimen medio

Se presenta en la Figura 21 el histograma de altura significativa.

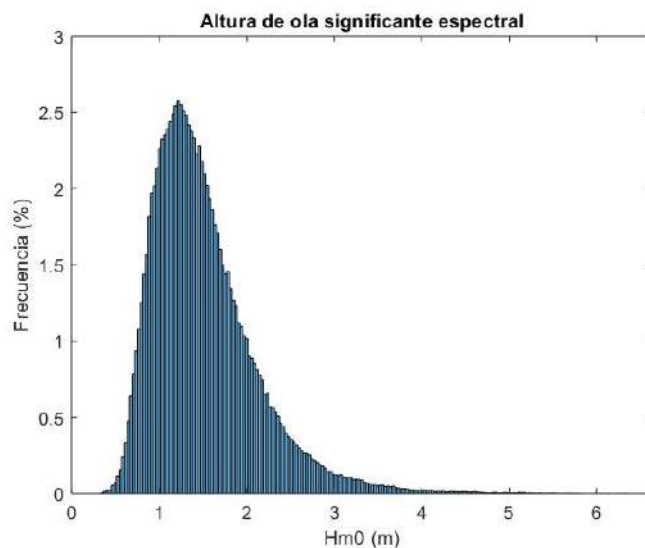


Figura 21: Histograma de altura de ola significativa

A partir del mismo, se obtuvieron valores de parámetros característicos del oleaje que se presentan en la Tabla 2.

Media	Mediana	Moda	Máximo	Percentil 99
1,5 m	1,4 m	1,3 m	6,3 m	3,5 m

Tabla 2: Valores característicos de altura de ola significativa

De acuerdo a los valores de altura de ola significativa máxima y la asociada al percentil 99, se puede concluir que son escasas las alturas de ola significativa con valores elevados y la distribución se encuentra esencialmente comprendida entre los 0,5 m y 3,5 m.

Luego, se presenta en la Figura 22 el ciclo medio anual para la altura de ola significativa, junto con la desviación estándar para cada uno de los meses, a fin de poder observar el comportamiento medio del oleaje a lo largo del año y su variación estacional.

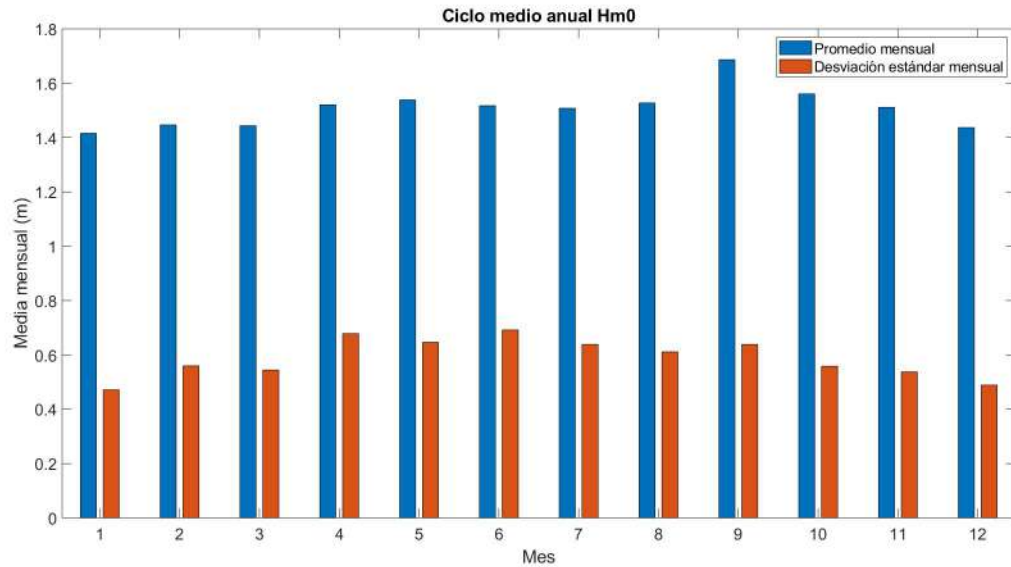


Figura 22: Ciclo anual de ola significativa

Se puede observar una altura media por mes relativamente constante a lo largo de la mayoría de los meses excepto por el mes de septiembre, donde se observa un promedio mayor al resto. En cuanto a la desviación estándar, sí se observa un comportamiento diferente, donde se aprecia claramente como en los meses fríos dicha desviación se incrementa y luego desciende en los meses cálidos.

Se prosigue a analizar la información del periodo medio espectral. Se presenta en la Figura 23 el histograma para dicha variable.

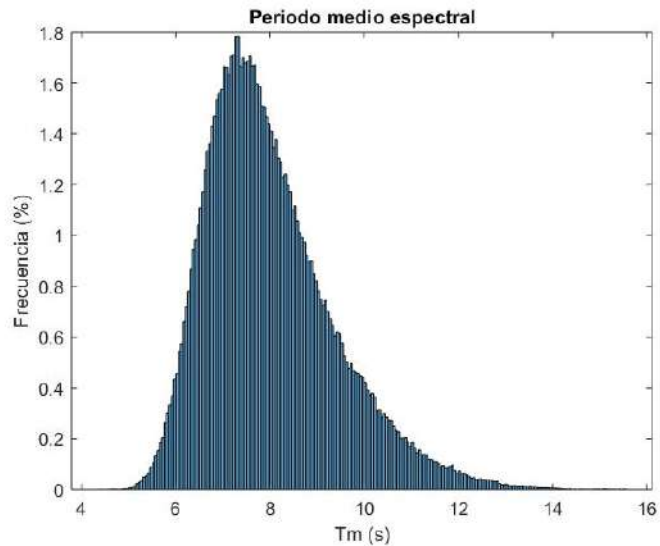


Figura 23: Histograma de periodo medio espectral

Se presentan en la Tabla 3 los valores característicos para la variable en cuestión.

Media	Mediana	Moda	Máximo	Percentil 99
7,8 s	8,0 s	8,4 s	15,5 s	12,1 s

Tabla 3: Valores característicos del periodo medio espectral

Posteriormente, se presenta el histograma de nivel de mar en la Figura 24.

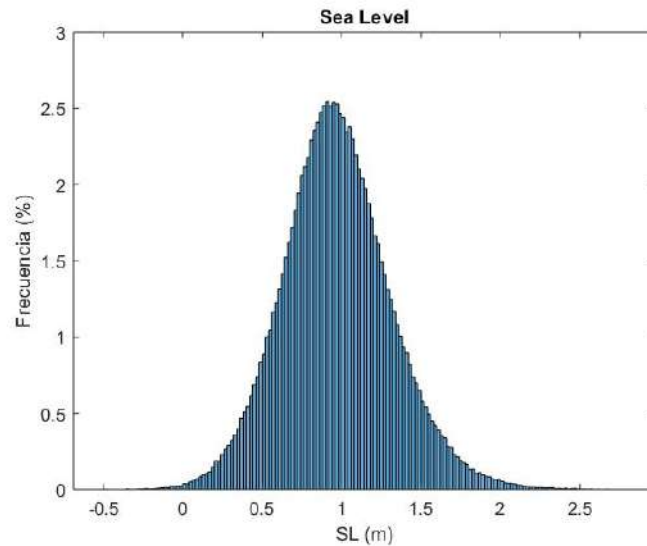


Figura 24: Histograma de nivel de mar

Se presentan en la Tabla 4 los valores característicos para dicha variable.

Media	Mediana	Moda	Máximo	Percentil 99
0,97 m	0,96 m	1 m	2,8 m	1,9 m

Tabla 4: Valores característicos del nivel de mar

Se presenta también el histograma de dirección media en la Figura 25. Se observaron dos direcciones predominantes, siendo estas de 90° y 158° medidas desde el norte en sentido horario. Esto indica un oleaje proveniente de las direcciones este y sur-sureste respectivamente.

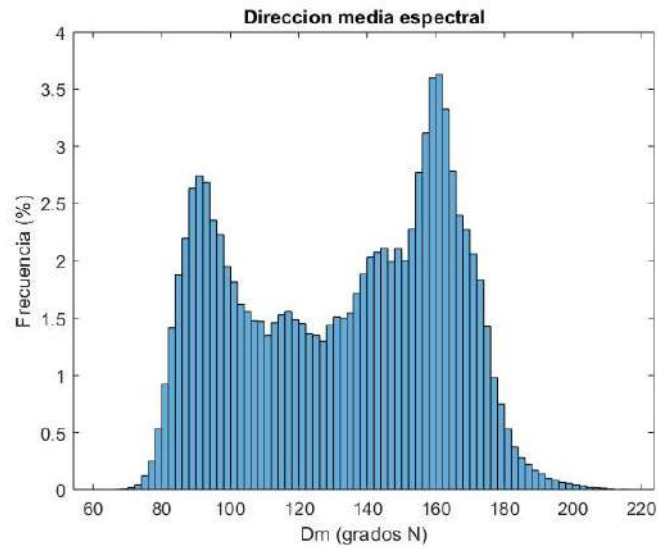
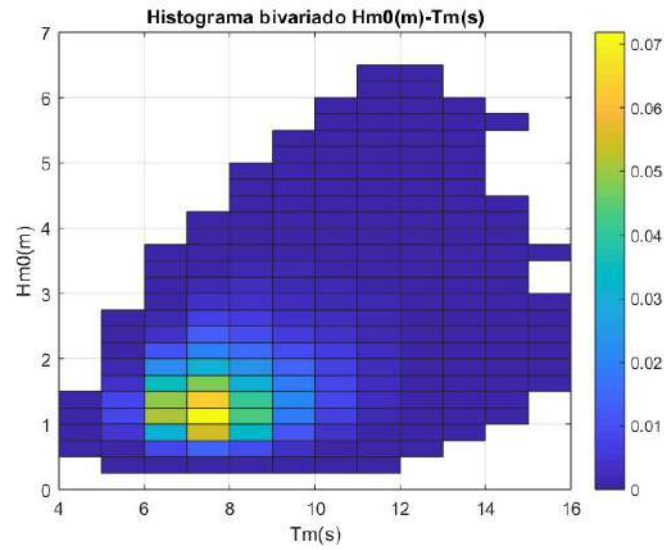
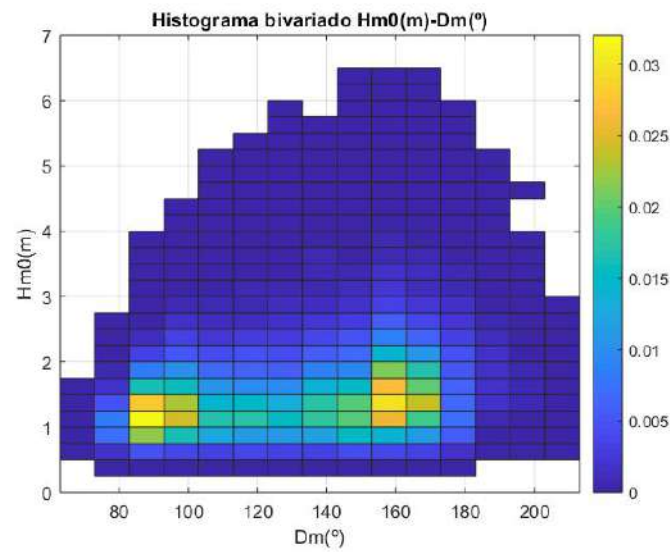


Figura 25: Histograma de dirección media

Se prosigue a analizar la relación entre variables mediante histogramas bivariados y rosa de oleaje. Se busca con estos, obtener las frecuencias de ocurrencia de dos variables vinculadas entre sí.

En primer lugar, en la Figura 26 se presenta el histograma bivariado de altura de ola significativa y periodo medio. Mientras tanto, en la Figura 27 se presenta el histograma bivariado de altura de ola significativa con dirección media.

Figura 26: Histograma bivariado H_{m0} - T_m Figura 27: Histograma bivariado H_{m0} - D_m

Los resultados son acordes con lo presentado previamente, donde se observan oleajes esencialmente de entre 1 m y 1,5 m provenientes de las direcciones este y sur-sureste con un periodo de entre 7 s y 8 s.

Por último se presenta la rosa de oleaje para la dirección media. (Figura 28).

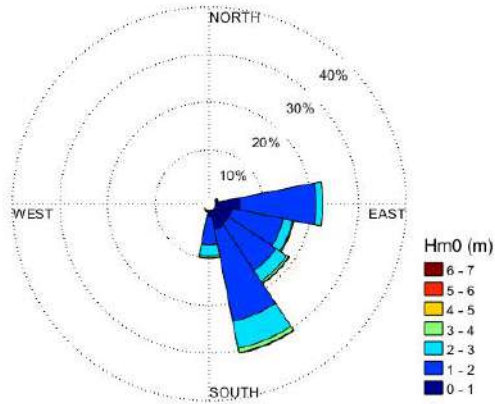


Figura 28: Rosa de oleaje de acuerdo a la dirección media

Nuevamente se observa una concordancia con lo visto anteriormente, un oleaje predominante de las direcciones este y sur-sureste con alturas entre 1 m y 1,5 m.

Régimen extremal

Como se mencionó previamente, es de interés el estudio del régimen extremal con el fin de obtener los parámetros de diseño de las soluciones a implementar. Se procede a estudiar el régimen extremal de altura de ola significativa y de niveles de mar mediante el método de máximos anuales.

Se comienza en primer lugar con el análisis de altura de ola significativa que se presenta en la Figura 29.

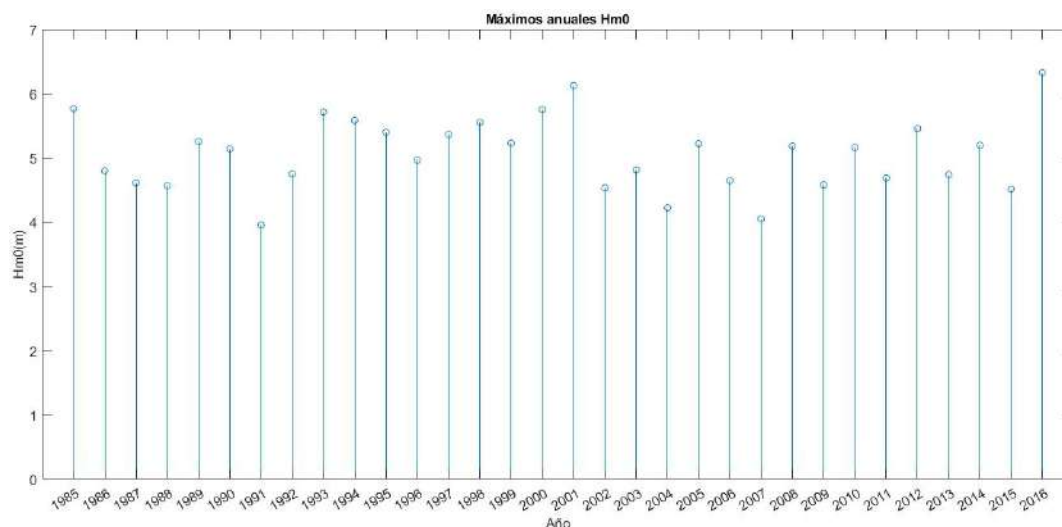


Figura 29: Máximos anuales de altura de ola significativa

Como se puede observar los máximos anuales de altura de ola significativa se mantienen oscilando dentro de un cierto rango a lo largo de los años exceptuando a los años 1985, 2001 y 2016 donde los valores superan las magnitudes usuales.

Para una mejor caracterización de los máximos anuales, se puede efectuar un ajuste a dicha serie con una distribución de probabilidad. Se trata de un ajuste mediante el cual los máximos de n observaciones, las cuales consideraremos independientes e idénticamente distribuidas, tienden a una distribución de probabilidad GEV cuando n tiende a infinito. Por más de que no se cuenta con una serie infinita, se considera apropiado el análisis del régimen extremal mediante máximos anuales producto de la extensa serie de datos con la que se cuenta.

Según la teoría de valores extremos (Coles, 2001), esta distribución de probabilidad está constituida por tres parámetros que se denominan parámetro de forma ϵ , parámetro de escala σ y parámetro de localización μ de acuerdo a la Ecuación 3 (Coles, 2001):

$$P(z \leq H_{sMA}) = \exp\left(-\left(1 + \epsilon \cdot \frac{z - \mu}{\sigma}\right)^{\frac{-1}{\epsilon}}\right) \quad (3)$$

En el programa computacional Matlab se utiliza la función `gevfit` para trabajar con dicha función de probabilidad, ajustándola mediante el método de máxima verosimilitud. Se presenta en la Figura 30 la serie de máximos anuales con su respectivo ajuste y los intervalos de confianza del 90%. Se aprecia como los valores de 1985 y 2016 escapan de los intervalos de confianza.

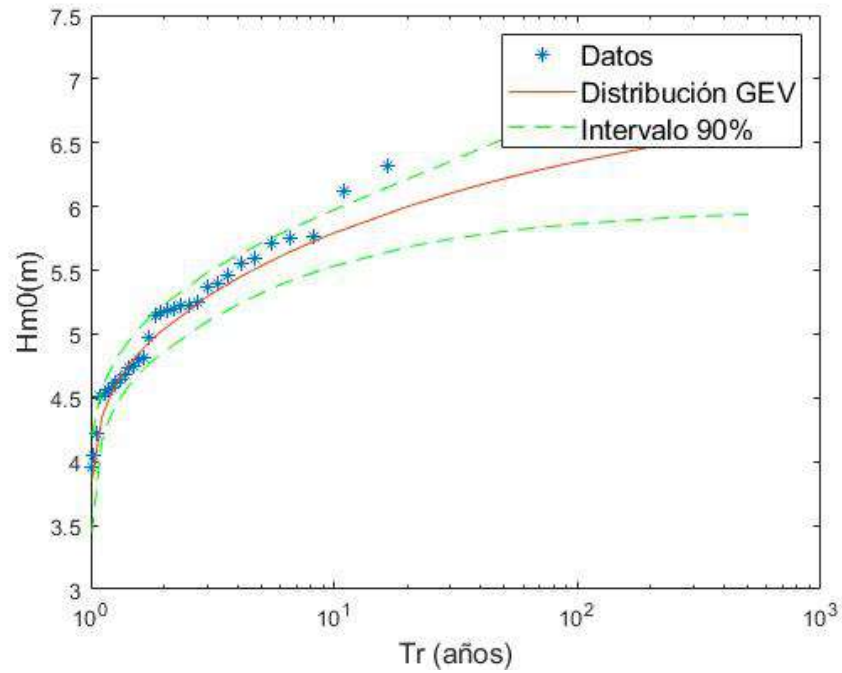


Figura 30: Ajuste GEV

Luego se realiza un análisis análogo para los niveles, presentando en la Figura 31 la serie de máximos anuales para dicha variable en conjunto con la serie de datos completa.

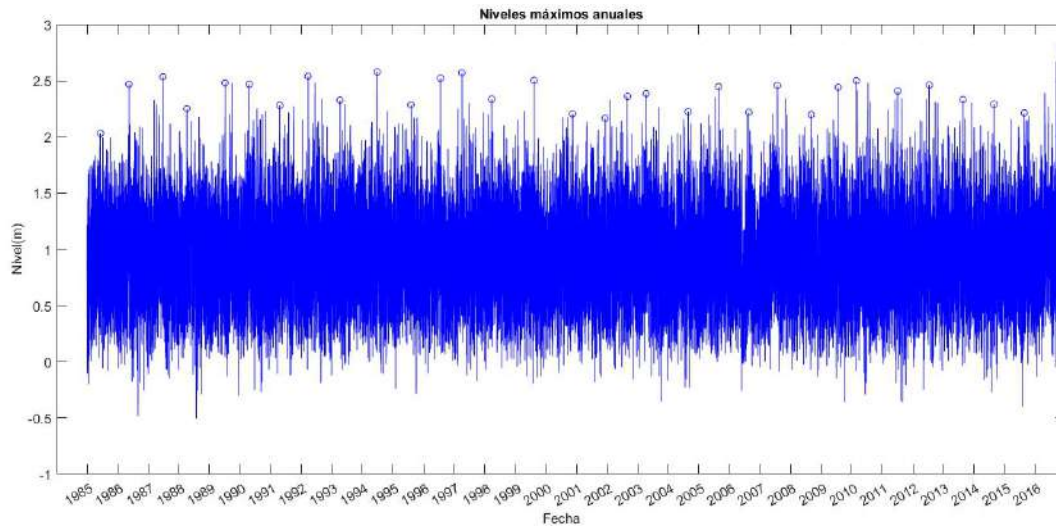
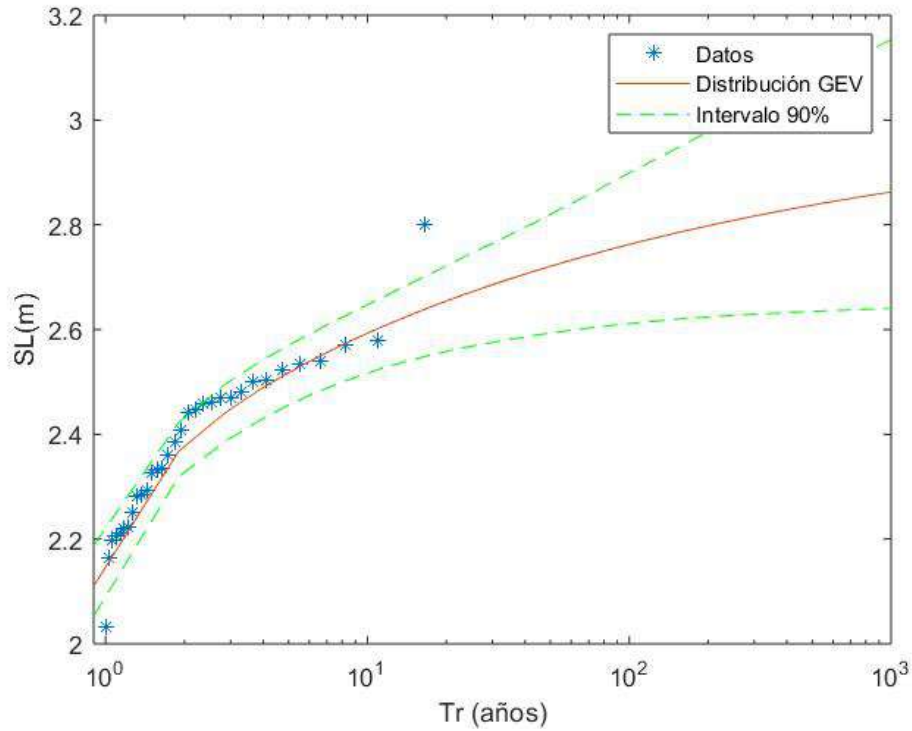


Figura 31: Máximos anuales de niveles

En este caso, se tiene un comportamiento relativamente homogéneo, con sus oscilaciones naturales, pero sin observarse valores máximos demasiado apartados unos de los otros a excepción del máximo de 2016.

En la Figura 32 se presenta el ajuste a la serie de máximos anuales con sus respectivos intervalos de confianza del 90 %.



A su vez, para los cálculos de la celeridad se recurre a la ecuación de dispersión para aguas profundas de forma que C queda de la siguiente forma:

$$C = \frac{g}{\sigma} \quad (6)$$

Luego, vinculando la frecuencia angular con la frecuencia ($\sigma = 2f\pi$) se obtiene que:

$$F = \frac{g^2 \cdot \rho}{4 \cdot \pi} \cdot \int_f \frac{E}{f} \quad (7)$$

Dicha integral define lo que se denomina momento de orden -1 o m_{-1} . Luego multiplicando y dividiendo por el momento de orden cero y definiendo el periodo espectral $Tm_{-1} = \frac{m_{-1}}{m_0}$ se llega a la siguiente ecuación:

$$F = \frac{g^2 \cdot \rho}{4 \cdot \pi} \cdot T_e m_0 \quad (8)$$

Finalmente, se vincula la altura de ola significativa con m_0 a partir de la siguiente ecuación:

$$H_{m0} = 4 \cdot \sqrt{m_0} \quad (9)$$

Llegando a que:

$$F = \frac{g^2 \cdot \rho}{64 \cdot \pi} \cdot T_e \cdot H_{m0}^2 \quad (10)$$

Se obtienen de esta forma los gráficos de flujo medio de energía anual y su dirección asociada en las figuras 33 y 34, donde se consideró el periodo medio como periodo espectral.

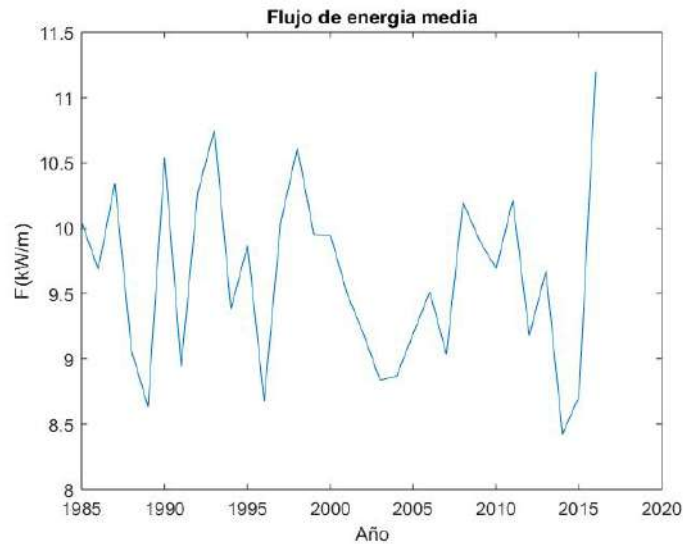


Figura 33: Flujo medio anual de energía

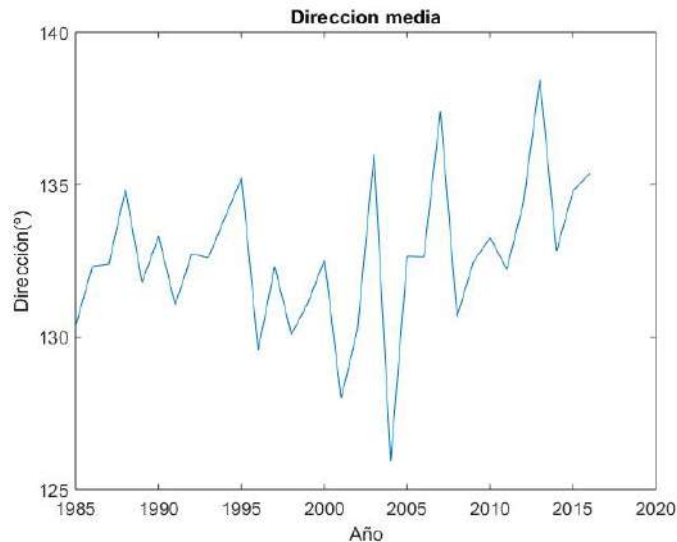


Figura 34: Dirección media anual del flujo de energía

Se obtuvieron valores medios de $F=9,6$ kW/m con una dirección media de 133° medidos desde el norte en sentido horario. Por otra parte, se observa como el mayor flujo de energía ocurre en 2016. Dicho año fue el mayor de los máximos anuales. A su vez, en las figuras 35 y 36 se presentan los gráficos de flujo medio de energía mensual y su dirección respectiva de modo de poder ver su distribución estacional.

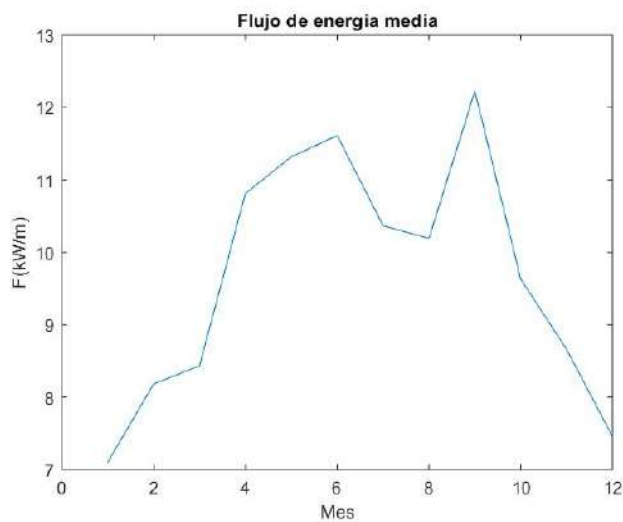


Figura 35: Flujo medio mensual de energía

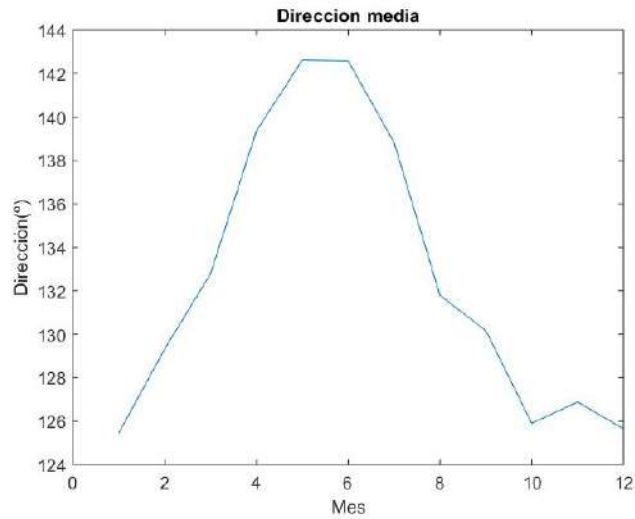


Figura 36: Dirección media mensual del flujo de energía

En cuanto al comportamiento mensual, se puede observar un pico en el mes de septiembre y magnitudes superiores en los meses de invierno mientras que a medida que se aproxima el verano dichos valores decrecen. Esto es concordante con lo observado en el ciclo medio anual de altura de ola significativa donde se presentaba un comportamiento similar.

3. Evolución de la línea de costa

Se pretende en esta sección caracterizar la dinámica de la posición de la línea de costa a lo largo de todo el arco que contiene a la zona de estudio. Tal como se describió en secciones previas se trata de un tramo de aproximadamente 700 m ubicado en el arco costero entre La Pedrera y el Puerto La Paloma. Para el análisis se hizo uso de fotografías aéreas por un lado, mientras que por otra parte se trabajó con el programa CoastSat² para un análisis más exhaustivo a través del procesamiento de imágenes satelitales.

3.1. Fotos aéreas

En esta primera sección se efectúa un análisis cualitativo de forma de poder observar a grandes rasgos variaciones en la posición de la línea de costa y el arco costero a través de fotografías aéreas tomadas en 1966 (Figura 37), 1986 (Figura 38), 1994 (Figura 39) y 2018 (Figura 40), donde las del 1966 y 2018 fueron extraídas del portal IDE mientras que las de 1986 y 1994 fueron obtenidas de fotografías tomadas por la fuerza aérea. Vale la pena destacar que, en la fotografía de 1994, no se llega a apreciar el balneario de Costa Azul enteramente ya que la misma solo toma una porción del balneario en cuestión. De todas formas resulta importante para el análisis global del arco costero.

²github.com/kvos/CoastSat



Figura 37: Fotografía aérea del IDE del año 1966



Figura 38: Fotografía aérea de la fuerza aérea del año 1986



Figura 39: Fotografía aérea de la fuerza aérea del año 1994



Figura 40: Fotografía aérea del IDE del año 2018

En primer lugar se puede observar como se ve aumentada la población en la localidad, donde comparando las fotografías de los años 1966 y 2018, se aprecia una mayor densidad de viviendas. Esta apreciación se confirmó con información obtenida de datos censales del INE, donde entre dichos años la población en Costa Azul aumentó hasta en 5 veces (INE. Censos. Recuperado de <https://www.ine.gub.uy/web/guest/censos2> el 01 de mayo de 2022). Se destaca que en la zona que comprende al balneario el número de viviendas privadas desocupadas, presumiblemente destinadas

a veraneo, aumentó en 1,42 veces en el período entre 1996 y 2004 (SNAP, Agosto 2009). Asociado a esto, se puede observar como en el balneario en estudio se ha visto en aumento la construcción de viviendas sobre la playa, donde comparando con los balnearios linderos se ve una importante diferencia ya que estos no presentan construcciones tan cerca de la orilla, lo que da como producto una reducción del cordón dunar. También se puede apreciar en la fotografía de 2018 una elevada porción de la playa húmeda, lo que no se observa de tal forma en la generalidad del arco, menos aún en la zona norte del arco donde se observa la arena esencialmente seca. De todas formas, esta fotografía es de un instante específico por lo que no se pueden hacer afirmaciones contundentes al respecto.



Figura 41: Fotografías aéreas para el arco costero de La pedrera hasta La Paloma

Se puede observar como, comparando la fotografía del 2018 con las 3 restantes (Figura 41), al introducirse el espigón próximo al Puerto La Paloma se dió lugar a un proceso de acumulación de arenas en las proximidades al mismo, lo que conllevó a una playa más amplia en dicha ubicación. Dicho espigón, inaugurado en el año 2010, tenía como objetivo la reducción de aportes de arena que las corrientes litorales arrastran dentro del puerto, de forma de obtener un mayor calado para los barcos y así poder volver a dar uso a parte de los muelles del puerto (Saceem, 2010).

Por último, se presenta una comparación de la línea de dunas y construcciones de parte de la zona de Costa Azul y el tramo sur del arco. Se compara dicha línea de acuerdo a la fotografía aérea de 2018 con la de 1994. La fotografía de 1994 presenta el problema de que solo se puede observar la mitad del tramo costero del balneario Costa Azul pero es la única que tiene una calidad suficiente como para poder identificar efectivamente la línea de dunas y construcciones. Se presenta a continuación la Figura 42.

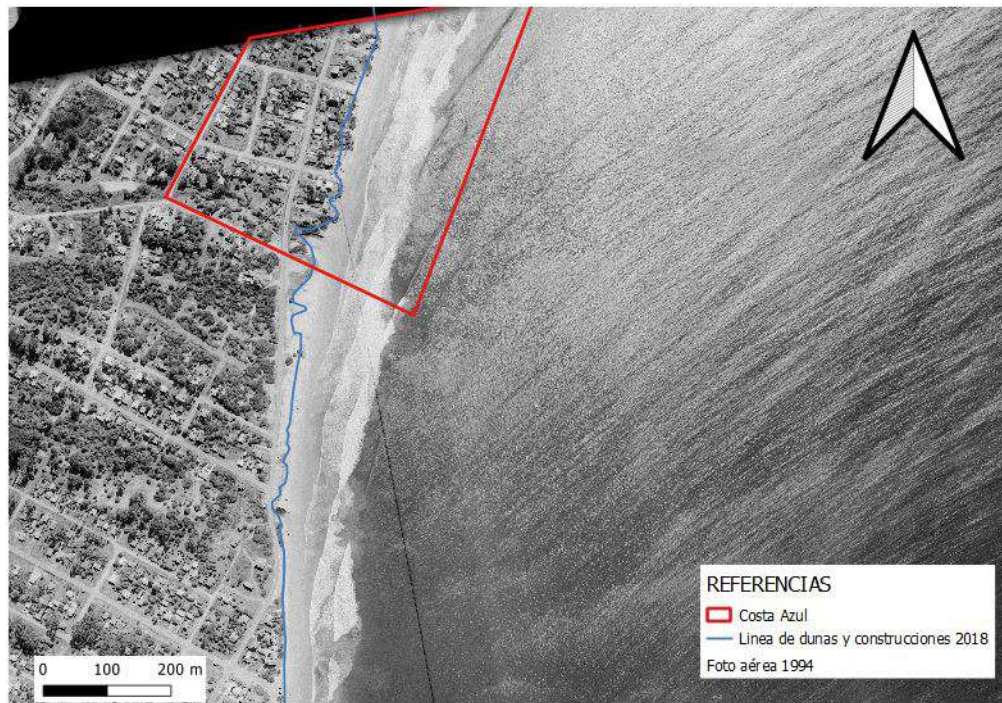


Figura 42: Variación de la línea de dunas y construcciones entre 1994 y 2018

Se puede observar como desde 1994 a 2018 se nota una pérdida de dunas y construcciones tanto en Costa Azul como en las proximidades del balneario. En cambio, más hacia el sur no se aprecia dicho retroceso.

3.2. Imágenes satelitales

La siguiente sección se concentra en el análisis de los resultados obtenidos a partir del programa CoastSat. El mismo detecta la posición de la línea de costa respecto a un cero de referencia, a partir del procesamiento de imágenes satelitales. El algoritmo utilizado por el programa utiliza una técnica de resolución de sub-píxel lo que permite refinar la interfase agua-arena respecto a la resolución de las imágenes satelitales que utiliza.³

Para la zona de estudio los satélites involucrados son Landsat 5, Landsat 7, Landsat 8 y Sentinel-2, abarcando un periodo total desde Enero de 1984 hasta Diciembre de 2021. Los periodos específicos de cada misión, frecuencia de visita y resolución se detallan a continuación.

- Landsat 5. Enero 1984- Enero 2013. 16 días de frecuencia. Resolución 30 metros.
- Landsat 7. Abril 1999- Actualidad. 16 días de frecuencia. Resolución 15 metros.
- Landsat 8. Febrero 2013- Actualidad. 16 días de frecuencia. Resolución 30 metros.
- Sentinel-2A. Junio 2015- Actualidad. 10 días de frecuencia. Resolución 10 metros.
- Sentinel-2B. Marzo 2017- Actualidad. 10 días de frecuencia. Resolución 10 metros.

Como los satélites Sentinel-2 viajan en órbitas opuestas, la frecuencia de imágenes termina siendo de 5 días. Para el análisis se trazaron 19 transectas ubicadas a una distancia de aproximadamente 280 metros entre cada una, las cuales se visualizan a continuación (Figura 43).

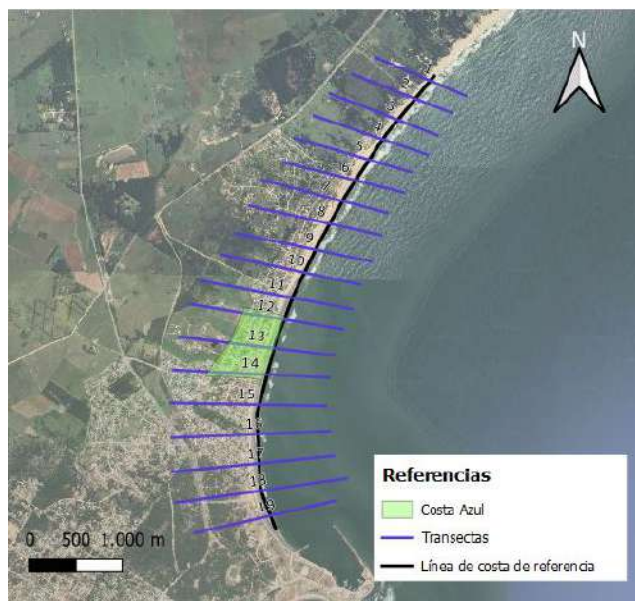


Figura 43: Transectas y línea de costa de referencia

³github.com/kvos/CoastSat

Tal como se mencionó, a partir del procesamiento de las imágenes por parte del programa se obtiene la posición de la línea de interfase arena-agua respecto a algún cero de referencia arbitrario de cada transecta. Se procede obteniendo la mediana de estas posiciones para cada año, obteniendo una serie de 36 posiciones para cada una de las transectas analizadas. Luego, se corrige cada una de las series por la mediana del periodo completo, ya que no interesa la posición respecto al cero de referencia, sino la variación interanual.

En las figuras 44 y 45 se observa lo recién descrito, junto con una aproximación lineal de primer orden y gráficos de barras que permiten visualizar la densidad de datos para cada año.

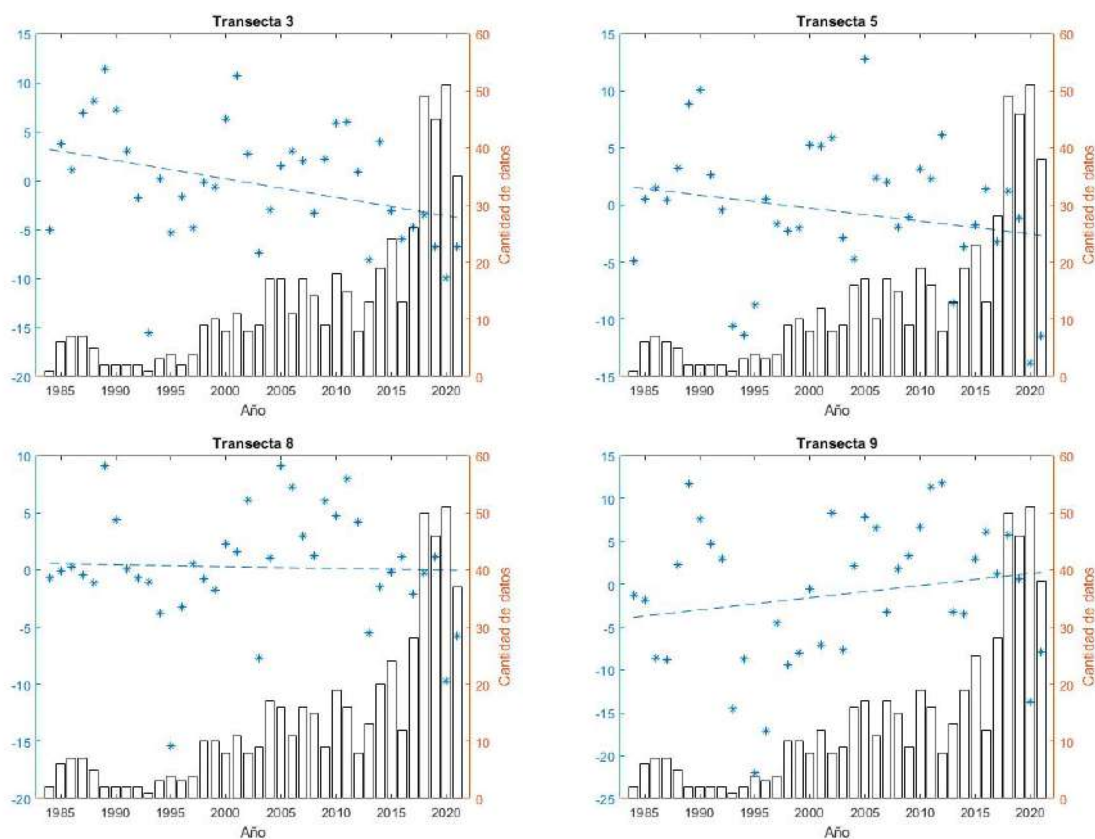


Figura 44: Mediana anual de posiciones de línea de costa y cantidad de datos. Tramo norte-centro

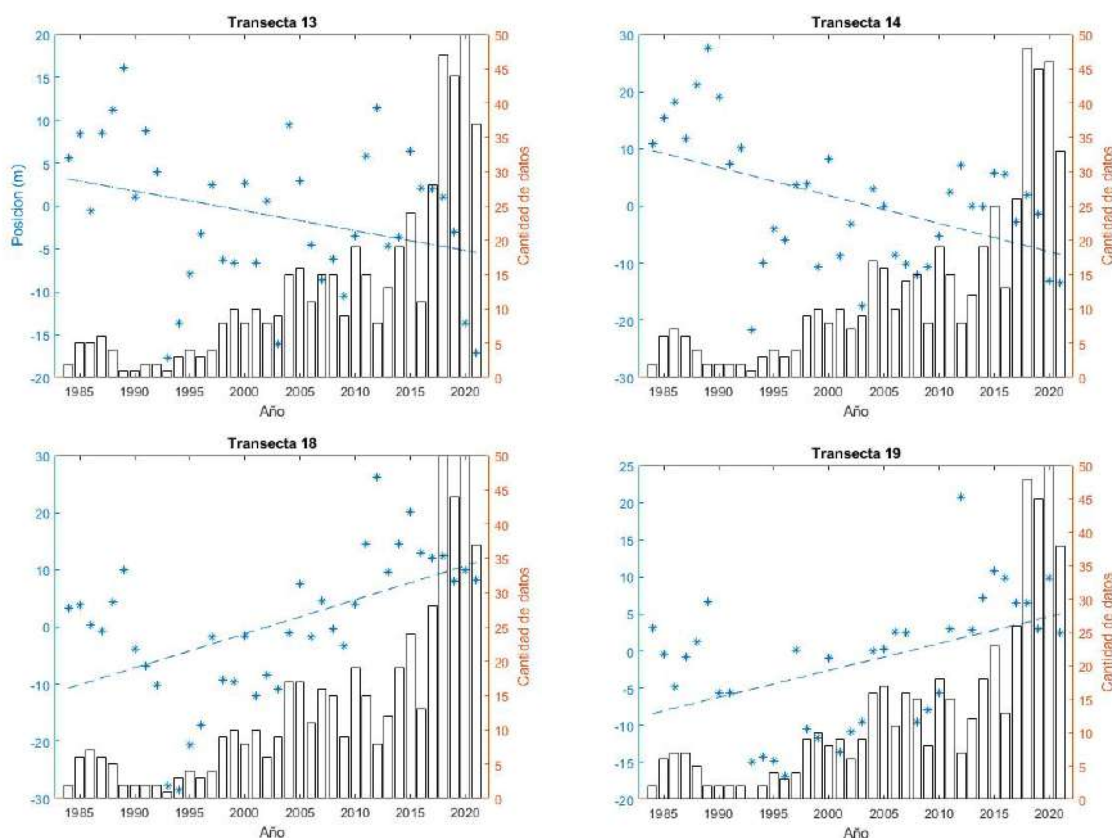


Figura 45: Mediana anual de posiciones de línea de costa y cantidad de datos. Tramo centro-sur

Se escogieron estas transectas ya que las mismas se comportan similares a las de su alrededor siendo representativas de la zona.

De esta primera visualización se concluye que no existe a lo largo de la costa un comportamiento homogéneo. Se reconocen ciertas tendencias a partir de las aproximaciones lineales. No existe un retroceso o ensanchamiento constante sino más bien una oscilación a lo largo de los años respecto a alguna posición media dependiendo de cada transecta. Además, la tendencia tomando la totalidad de los años es distinta según la zona observada, existiendo una tendencia a retroceso en la zona norte, y un ensanchamiento en la zona sur. En la zona media existen tanto tendencias de retroceso como también estables y de ensanchamiento.

Se procede a realizar un ajuste sinusoidal de forma de visualizar mejor el comportamiento oscilatorio observado inicialmente. Esto se representa en las figuras 46 y 47.

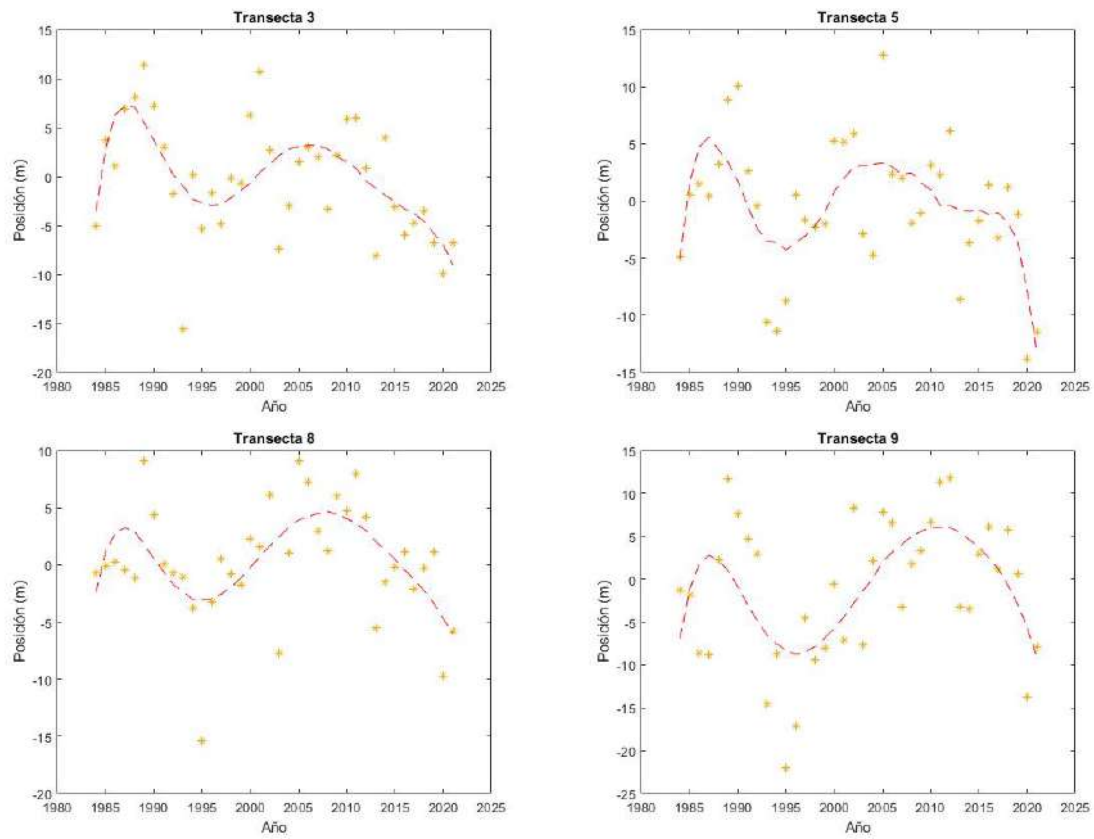


Figura 46: Ajustes polinómicos de grado 6

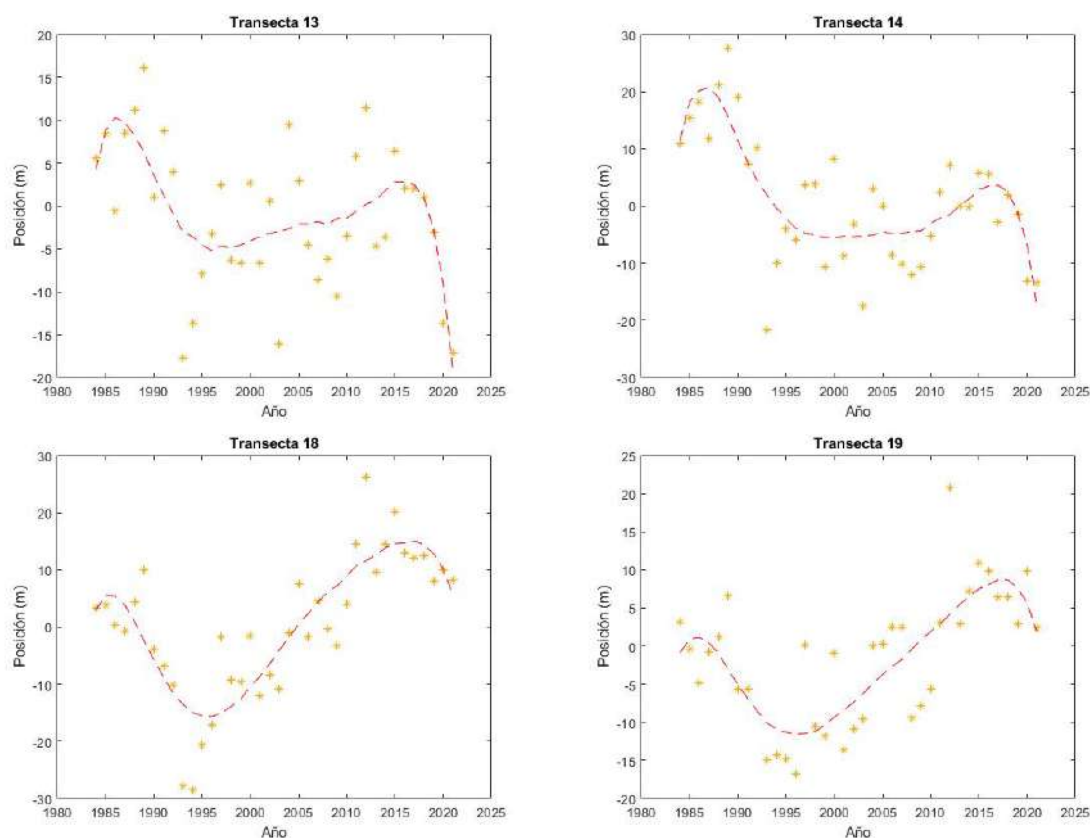


Figura 47: Ajustes polinómicos de grado 6

Se observan dos picos en la totalidad de los gráficos, comprendiendo ciclos de 30 años aproximadamente dependiendo de la transecta observada. El comportamiento oscilatorio se trata de un retroceso de la línea de costa sostenido en los primeros 15 años observados, un avance en los siguientes 15 años y finalmente una nueva tendencia de retroceso observada en el periodo más reciente.

En lo que refiere a la situación más reciente de línea de costa en la zona de estudio, los datos advierten que en los últimos años se encuentra en uno de los momentos erosivos de mayor intensidad en los 36 años de registro.

3.3. Síntesis y conclusiones

A partir de la observación de las fotos aéreas y fundados en lo estudiado por el INE y el Ministerio de Medio Ambiente se puede afirmar que existe un aumento de población y construcciones a lo largo del arco. Particularmente en Costa Azul, las construcciones se encuentran más próximas a la línea de costa que en balnearios vecinos, no observándose el cordón dunar libre que si se puede notar en el resto de la faja costera, encontrándose dicha sección mucho más susceptible al retroceso de la línea de costa. En cuanto al comportamiento del arco en su totalidad, se reconoce cierta tendencia al ensanchamiento en la zona sur del arco, que presumiblemente se comenzó a materializar luego de la construcción del espigón del Puerto La Paloma. Sin embargo, para el resto del arco el comportamiento es oscilatorio, comprendiendo ciclos de entre 15 y 30 años aproximadamente. Al año 2021 la playa que comprende al balneario se encuentra en uno de los momentos erosivos de mayor intensidad de la totalidad del periodo observado.

4. Diagnóstico

En esta sección se pretenden definir las posibles causas a la problemática observada en Costa Azul, en el departamento de Rocha, en base a los estudios realizados en las secciones previas de este documento.

En primer lugar, en la visita se pudo apreciar de primera mano la problemática en cuestión. Se efectuó un avistamiento de todo el arco costero comprendido entre el Puerto La Paloma y La Pedrera, prestando especial atención tanto en el cordón dunar a lo largo del mismo como en el ancho de playa en toda la faja costera. Lo que se constató fue un problema puntualmente grave en Costa Azul, siendo la única sección con construcciones sobre el cordón dunar y sin playa al momento de la visita, día de marea alta y oleaje de alta energía. Este hecho no es casualidad ya que se constató que es la única sección del arco con padrones regularizados tan próximos a la línea de agua, como se observó en la Figura 14.

En cuanto a la evolución del arco costero, se efectuó la comparación de fotografías aéreas donde se observó un pequeño estrechamiento de la franja costera en la mayor parte del arco, con excepción de la zona sur donde se dió un ensanchamiento de la playa debido a la acumulación de arenas producto de la construcción del espigón próximo al Puerto La Paloma. Se observó un aumento de la densidad de viviendas en el balneario lo que se contrastó luego con los datos censales del INE. Debido a que las fotografías aéreas son representativas de momentos puntuales, no resultan ser en si mismas una fuente del todo fiable para el análisis del comportamiento del arco costero. Es por esto que se recurrió al estudio y análisis de imágenes satelitales, obteniéndose una descripción más continua de la evolución del arco trabajando con un periodo de 36 años. Se concluyó la existencia de un comportamiento oscilatorio de la línea de costa a lo largo de todo el arco, no habiendo una tendencia de retroceso o ensanchamiento marcado a lo largo de los años sino más bien un comportamiento oscilatorio donde, a través de esta, se observa una tendencia erosiva en la zona norte con una zona de transición en el balneario de estudio y un ensanchamiento de playa en el sur.

Observando la zona de estudio se constató un comportamiento oscilatorio al igual que en el resto del arco costero, caracterizado por ciclos de 30 años aproximadamente. La oscilación de la línea de costa es concordante con la variación de la dirección del flujo medio de energía obtenida. En los años más recientes la playa frente al balneario se encuentra en uno de los periodos de mayor retroceso dentro del periodo observado.

A raíz de lo descrito, se concluye que el problema puntual en Costa Azul se debe a la presencia de construcciones sobre el arco dunar que, sumado al poco ancho de playa, dan lugar a que el balneario sea más susceptible al comportamiento oscilatorio de la línea de costa y a eventos de tormenta.

En las siguientes secciones se evaluarán distintas alternativas de solución a la problemática, para la posterior inclinación por una de ellas y llevar adelante el diseño a nivel de anteproyecto.

5. Requisitos de diseño

Con el objetivo de definir la vida útil, la probabilidad de fallo y los eventos de diseño en base a lo cual se evaluarán las posibles medidas de intervención, se recurre a las Recomendaciones de Obras Marítimas, ROM, en particular ROM 0.0 (Puertos del Estado, 2001) y ROM 1.0-09 (Puertos del Estado, 2009). La vida útil de una obra está ligada al IRE (índice de repercusión económica) e ISA (índice de repercusión social y ambiental). El primero valora cuantitativamente las repercusiones económicas por reconstrucción de la obra y por cese de las actividades dependientes de ella. Por otro lado, el índice ISA estima de manera cualitativa el impacto social y ambiental esperable en caso de producirse la destrucción o la pérdida de operatividad total de la obra marítima.

Para la determinación de los parámetros antes mencionados se recurre a las figuras 2.2.33 (Figura 48) y 2.2.34 (Figura 49) del ROM 1.0-09, donde se establecen valores de vida útil y probabilidades de fallo para distintos tipos de estructuras considerando los índices antes descritos.

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA		INDICE IRE ⁷		VIDA ÚTIL MÍNIMA (V _m) ⁷ (años)
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Puertos abiertos a todo tipo de tráfico	r ₃ Alto	50
		Puertos para tráfico especializados	r ₂ (r ₃) ¹ Medio (alto) ¹	25 (50) ¹
	PUERTO PESQUERO	r ₂ Medio	25	
	PUERTO NAÚTICO-DEPORTIVO	r ₂ Medio	25	
	INDUSTRIAL	r ₂ (r ₃) ¹ Medio (alto) ¹	25 (50) ¹	
	MILITAR	r ₂ (r ₃) ² Medio (alto) ²	25 (50) ²	
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MÁRGENES	r ₂ (r ₃) ³ Medio (alto) ³	25 (50) ³	
	ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES ⁴	r ₃ Alto	50
PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO		r ₂ (r ₃) ⁵ Medio (alto) ⁵	25 (50) ⁵	
PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES		r ₁ (r ₃) ⁶ Bajo (alto) ⁵	15 (50) ⁷	
REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		r ₁ Bajo	15	

¹ El índice IRE se elevará a r₃ cuando el tráfico esté asociado con el suministro energético o con materia primas minerales estratégicos y no se disponga de instalaciones alternativas adecuadas para su manipulación y/o almacenamiento.

² El índice IRE se elevará a r₃ cuando la instalación militar se considere esencial para la defensa nacional.

³ En obras de protección de rellenos o de defensa de márgenes se tomará un índice IRE igual al señalado para el área portuaria en que se localiza.

⁴ Se entienden como diques de defensa ante grandes inundaciones, aquéllos que en caso de fallo podrían producir importantes inundaciones en el territorio.

⁵ El índice IRE se elevará a r₃ cuando la toma de agua o el punto de vertido esté asociado con el abastecimiento de agua para uso urbano o con la producción energética.

⁶ El índice IRE se elevará a r₂ cuando en su zona de afección se localicen edificaciones o instalaciones industriales.

⁷ Los índices inferiores a r₃ de la tabla se elevarán un grado por cada 30 M€ de coste de inversión inicial de la obra de abrigo.

Figura 48: Valores IRE y vida útil para distintos tipos de obras marítimas

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE ISA	P _{FELU}	P _{FELI}		
ÁREAS PORTUARIAS	COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas ¹	s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique		s ₁	No significativo	0.20	0.20
	FESQUERO	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20
	NÁUTICO-DEPORT.	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20
	INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
			Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique		s ₁	No significativo	0.20	0.20
	MILITAR	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique ¹		s ₃	Alto	0.01	0.07
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20
PROTECCIÓN *	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07	
		Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10	
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES ³			s ₄	Muy alto	0.0001	0.07
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO			s ₂ (s ₃) ⁴	Bajo (alto) ⁴	0.10 0.0001	0.10 0.07
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES			s ₂ (s ₄) ⁵	Bajo (muy alto) ⁵	0.10 0.0001	0.10 0.07
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS			s ₁	No signif.	0.20	0.20
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O MÁRGENES			s ₁	No signif.	0.20	0.20

¹ PROTECCIÓN DE RELLENOS O MÁRGENES.
² En el caso de que en la superficie adosada al dique esté previsto que se ubiquen edificaciones (p.e. estaciones marítimas, torres, ...), depósitos o áreas que pudieran resultar afectados en el caso de fallo de la obra de abrigo, se considerará un índice ISA muy alto (s₄) (P_{FELU}=0.0001; P_{FELI}= 0.007).
³ Se consideran mercancías peligrosas los grupos de de sustancias prioritarias incluidas en el anexo X de la Directiva Marco del Agua (Directiva 2000/60/CE), en el inventario europeo de emisiones contaminantes (EPER, Decisión 2004/479/CE), y en el Reglamento Nacional de Admisión, Manipulación y Almacenamiento de Mercancías Peligrosas (Real Decreto 1451/989) (ver ANEX S.1.03).
⁴ Se entiende como diques de defensa ante grandes inundaciones, aquellos que en caso de fallo podrían producir importantes inundaciones en el territorio.
⁵ El índice ISA se elevará a s₃ cuando la toma de agua o el punto de vertido esté asociado con el abastecimiento de agua para uso urbano o industrial o con la producción energética.
⁶ El índice ISA se elevará a s₄ cuando en caso de fallo pudieran resultar afectadas edificaciones u otras instalaciones industriales.

Figura 49: Valores ISA y probabilidades de fallo para distintos tipos de obras marítimas

Dado que las soluciones con las que se trabajan en este apartado son consideradas de regeneración y protección de playas, se obtiene una vida útil de 15 años y una probabilidad de fallo de 20%. Luego se puede determinar el periodo de retorno asociado a dichas variables a partir de la siguiente relación (Chow, Maidment, Mays, 1994).

$$Tr = \frac{1}{1 - (1 - P_f)^{\frac{1}{v}}} \quad (11)$$

Con lo cual se obtiene un periodo de retorno del evento extremo de 68 años. En base a este evento se evaluarán las medidas de intervención a implementar.

6. Análisis de alternativas

Se analizan en esta sección posibles medidas de intervención a implementar en la zona de estudio. El objetivo de las medidas a implementar es la protección de las construcciones ubicadas en la faja costera, procurando a su vez una restauración de la playa con el fin de aumentar el valor recreativo, turístico y por ende económico del balneario, velando por el desarrollo sostenible de la totalidad del arco costero. Se descartan las soluciones de tipo muros costeros, siendo que si bien las mismas proporcionan una protección inmediata beneficiando directamente a los propietarios de las construcciones en la línea más próxima al agua, los efectos reflectivos generados por los mismos pueden potenciar la erosión en la playa siendo contraproducente con el aumento del valor simbólico del balneario. Dentro de la misma agrupación de soluciones duras o grises también se descartan soluciones como espigones y estructuras transversales a la línea de costa que puedan tener efectos sobre el transporte litoral y por ende sobre el equilibrio del resto del arco, influenciando a la playa a las márgenes del balneario.

En las siguientes secciones se evaluarán tres posibles medidas de intervención: un relleno de playa, diques exentos y un revestimiento del frente costero. Se llevará adelante una estimación de las dimensiones y costos asociados requeridos por cada uno y sus posibles combinaciones, de forma de obtener elementos para tomar una decisión a la hora de inclinarse por la implementación de una u otra. Para conocer las variables oceánicas en las proximidades de la zona de interés es necesario propagar los estados de mar desde la boya virtual. Para este primer análisis se recurrió a la propagación de oleaje en base a la teoría de rayos y la ley de Snell, descritas en el Anexo A.

6.1. Relleno de playa

6.1.1. Desarrollo conceptual

El relleno de playa consiste en aportes de arena en la playa con cierta periodicidad, por lo que se trata de una medida que requiere de monitoreo y mantenimiento. Al tratarse de una medida blanda, este tipo de solución no detiene o evita los procesos erosivos, por lo tanto estos fenómenos se van a seguir dando como antes de incorporar el relleno.

Los rellenos de playa tienen como objetivo ofrecer protección frente a eventos de tormentas, extienden el área recreativa en la playa y, en algunos casos, proveen un hábitat natural a ciertas especies. La estabilidad y duración de los rellenos es función de la magnitud del oleaje y las pendientes de playa. Pendientes bajas y oleajes de magnitudes no muy elevadas dan lugar a un relleno más duradero y que no tenga que reponerse de forma frecuente. Es usual que el relleno se realimente cada 5 años (Bosboom, J. and Stive, M. J. F. 2021). Para este tipo de obra se busca una granulometría de igual o mayor tamaño que el material existente. Si el tamaño de grano del relleno es más grande que el nativo, entonces el transporte de sedimentos será menor que antes mientras que si es menor al nativo, el transporte será mayor. Además, menores tamaños requieren mayores volúmenes para alcanzar un ancho de playa objetivo. Por tanto se procura que estén constituidos con pocos finos o ausencia de estos. A su vez, los rellenos pueden tener distintas ubicaciones de acuerdo a la situación en particular con la que se trate: en playa, en duna o sumergido. Un aspecto importante de los rellenos es la obtención del material, debiéndose tener una fuente de material en un lugar cercano y con cantidad de material suficiente como para que la reposición sea de acuerdo a los tiempos de diseño de estas soluciones.

6.1.2. Cálculos estimativos

Como se explicó previamente, este tipo de intervención se realiza con el objetivo de aumentar el ancho de playa y regenerar una duna primaria mediante el aporte de arena. En este caso en particular se busca mejorar la respuesta de la playa ante eventos de tormenta brindando protección a las construcciones en primera línea, además de aumentar el valor turístico del balneario.

A modo de poder dar un orden de cantidades necesarias de materiales y poder estudiar la viabilidad de esta solución en si misma o su posibilidad de trabajar en conjunto con otra solución, se desarrollan algunos cálculos al primer orden de los volúmenes necesarios para materializar la intervención.

Altura de berma

Para la determinación de la altura de berma se trabajó con las medidas en playa mediante GPS diferencial obtenidas en la Sección 2.5. A través de la construcción de los perfiles se ponderó una altura de berma. Se obtuvo un valor medio de 1,5 m.

Ancho de berma

Un parámetro necesario para la determinación del volumen de relleno es el ancho de berma. Para la estimación del mismo se recurre al modelo de erosión de duna de Vellinga (1986). Este plantea que en eventos de tormenta donde crece el nivel medio del mar, el perfil del playa se ve modificado y tiende a un nuevo perfil pos-tormenta. Comparando el perfil pre- y pos-tormenta se calculan los volúmenes erosionados (sedimentados) en la parte superior (inferior) del perfil. Asumiendo que el sedimento se conserva, el perfil pos-tormenta se lo desplaza en horizontal hasta equiparar los volúmenes erosionados y depositados. Un esquema de lo recién mencionado se observa en la Figura 50.

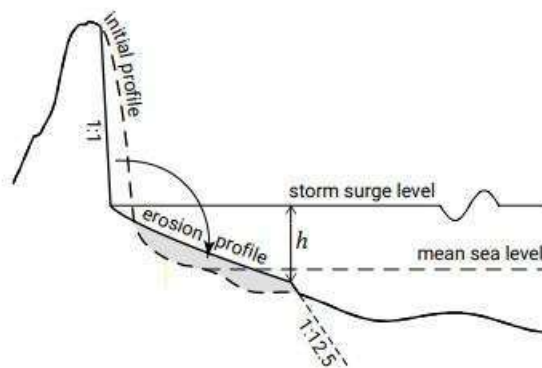


Figura 50: Modelo de erosión de duna. Bosboom, J. and Stive, M. J. F. (2021)

El modelo plantea que el perfil pos-tormenta sigue la siguiente relación a partir del nivel del mar en tormenta:

$$h = A \cdot (x)^{0,78} \quad (12)$$

$k = 10$ m y determinando L para cerrar el balance.

En lo que respecta al evento de diseño, se toman diferentes combinaciones de oleaje y nivel extremo.

Eventos de diseño:

1. $SL=2,7$ m correspondiente a un $Tr = 68$ años y $H_{m0}= 1,5$ m obtenido como el promedio de las alturas de olas significante concomitantes con máximos anuales de SL .
2. $H_{m0}=5,5$ m correspondiente a un $Tr = 5$ años y $SL=2,6$ m correspondiente a un $Tr = 20$ años.
3. $H_{m0}=6,0$ m correspondiente a $Tr = 20$ años y $SL=2,5$ m correspondiente a $Tr = 5$ años.

Los resultados obtenidos se visualizan en la Tabla 5.

Evento	L (m)	retroceso k (m)
1	17	10
2	40	10
3	30	10

Tabla 5: Resultados obtenidos para los diferentes eventos de diseño

Se opta entonces por un ancho $L= 40$ m, siendo este el ancho adecuado para resistir a todos los eventos planteados.

Volumen

A partir de los valores recién definidos es posible obtener una estimación del volumen a rellenar. Para el caso de un perfil en estado sano y trabajando con un material del relleno de similares características al material nativo, se puede estimar el volumen de material de relleno en m^3 como se presenta a continuación.

$$V = L \cdot W \cdot (B + h_c) \quad (13)$$

Donde W es el ancho de berma, $L=700$ m el largo de la playa, B la altura de berma objetivo y $h_c=6,5$ m la profundidad del punto de cierre (Ver Anexo A.2). Se obtuvo así un volumen de relleno necesario de $V=340.813 m^3$. Donde se consideró un valor adicional de 40 % por pérdidas siguiendo el criterio holandés (Verhagen, 1992).

6.1.3. Relleno para una solución combinada

Producto de que el relleno exige volúmenes de arena excesivos y de una primera estimación se obtiene que requiere recargas con una alta frecuencia, se considera poco viable llevarlo a cabo. Se propone entonces evaluar la posibilidad de implementar un relleno de menores dimensiones que no oficie como medida de protección, sino como una medida complementaria a los diques exentos o al

revestimiento de forma de velar por el valor turístico del balneario.

En base a lo recién mencionado se estima un nuevo ancho de playa que cumpla con exigencias recreativas en un escenario de completa ocupación del balneario. Para ello se realiza una estimación de la cantidad de viviendas y se supone 4 habitantes por cada una.

La estimación visual se realizó a partir de la herramienta *Google Satelite*, con la cual se pudo estimar la presencia de 460 viviendas en el balneario. Además, se agregó la población asociada al hotel para lo cual se estimó una ocupación de 70 individuos en temporada de verano. Se obtuvo de esta forma una población estimada de 1.910 personas en temporada alta. Posteriormente, se asumió un área de ocupación por usuario en la playa de unos 9 m^2 , por lo que se obtuvo un área necesaria de playa de 17.190 m^2 . A partir de esto, trabajando con un largo de costa para el balneario en cuestión de 700 m, se pudo determinar el ancho de berma mínimo para dicha ocupación prevista que resultó ser de aproximadamente 25 m.

Tomando las medidas antes calculadas y para un ancho de 25 m se obtiene un volumen de relleno $V = 223.202 \text{ m}^3$.

6.2. Diques exentos

Como primera medida protectora se propone el uso de diques exentos. Estas son estructuras paralelas a la costa que trabajan con el principio de reducir la cantidad de energía que llega a la costa, protegiendo a la misma de diferentes eventos extremos. Además, en la “zona de sombra” generados por los mismos, al ser la altura e incidencia de oleaje reducida, también lo hacen los gradientes de transporte litoral, lo que termina en una deposición mayor de sedimentos, generando salientes o tómbolos. El objetivo de implementación en este caso es, en base a lo recién mencionado, proporcionar una mayor protección a la línea de costa. Un esquema ilustrativo de su funcionamiento se adjunta en la Figura 52.

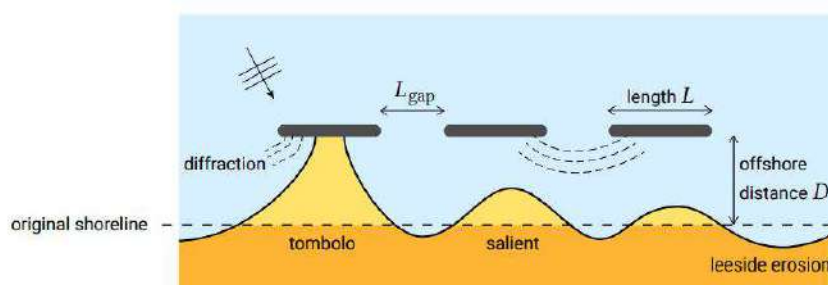


Figura 52: Esquema de diques exentos en funcionamiento. Bosboom, J. and Stive, M. J. F. (2021)

Existen distintos tipos de diques según procesos constructivos, materiales y tipología. La principal división respecto a su tipología es de diques emergentes o parcialmente sumergidos. Los primeros presentan mejores condiciones frente a la reducción de energía incidente, siendo más costosos al requerir de más material. El hecho de requerir menos material y la no interrupción en el paisaje es la

principal ventaja de los diques sumergidos.

Se presentarán a continuación cálculos estimativos para el dimensionado y disposición de diques evaluando dos materiales posibles, diques de enrocado y diques de geotubos. Se trabaja con una altura de ola asociada a un periodo de retorno de 68 años, siendo $H_s = 6,3$ m. A su vez, se tiene que las restantes variables (Tm , Dm y SL) se obtienen a partir de promediar las variables concomitantes a los máximos anuales de altura de ola significativa. De esta forma se propaga el estado de mar de la forma presentada en el Anexo A. Se obtiene una ola de diseño en zona de rotura $H_b = 5,2$ m.

6.2.1. Disposición de diques

En esta sección se establece la configuración en planta de los diques de forma de poder determinar luego volúmenes de material necesarios y poder efectuar estimaciones de costos.

Configuración en planta de los diques

Para la disposición y ubicación en planta de los diques se recurre a recomendaciones de bibliografía. Considerando las variables señaladas en la Figura 52, recomendaciones de Bosboom, J. and Stive, M. J. F. (2021) señalan que la formación de tómbolos se da para $\frac{L}{D} \geq 1.3 - 2$. También se incluyen recomendaciones sobre el largo del espacio entre diques para que pueda darse el fenómeno de erosión, donde se establece que para esto se debe cumplir que $\frac{L_{GAP}}{L} \geq 1 - 1.5$.

Por otra parte, de Dean, R. Dalrymple, R. (2001) se tiene una recomendación para evitar la formación de tómbolos. Esto se busca con el fin de que no se vea interrumpido el transporte litoral. Para esto se establece que se forman cuando $0.5 \geq \frac{D \cdot L_{GAP}}{L^2}$, donde cada una de las variables corresponden a las presentadas en la Figura 52.

En base a esto, se obtiene una posible configuración, donde:

$$L = 75m \quad (14)$$

$$L_{GAP} = 90m \quad (15)$$

$$D = 350m \quad (16)$$

Luego, para cubrir los 700 m del tramo correspondiente a Costa Azul, se precisarían cuatro diques de acuerdo a la configuración establecida previamente. Se aclara a su vez que a una distancia de la costa de 350 m se tienen profundidades de entre 6 m y 7 m según la batimetría presentada en la Sección 2.3.

6.2.2. Cálculo del enrocado

Se aborda en esta sección el cálculo estimativo de dimensiones de rocas que debería tener la coraza de un posible dique exento y sus costos asociados. A modo de tener una estimación de las dimensiones de rocas necesarias, se procede a utilizar métodos de cálculo de Nivel I, esto es, trabajar con coeficientes parciales para obtener órdenes de probabilidades de fallo. Para esto se parte de la función margen de seguridad de acuerdo a la Ecuación 17.

$$G = \frac{R}{\gamma_R} - S \cdot \gamma_S \quad (17)$$

Donde R representa los términos asociados a la resistencia y S a las solicitaciones, siendo γ_R y γ_S los coeficientes parciales para las resistencias y para las solicitaciones respectivamente.

Se utiliza entonces la fórmula de Hudson (1953) (Ecuación 18) como ecuación de verificación, considerando que el modo de fallo es por pérdida de piezas del talud. Se considera para esto un talud 1V:2H.

$$\frac{Hs}{D_{n50} \cdot \Delta} = (K_D \cdot \cot\alpha)^{1/3} \quad (18)$$

Donde Hs es la altura de ola de diseño, D_{n50} es el diámetro medio de las piezas de la coraza, Δ es la relación entre la densidad de la roca y la densidad del agua menos uno, α es el ángulo del talud y K_D es el coeficiente de estabilidad, parámetro que reúne todas las características que no son consideradas explícitamente en la ecuación (material de las piezas, tipo de rotura de las olas, etc).

Luego, combinando las Ecuaciones 17 y 18 y considerando que los términos de solicitaciones están vinculados a la altura de ola y los términos resistentes se asocian a los parámetros referentes a la geometría y características del dique, se llega a lo siguiente:

$$G = D_{n50} \cdot \Delta \cdot (K_D \cdot \cot\alpha)^{1/3} \cdot \frac{1}{\gamma_R} - \gamma_S \cdot Hs \quad (19)$$

Para el caso a analizar se supone filtro por capas granulares, por lo que $K_D = 4$. A su vez, para obtener los coeficientes parciales se recurre a la tabla VI-6-4 del CEM (2002) donde, para una probabilidad de fallo de 20 % y considerando una alta incertidumbre, dado que se trabaja con datos de oleaje propagados mediante métodos aproximados ($\sigma'_{FH}=0,2$), se obtiene que $\gamma_R = 1$ y $\gamma_S=1,3$.

Finalmente, considerando que la función G es igual a cero, trabajando con rocas de densidad $\rho_R = 2650 \text{ kg/m}^3$ y considerando que la densidad del agua es $\rho_W = 1025 \text{ kg/m}^3$, se está en condiciones de hallar el diámetro medio del enrocado que resulta ser:

$$D_{n50} = \frac{\gamma_R \cdot \gamma_S \cdot Hs}{\Delta \cdot (K_D \cdot \cot\alpha)^{1/3}} = 2,1m \quad (20)$$

Ya desde la partida se hace inviable, producto de que la extracción, transporte y colocación de rocas de estas dimensiones conlleva un costo demasiado alto, además de la complejidad de conseguir las mismas. Se optará entonces por la utilización de otra tipología de diques, los diques exentos de geotubos. Estos presentan la ventaja de ser más económicos, tanto por aspectos constructivos como por no requerir un material especial, o que cumpla con demasiadas restricciones.

6.2.3. Dimensionado de los geotubos

En esta sección se presentan los cálculos para las dimensiones de los geotubos para una posterior estimación de costos y viabilidad de los mismos. Se presenta un esquema ilustrativo del perfil de los geotubos en la Figura 53.

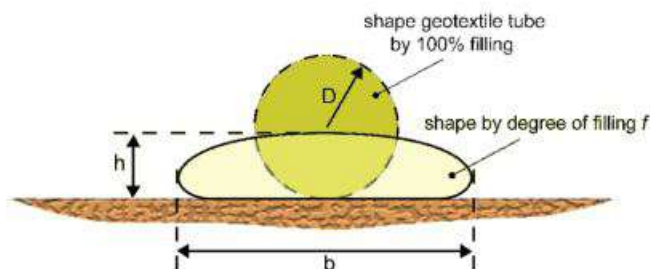


Figura 53: Esquema del perfil de un geotubo. A. Bezuijen E.W. Vastenburg (2013)

Para obtener las dimensiones de los geotubos se recurre, en primer lugar, a la ecuación de estabilidad frente a oleaje (A. Bezuijen E.W. Vastenburg, 2013). Se trata de una ecuación que sirve como una primera aproximación para el estudio de la estabilidad de geotubos llenados con arena.

$$\frac{Hs}{D_k \cdot \Delta} \leq 1 \quad (21)$$

Donde Hs es la altura de ola de diseño, Δ es la densidad relativa del relleno de geotubo y D_k es el espesor efectivo del geotubo.

Para el presente caso, se considera la disposición de los geotubos perpendicular al oleaje por lo que $D_k = b$, siendo b el ancho del geotubo. A su vez, se trabaja con la misma altura de diseño que para el cálculo del enrocado de la Sección 6.2.2. Por último, se considera para la arena una densidad de $\rho_A = 2650 \text{ kg/m}^3$. Se obtiene así un ancho de geotubo $b = 8,1 \text{ m}$.

Luego, se recurre a la Tabla 5.3 del Geosystems: Design rules and applications (A. Bezuijen & E.W. Vastenburg, 2013). En ella se presentan, para diferentes factores de llenado f y en función del radio teórico del círculo, las dimensiones de los geotubos, h y b , siendo h la altura de los mismos y b el ancho, como se expresó previamente. Considerando un factor de llenado de un 75% (usualmente se utilizan valores entre un 70% y 80%) y trabajando con el ancho obtenido previamente, se llega a una altura de geotubo $h = 3,3 \text{ m}$.

Se propone entonces una disposición de tres geotubos en pirámide. Suponiendo un aplastamiento de 10% se llega a una altura de 6 m aproximadamente. Tal como se mencionó en la Sección 6.2.1, las profundidades en la zona de los diques son de 6 mWh aproximadamente. A esto se le suma la cota del nivel medio del mar (+0,97 mWh), obteniéndose una revancha de 1 m aproximadamente.

Considerando geotubos de 25 m de largo, se tiene que para cada dique se deberán colocar 9 geotubos, totalizando un total de 36 geotubos para todo el sistema. Se presentan en las figuras 54 y 55 esquemas de la configuración obtenida.

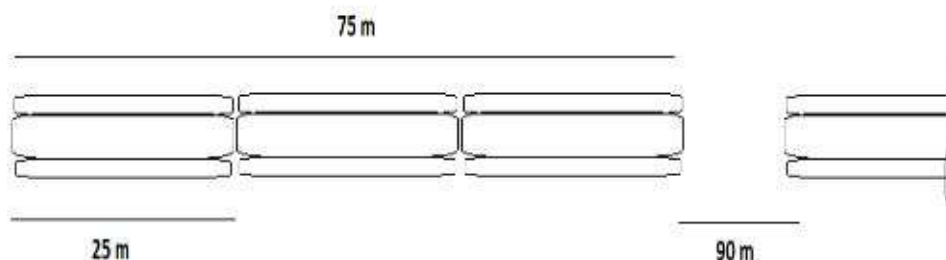


Figura 54: Esquema en planta de los diques.

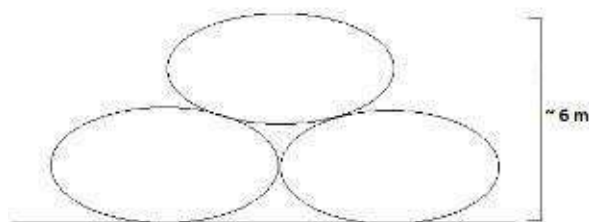


Figura 55: Perfil de los diques.

6.3. Revestimiento del frente costero

Como otra opción protectora, se evaluó la implementación de un revestimiento. Se trata de una medida dura, que consiste en una estructura de piedra, hormigón u otro material, usada para proteger una superficie de terraplén o frente costero, interrumpiendo los procesos erosivos que allí suceden. Se procura entonces brindar una mayor protección a los padrones frente a eventos donde el oleaje actúe directamente sobre los mismos. Se evaluó la utilización de revestimientos de enrocados ya que los mismos minimizan efectos reflexivos del oleaje incidente, además de existir experiencia previa en cuanto a construcción en el país.

Con el propósito de estimar a groso modo los costos y la viabilidad de llevar a cabo esta solución, se determinan algunas de las dimensiones principales del revestimiento. Para esto se efectuó una estimación de la cota de fundación, el tamaño de piezas y la cota de coronamiento.

Para el dimensionado se define la altura de ola incidente. Para esto se trabaja con la ola rota por lo que se consideró un coeficiente de rotura $\gamma_b = 0,78$. Luego, la altura de ola incidente va a estar dada por la diferencia entre el nivel de mar total (N_{MAR}) y el pie de talud (PT).

Para definir el nivel de mar total se efectúa un análisis de extremos a la variable nivel de mar más *Set up*, donde el cálculo de este último se presenta en el Anexo A.1. Se presenta el análisis de extremos en la Figura 56.

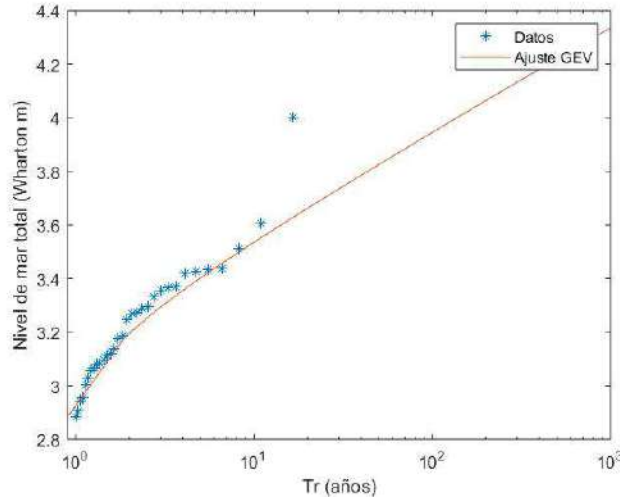


Figura 56: Nivel de mar total

A partir del ajuste realizado se extrae que para un periodo de retorno de 68 años se obtiene un valor de nivel de mar total $N_{MAR}=+3,9$ mWh. Además, dado que el pie del talud se encuentra a $+2,5$ mWh, se tiene que la ola incidente queda definida como:

$$H_S = 0,78 \cdot (N_{MAR} - PT) = 1m \quad (22)$$

6.3.1. Profundidad de fundación

Para la determinación de la profundidad de fundación se recurrió a un criterio aplicable para muros verticales en el cual se puede considerar la profundidad de fundación aproximadamente igual a la altura de ola incidente (Kraus, 1988), siendo esto un criterio conservador para el caso de revestimiento inclinado. Se tiene entonces una profundidad de fundación de 1 m.

6.3.2. Tamaño de piezas

Al igual que para el cálculo de las piezas del enrocado para los diques en la Sección 6.2.2, se recurre a igualar la función margen de seguridad, combinada con la fórmula de Hudson, a cero. Se obtiene entonces que el diámetro medio de las piezas se calcula como:

$$D_{n50} = \frac{\gamma_R \cdot \gamma_S \cdot H_s}{\Delta \cdot (K_D \cdot \cot\alpha)^{1/3}} \quad (23)$$

Para este caso se supone pendiente 1V:2H y filtro por capas granulares, por lo que $K_D = 4$. En cuanto a la definición de los coeficientes parciales, se recurre a la tabla VI-6-4 del CEM (2002) donde, para una probabilidad de fallo de 20 % y considerando una alta incertidumbre, se obtiene que $\gamma_R = 1$ y $\gamma_S = 1,3$. A su vez se consideran rocas con densidad $\rho_R = 2650 \text{ kg/m}^3$ y que la densidad del agua es $\rho_W = 1025 \text{ kg/m}^3$.

Luego resta definir la altura de ola de diseño para las piezas del revestimiento. Para esto se considera la columna de agua que incidiría sobre la estructura, es decir, la diferencia entre la cota del nivel de mar total (N_{MAR}) y la cota de pie de talud (PT) más la profundidad de fundación (PF). Como esto es un criterio conservador, se puede añadir un 50 % de la profundidad de fundación en lugar de la totalidad de la misma. De esta forma la altura de ola de diseño queda definida de acuerdo a la Ecuación 24.

$$H_s = 0,78 \cdot (N_{MAR} - PT + \frac{1}{2} \cdot PF) = 1,5m \quad (24)$$

De este modo, a partir de la Ecuación 23, se obtiene que el tamaño de las piezas es $D_{n50} = 0,6$ m.

6.3.3. Cota de coronamiento

Para la determinación de la cota de coronamiento se procede calculando el *Run up* sobre la estructura. A partir del *European Overtopping Manual* (2018) se obtiene la expresión mostrada en la Ecuación 25. La misma establece la relación entre la altura de ola incidente y el *Run up* máximo para estructuras con pendientes relativamente suaves.

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot (4 - \frac{1,5}{\sqrt{\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0}}}) \quad (25)$$

Donde $R_{u2\%}$ es la altura de *Run up* máximo excedido por el 2 % de las olas incidentes, γ_b es el factor de influencia para la berma, γ_f es el factor de influencia para la rugosidad del material del revestimiento, γ_β es el factor de incidencia de oleaje oblicuo y $\xi_{m-1,0}$ es el parámetro de rotura.

Tomando un caso desfavorable con γ_β y γ_b igual a 1 y $\gamma_f = 0,8$ y $\xi_{m-1,0} = 0,2$ correspondiente a una ola rota tipo *Spilling* sobre la playa, a partir de la altura de ola obtenida en la Ecuación 24 se obtiene un $R_{u2\%} = 0,8$ m. Se toma entonces una cota de coronamiento de 0,8 m sobre el nivel del mar en tormenta ($N_{MAR} = 3,9$ mWh, determinado previamente) resultando en una cota de coronamiento de 2,2 m sobre el pie del talud. Se presenta en la Figura 57 una esquematización del perfil de revestimiento obtenido.

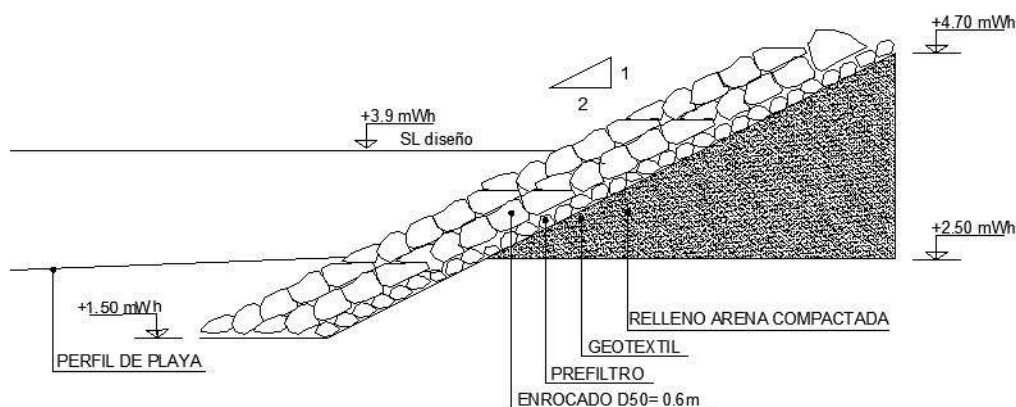


Figura 57: Perfil del revestimiento

6.4. Costos

En cuanto a los costos para el relleno, en base al proyecto Restauración de franja costera de Aguas Dulces, se consideran valores aproximados de $10 \text{ USD}/\text{m}^3$, asociados a costo de dragado. En esto se toman en cuenta diversos factores como mano de obra, transporte de la maquinaria hasta el sitio de dragado, combustible y ganancias de la empresa encargada de la tarea, además de considerar una fuente ubicada a unos 40 km. A su vez, se tiene como referencia que el relleno en la playa Camboriú, realizado en 2021, con una draga moderna y con un yacimiento a una distancia de 15 km, tuvo un valor de $6 \text{ USD}/\text{m}^3$. De este modo, se toma un valor medio de $8 \text{ USD}/\text{m}^3$ producto de la incertidumbre con la que se cuenta al no conocer la ubicación de la fuente de material. Luego, en base al volumen obtenido en la Sección 6.1.3 el costo total sería de USD 1.785.616.

En el caso de los geotubos, para una estimación de los costos se tomó nuevamente como referencia el estudio llevado a cabo en el proyecto Restauración de la franja costera de Aguas Dulces (G. Sierra y J. Rossi, 2021). Dado que las dimensiones de cada uno son muy similares a las planteadas en el proyecto antes mencionado, se toma el mismo costo unitario, resultando en USD 5.000 por unidad. Considerando 36 unidades se tiene un costo de USD 180.000. A esto se le agrega el costo de mantos antisocavación estimados en USD 1.000, donde para este caso se necesitan 12 mantos, resultando en USD 12.000. Considerando un costo de colocación y llenado por unidad de USD 10.240, se llega a un costo total de USD 560.640.

En lo que refiere al enrocado del revestimiento, se tomó como referencia el valor brindado por experientes en la materia, donde se pudo obtener una estimación a primer orden dado que el costo de cada obra depende de distintos factores como transporte y ubicación de yacimientos.

Se obtuvo entonces una estimación de costo global, incluyendo transporte y colocación del enrocado, resultando en valores de $110\text{-}120 \text{ USD}/\text{m}^3$ para rocas de las dimensiones obtenidas para la coraza, $70 \text{ USD}/\text{m}^3$ para el prefiltro y $15 \text{ USD}/\text{m}^2$ para los geotextiles. Se obtiene entonces que para un revestimiento de 700 m de largo, coraza de doble capa $e=1,2 \text{ m}$, prefiltro de $e=0,5 \text{ m}$ y altura y pendiente antes obtenidas, un costo total de USD 300.000 aproximadamente.

6.5. Síntesis y conclusiones

Con el objetivo de brindar protección a las construcciones en primera línea y velar por la sostenibilidad de la playa se plantearon diferentes alternativas de soluciones y se evaluó su viabilidad de implementación a través de un cálculo al primer orden de las dimensiones. Para realizar los cálculos fue necesario obtener un evento extremo de diseño, cuyo periodo de retorno se describió en la Sección 5.

Se indagó en primer lugar en la implementación de un relleno de playa, siendo esta una solución blanda que cumple con propósitos tanto defensivos como recreativos, pudiendo tener un doble efecto favorable sobre el balneario. En base al evento de diseño, se obtuvieron dimensiones de difícil aplicabilidad.

A raíz de lo anterior, se optó por la implementación de una solución mixta, evaluando posibles medidas que tengan como propósito brindar protección a las construcciones existentes y completándolas con un relleno de menores dimensiones que cumpliera con propósitos recreativos.

Una primera medida para brindar protección que se analizó, fue la implementación de diques exentos, evaluándose dos posibles tipologías, de enrocado o de geotubos, optando por la segunda alternativa debido a las mayores facilidades constructivas que ofrece.

Por último, se evaluó la implementación de un revestimiento de enrocado del frente costero como otra opción para brindar defensa a las construcciones.

En la Sección 6.4, se obtuvo una aproximación de los costos a tener en cuenta para la aplicabilidad de cada una de las soluciones, donde se obtuvieron los siguientes valores:

- Opción 1: Diques exentos de geotubos + relleno. Costo total: USD 2.346.256.
- Opción 2: Revestimiento del frente costero de enrocado + relleno. Costo total: USD 2.085.616.

Para inclinarse por una opción u otra, además del costo se consideraron otros aspectos como procedimientos constructivos y funcionabilidad de cada solución.

Para el caso de los diques de geotubos, a priori no se sabe la respuesta de la playa ante la implementación de los mismos. Si bien se tuvo en cuenta en el diseño, existe la posibilidad de que se formen tómbolos y entrantes demasiado pronunciadas que puedan tener un efecto negativo sobre la playa. Existen ejemplos de testeos en campo y laboratorio de la funcionabilidad de diques exentos sumergidos, obteniendo resultados donde la aplicación de los mismos generan más erosión que sin su implementación. En particular, el monitoreo realizado a gran escala en la costa este de Florida (EE.UU), donde el dique fue removido por los excesivos problemas erosivos generados (Dean, 1997). El correcto diseño de una serie de diques exentos es una tarea compleja. Un proyecto exitoso requiere del testeo y monitoreo detallado del comportamiento de los mismos sobre un proyecto piloto que permita entender la dinámica costera involucrada y las modificaciones inducidas por la presencia de los diques (Bosboom, J. Stive, M. J. F., 2021).

Deben considerarse además las desventajas asociadas a las complejidades constructivas relativas a estructuras *offshore*, pudiendo requerir altos costos de mantenimiento.

Por su parte, el revestimiento implica procesos constructivos en tierra más simples, no requiriendo demasiada especialización en personal y maquinaria que lo lleven a cabo. Si bien pueden existir procesos erosivos al pie del revestimiento, se cree que estos no tendrán un impacto trascendente en la totalidad de la playa. Considerando además la necesidad de brindar protección a las viviendas comprometidas, el revestimiento proporcionaría protección desde el momento de su implementación no requiriendo tiempo de adaptabilidad al entorno.

En base a lo descrito se llevará adelante el diseño de la opción 2.

7. Dimensionamiento de la solución

En esta sección se presenta el dimensionado de la medida a implementar. De forma de tener un diseño a un mayor nivel de detalle, se ajustan criterios teniendo en cuenta particularidades del sitio. A su vez, con el objetivo de obtener estimaciones más precisas del oleaje incidente en la zona de estudio y por ende de las variables de diseño, se utilizó el modelo de propagación de oleaje *SWAN*, cuya implementación se describe en el Anexo B.

Para esto se efectuaron dos simulaciones. Una estacionaria cuyo objetivo fue evaluar la respuesta del diseño antes condiciones extremas y otra no estacionaria, contemplando la variabilidad del clima de olas local, con el fin de evaluar la respuesta de mediano plazo de un relleno de playa para un año representativo. Se detalla esto en el Anexo C.

7.1. Revestimiento de frente costero

Se detalla a continuación el proceso llevado a cabo para el diseño del revestimiento, el cual fue diseñado para un evento extremo el cual induce un nivel del mar en la playa de +2,85 mWh ($SL_{diseño}$). La elección del evento extremo de diseño se describe en la Sección C.1 del Anexo C.

En primer lugar y atendiendo a la irregularidad del frente costero, se realizó un análisis de los perfiles de playa relevados, de forma de obtener perfiles característicos de la zona y por tanto perfiles de diseño. Posteriormente, de acuerdo al evento de diseño se describe el criterio de selección de ola incidente para luego obtener las dimensiones del revestimiento.

7.1.1. Perfiles tipo

Analizando los perfiles relevados en sitio (ver Sección 2.5), se definen dos perfiles tipo en base al distinto grado de exposición costera que presenta cada uno. Los mismos se observan en la Figura 58.

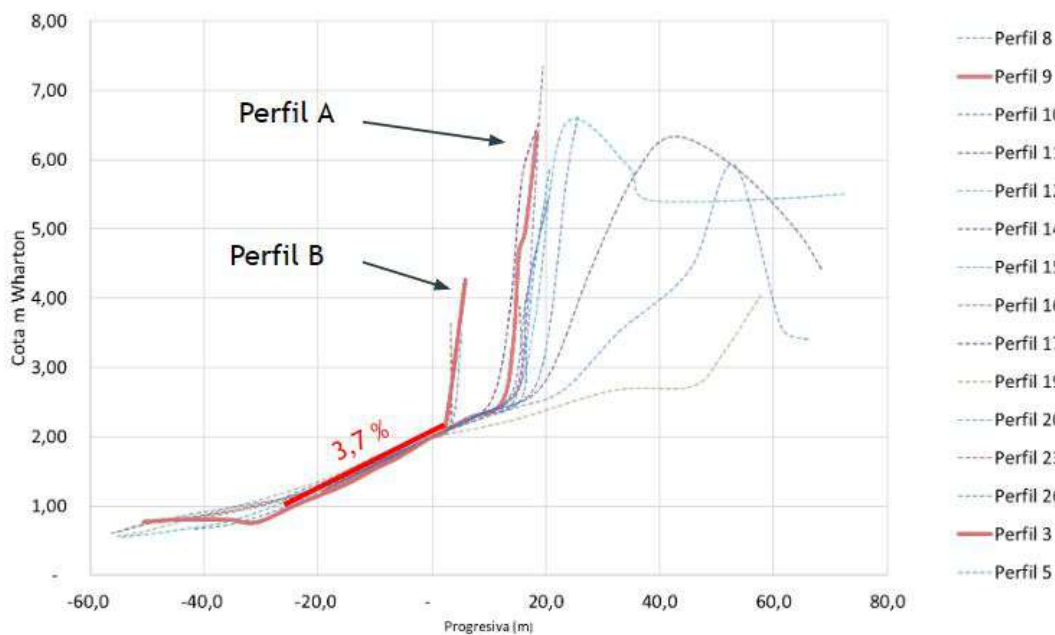


Figura 58: Pendiente de playa y perfiles característicos

Se definen dos perfiles tipo para el diseño del revestimiento, Perfil A y Perfil B, cuyos pie de talud se encuentran en las cotas +2,5 y +2,0 mWh respectivamente.

7.1.2. Ola de diseño

El evento de diseño se corresponde con un nivel de mar total en playa $SL_{diseño} = +2,85$ mWh. En base a esto, la ola de diseño se define a partir del criterio de rotura por fondo, el cual establece que la rotura del oleaje se da al cumplir una relación entre altura de ola y profundidad en una sección. (Ecuación 26).

$$H_s = \gamma \cdot h \quad (26)$$

Donde H_s es la altura de ola significativa, h es la profundidad y γ es el coeficiente de rotura que se considerará de un valor de 0,78 (CEM, 2002).

Se toma la ola de diseño para cada perfil en base a la profundidad existente a media longitud de onda de cada uno, lográndose con esto cuantificar en el diseño el distinto grado de exposición antes descrito. En función del $SL_{diseño}$ y la pendiente de playa obtenida a través del relevamiento de perfiles, es posible determinar las profundidades para cada perfil y así la altura de ola de diseño para cada caso. Un esquema de la situación de diseño se observa en la Figura 59.

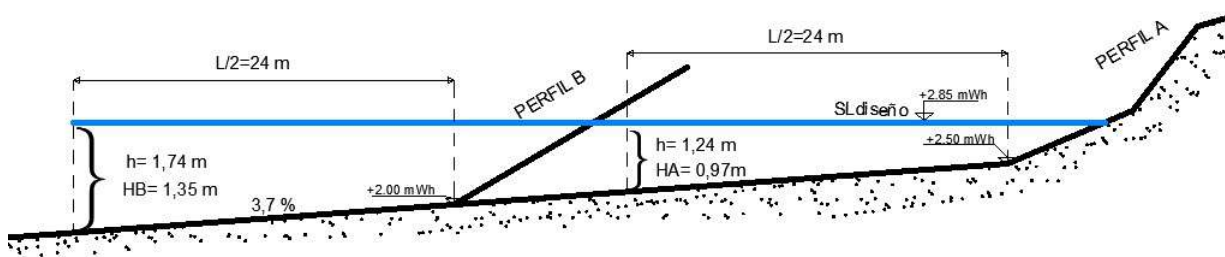


Figura 59: Esquema de situación

La longitud de onda se obtiene en función de la profundidad y periodo a partir de la ecuación de dispersión. Tomando una profundidad característica del evento como la diferencia entre el $SL_{diseño}$ (+2,85 mWh) y el SL_{medio} (+0,97 mWh) se obtiene una profundidad de 2 m aproximadamente. Para un periodo de 11 segundos correspondiente al del estado de mar de diseño, se obtiene una longitud de onda de 48 m.

Las olas de diseño para cada caso se resumen en la siguiente tabla

Perfil	$H_{diseño}$ (m)
A	0,97
B	1,35

Tabla 6: Altura de ola de diseño para cada perfil tipo

7.1.3. Enrocado

Se aborda en esta sección el cálculo de dimensiones de las rocas. Se procede a utilizar métodos de cálculo de Nivel I, esto es, trabajar con coeficientes parciales correspondientes a la probabilidad de fallo objetivo. Para esto se parte de la función margen de seguridad de acuerdo a la Ecuación 27.

$$G = \frac{R}{\gamma_R} - S \cdot \gamma_S \quad (27)$$

Donde R representa los términos asociados a la resistencia y S a las solicitaciones, siendo γ_R y γ_S los coeficientes parciales para las resistencias y para las solicitaciones respectivamente. Se toma $\gamma_R = 1,1$ y $\gamma_S = 1,1$ siendo estos los valores recomendados para el diseño de estructuras con probabilidad de fallo de 20% CEM (2002).

Para obtener los parámetros solicitantes y resistivos se recurre a la fórmula de Van der Meer (1988) para aguas poco profundas, la cual es utilizada para evaluar la estabilidad de una armadura de piedra con coronamiento por sobre el máximo nivel de *Run-up* del agua. Esta, presenta la ventaja de incluir efectos como la duración de la tormenta, el periodo del oleaje, la permeabilidad de la

estructura y un nivel de daño. La formulación distingue entre rotura tipo *plunging* y *surging*.

Caso *plunging* ($\xi_m < \xi_{cr}$)

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = c_{pl} \cdot P^{0,18} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \cdot \frac{H_s}{H_{2\%}} \cdot \xi_m^{-0,5} \quad (28)$$

Caso *surging* ($\xi_m > \xi_{cr}$)

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = c_s \cdot P^{-0,13} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \cdot \frac{H_s}{H_{2\%}} \cdot \sqrt{\cot(\alpha)} \cdot \xi_m^P \quad (29)$$

Donde

- H_s es la altura de ola significante incidente.
- Δ es la densidad relativa.
- D_{n50} es el diámetro medio del enrocado.
- P = Permeabilidad hipotética de la estructura.($P=0,1$ Recomendado para estructuras apoyadas sobre filtro de geotextil. $P=0,4$ para estructuras apoyadas sobre filtros granulares).
- c_{pl} = coeficiente para caso de *plunging*=8,4 con una desviación estándar de 0,7.
- c_s = coeficiente para caso de *surging*=1,3 con una desviación estandar de 0,15.
- $H_{2\%}$ = altura de ola excedida por el 2 % de olas incidentes.
- N = Número de olas incidentes.
- S_d = Nivel de daño.
- ξ_{cr} = número de Iribarren crítico.
- ξ_m = número de Iribarren. $\xi_m = \tan(\alpha) / \sqrt{2\pi/g \cdot H_s/Tm^2}$

La transición de tipo de rompiente de *plunging* a *surging* se obtiene a través de la pendiente de la estructura y puede ser calculado a partir del número de Iribarren crítico:

$$\xi_{cr} = \left[\frac{c_{pl}}{c_s} \cdot P^{0,31} \cdot \sqrt{\tan(\alpha)} \right] \frac{1}{P + 0,5} \quad (30)$$

Se utilizarán para los cálculos los valores $c_{pl} = 8,4$ y $c_s = 1,3$. En lo que refiere a $H_{2\%}$, se recurre a The Rock Manual (2007), donde $\frac{H_{2\%}}{H_s} = 1,4$. La permeabilidad utilizada corresponde a la de una estructura apoyada sobre filtros de geotextil ($P=0,1$). Se obtiene para el evento propagado $\xi_m > \xi_{cr}$, es decir, rotura tipo *surging*.

Luego, combinando las ecuaciones 27 y 29 considerando que los términos de solicitaciones están vinculados a la altura de ola y los términos resistentes se asocian a los parámetros referentes a la

geometría y características de la estructura, se llega a lo siguiente:

$$G = \frac{1}{\gamma_R} \cdot c_{pl} \cdot P^{-0,13} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \cdot \frac{H_s}{H_{2\%}} \cdot \xi_m^P \cdot \sqrt{\cot(\alpha)} \cdot \Delta \cdot D_{n50} - H_s \cdot \gamma_S \quad (31)$$

Se impone un nivel de daño S_d igual a 8, el cual se corresponde con el desplazamiento de doble capa de enrocado para estructuras con pendiente 1V:2H. (CIRIA, 2007).

Igualando la Ecuación 31 a cero se obtienen los tamaños de roca para los dos perfiles de diseño así como también sus pesos respectivos, considerando una densidad de roca de $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$. Se presentan los resultados en la Tabla 7.

Perfil	D_{n50} (m)	Peso (kg)
A	0,47	145
B	0,67	410

Tabla 7: Enrocados resultantes para los perfiles de diseño

Imponiendo el nivel de daño descrito se logra una reducción del diámetro de rocas obtenidas, facilitando la obtención de las mismas y su manipulación al momento de construir la solución. De modo de evitar la exposición completa del talud del frente costero en el evento de diseño se propone realizar el revestimiento en 3 capas de enrocado.

7.1.4. Profundidad de fundación

La adecuada protección en el pie del revestimiento es uno de los principales aspectos a atender en el diseño, siendo que en caso de ocurrir debilitamiento en el mismo compromete la estabilidad de toda la estructura. De forma de remediar contra este hecho se debe extender el enrocado hasta la máxima profundidad de erosión esperable al pie del revestimiento. Esta erosión se compone de la erosión generalizada en la playa y de erosión local al pie de la estructura, siendo que la presencia de enrocado al pie del cordón dunar modifica el flujo e induce un aumento de la turbulencia conduciendo a una mayor profundidad de erosión (Kirby et al. 2015).

Por un lado, de acuerdo al análisis realizado en la Sección 3.2, los perfiles relevados corresponden a un momento erosivo de mayor intensidad a lo largo de los 36 años de observación. Para el diseño de la profundidad de fundación se considera entonces que los perfiles de playa ya se encuentran afectados en su totalidad.

Por otro lado, en lo que refiere a la socavación inducida por presencia de enrocado, se recurre al análisis de dos criterios. El primero (Criterio 1), es aplicable para muros verticales, en el cual se puede considerar la profundidad de fundación aproximadamente igual a la altura de ola incidente (Kraus, 1988).

$$S_m = H_s \quad (32)$$

El segundo criterio (Criterio 2) es mediante el método de pendiente de aproximación media (Fowler, 1992), en el cual la profundidad de erosión queda definida de acuerdo a la Ecuación 33.

$$S_m = H_s \cdot \sqrt{22,72 \cdot \frac{h}{L_0} + 0,25} \quad (33)$$

Donde S_m es la profundidad de erosión, h es la profundidad de diseño, L_0 la longitud de onda y H_s la altura de ola de diseño. En función de esto, se obtuvieron los resultados de la Tabla 8 para ambos criterios.

Perfil	Criterio 1 (m)	Criterio 2 (m)
A	0,97	0,62
B	1,35	0,94

Tabla 8: Profundidades de erosión inducidas por la presencia del enrocado para los perfiles de diseño

Dada la importancia de la profundidad de fundación en su definición para la estabilidad de la estructura, se opta como criterio considerar los casos más exigentes. Siendo que se diseña con un criterio aplicable a muros verticales cuyas características inducen a una mayor profundidad de socavación que un revestimiento de enrocado, se está del lado de la seguridad.

Perfil	Profundidad de fundación (m)
A	1,00
B	1,40

Tabla 9: Profundidades de fundación para los perfiles de diseño

7.1.5. Cota de coronamiento

Para la determinación de la cota de coronamiento se prosigue calculando el *Run up* sobre la estructura. A partir del *European Overtopping Manual* (2018) se obtiene la expresión mostrada en la Ecuación 34. La misma establece la relación entre altura de ola incidente y *Run up* máximo para estructuras con pendientes relativamente suaves.

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \left(4 - \frac{1,5}{\sqrt{\gamma_b \cdot \xi_m}}\right) \quad (34)$$

Donde $R_{u2\%}$ es la altura de *Run up* máximo excedido por el 2% de las olas incidentes, γ_b es el factor de influencia para la berma, γ_f es el factor de influencia para la rugosidad del material del revestimiento y γ_β es el factor de incidencia de oleaje oblicuo.

Tomando un caso desfavorable con γ_β y γ_b igual a 1 y $\gamma_f = 0,55$ correspondiente a armadura de rocas doble capa sobre núcleo impermeable, a partir de las alturas de ola obtenidas en la Sección 7.1.2 se obtiene un $R_{u2\%A} = 1,25$ m para el perfil A y un $R_{u2\%B} = 1,6$ m para el perfil B. De esta

forma y considerando este *Run up* por encima del nivel de mar de diseño, se obtienen las cotas de coronamiento que se presentan en la Tabla 10.

Perfil	Cota de coronamiento (mWh)
A	4,1
B	4,6

Tabla 10: Cotas de coronamiento para los perfiles de diseño

Reuniendo cada uno de los puntos descritos anteriormente, se presenta un esquema de los dos perfiles de revestimiento proyectados, los cuales se observan en las Figuras 60 y 61.

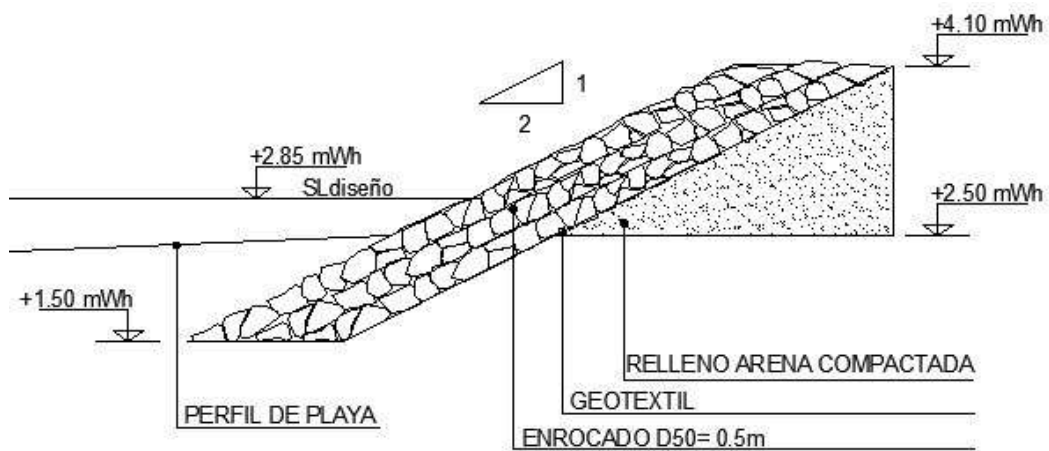


Figura 60: Perfil A

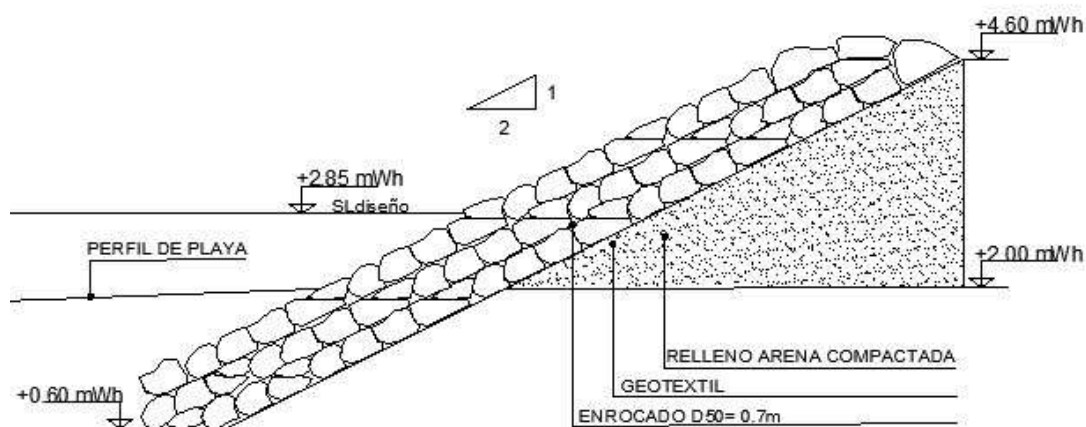


Figura 61: Perfil B

Por último, teniendo en cuenta la transición entre un perfil y otro en la construcción del revestimiento, se recomienda una transición gradual en una distancia de 5 metros previendo un solape de enrocado de acuerdo al diseño de ambos perfiles. En este sentido, se plantea que la transición se materialice mediante dos capas de rocas de $D_{n50} = 0,70$ m sobre una capa de rocas de $D_{n50} = 0,50$ m y luego una capa de $D_{n50} = 0,70$ m sobre dos capas de $D_{n50} = 0,50$ m. Además, se busca que en las zonas de transiciones la curvatura sea la mínima posible a fin de evitar fenómenos de reflexión cruzada. Un esquema del mismo se observa en la Lámina 3.

A modo de una mejor visualización de la solución implantada en el balneario, se presenta en la Figura 62 un trazado en planta del revestimiento distinguiendo los distintos perfiles de revestimiento a proyectar.



Figura 62: Trazado en planta del revestimiento

7.2. Estimación de la vida útil del relleno

En esta sección se realiza la estimación de la vida útil del relleno con el modelo de una línea de Pelnard Considerere (1956). Para esto, en primer lugar se presenta la metodología efectuada mediante el *SWAN* para determinar el transporte litoral, variable de incidencia directa en dicha formulación.

7.2.1. Cálculo del transporte litoral

Para el cálculo del transporte litoral se recurre a la formulación del *CERC* (CEM, 2002), la cual plantea que el volumen de sedimento transportado se obtiene como

$$Q = \frac{K}{(\rho_S - \rho_W) \cdot (1 - n)} \cdot P \quad (35)$$

Siendo la componente litoral del flujo de energía del oleaje incidente sobre la playa por unidad de ancho de playa, P , definida como:

$$P = E_b \cdot C_{Gb} \cdot \cos(\alpha) \cdot \sin(\alpha) \quad (36)$$

Donde α es el ángulo de incidencia del flujo de energía con respecto a la normal de la playa, ρ_S y ρ_W son las densidades de los sedimentos y del agua respectivamente y n es la porosidad de los sedimentos depositados en la playa. Por su parte, E_b es la energía de oleaje en la rotura y C_{Gb} la celeridad de grupo, también evaluada en la rotura.

En los cálculos, para obtener la variable flujo de energía se solicitó al *SWAN* en la línea de rompiente la variable de salida *TRANSP* que refiere al flujo de energía. Luego esta variable fue proyectada para obtener la componente litoral.

Por su parte, el coeficiente empírico K se determinó a partir de la siguiente formulación (Mil Homens, 2013):

$$K = \frac{1}{2232,7 \cdot \frac{H_{s_b}}{L_b}^{1,45} + 4,505} \quad (37)$$

Siendo H_{s_b} la altura de ola significativa en la rotura y L_b la longitud de onda en la rotura.

7.2.2. Determinación del punto de rotura

Tal como se describió, es necesario conocer el punto de rotura para cada estado de mar propagado, de forma de obtener las variables necesarias para el cálculo del transporte litoral.

Para ello se obtuvo de la modelación en *SWAN* la variable de salida Q_b , correspondiente a la fracción de olas rotas por rotura inducida por el fondo y se definió la línea de rompiente como aquella posición donde $Q_b = 0,01$.

Se evalúa una transecta (Figura 63) frente a la zona de interés, buscando sobre la misma el punto de rotura para cada estado de mar propagado. Una vez obtenido el punto, se solicita al programa la información de la variable *TRANSP* en el punto solicitado. Este proceso se realiza con cada estado de mar propagado, obteniendo de esta forma la información en la rompiente para el año entero.



Figura 63: Transecta evaluada por el programa para la obtención de la rompiente

De esta forma, se obtuvo el transporte de sedimentos para cada estado de mar a través de la Ecuación 35, obteniendo un transporte litoral neto anual medio de:

$$Q = 248.270 \text{ m}^3$$

7.2.3. Estimación de la vida útil

La solución a evaluar consta de un relleno rectangular de 700 m de largo, 25 m de ancho y 1,5 m de altura de berma, dando lugar a un volumen de $V = 223.202 \text{ m}^3$.

El modelo de Pelnard Considere parte de la consideración de un relleno rectangular dado por las dimensiones previamente definidas con el ancho de berma obtenido y los 700 m de largo que abarca el balneario. Luego, se utiliza una formulación para poder ver la variación de la línea de costa del relleno la cual es dependiente de estos valores iniciales establecidos, de la posición x en el ancho del balneario (el modelo trabaja con la mitad del área considerando $x=0$ en el centro del rectángulo de relleno) y el tiempo. Además, se trabaja con un factor de difusividad $G=2Cq/(hc+B)$ en $\text{m}^2/\text{año}$ siendo $Cq = Q/\sin(2\alpha_b)$, donde Q es el transporte litoral y α_b es el ángulo de incidencia de la ola respecto a la normal a la línea de costa. Se presenta a continuación dicha formulación.

$$y(x, t) = \frac{Y}{2} \left(\operatorname{erf} \left(\frac{l}{4(Gt)^{1/2}} \left(\frac{2x}{l} + 1 \right) \right) - \operatorname{erf} \left(\frac{l}{4(Gt)^{1/2}} \left(\frac{2x}{l} - 1 \right) \right) \right) \quad (38)$$

Donde l es el largo de la playa, x la posición en dicho largo, t el tiempo, Y el ancho de berma inicial y erf una función de error.

Se obtuvo así la posición de la línea del relleno en función del tiempo y de la posición a lo largo del relleno a fin de ver la vida útil del mismo. La misma se presenta en la Figura 64.

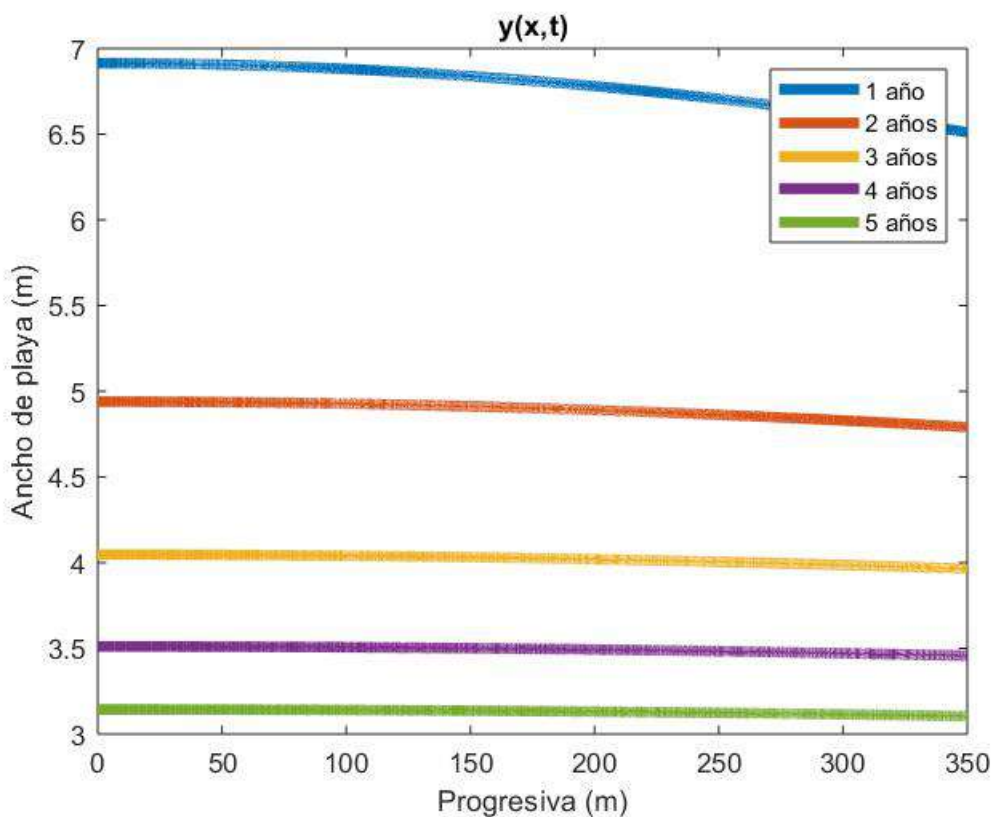


Figura 64: Evolución del relleno de playa de ancho inicial de 25 m. Modelo de una línea

Como se puede observar, los resultados darían lugar a un relleno de playa poco duradero, donde al año ya se ve reducido a menos de un tercio de su ancho inicial y perdiendo casi la totalidad del mismo en un lapso de 5 años.

7.3. Generación de duna

En base a los resultados obtenidos en la Sección 7.2.3, se pudo observar la poca eficiencia que tendría la implementación de un relleno de playa teniendo en cuenta la dinámica costera simulada. Requiriendo un mantenimiento cada cortos periodos de tiempo, considerando la especialidad de maquinaria y personal necesarios para llevarlos a cabo, parece hacer inviable su implementación.

El otro punto a evaluar es el relativo a la disponibilidad de fuentes de sedimentos para la implementación del relleno. No existen en la actualidad estudios que avalen la existencia de fuentes sedimentarias a una distancia razonable de Costa Azul. El yacimiento *offshore* con el que se cuenta información es el banco Arquímedes y se lo descarta por la distancia de 300 km aproximadamente que dista del sitio del proyecto. En cuanto a los sedimentos dragados en el Puerto de La Paloma, en base a comunicación con las autoridades se sabe que la disponibilidad de los mismos es de 8.000 -

10.000 m³/año, siendo ampliamente inferior al volumen necesario para la implementación del relleno.

En cuanto a la existencia de fuentes terrestres, existe una cantera de sedimentos privada en las proximidades del balneario. Esta cuenta con una restricción de explotación de 30.000 m³ en periodos de 3 años, por un periodo total de 25 años. Si bien el volumen total a explotar por la cantera es de 224.900 m³, la dilatación en el tiempo de su actividad hacen inviable su consideración como fuente de sedimentos para un relleno de playa.

Considerando los puntos previamente mencionados y teniendo en cuenta que el relleno a proyectar se diseñó para cumplir con objetivos recreativos, parece ser que la complejidad de llevar adelante el relleno y la magnitud de mantenimientos requeridos en su operación se considera que supera los beneficios que el mismo pueda traer al balneario. En base a esto, se evaluó la implementación de una duna como cobertura de un revestimiento de enrocado del frente costero componiendo la parte blanda de la solución.

La misma, además de incrementar la capacidad de protección del revestimiento, principalmente ofrece una mejora estética a la solución, dando lugar a una mejor integración de la misma con el balneario y una mayor aceptación social.

7.3.1. Geometría

Se propone una geometría inicial de duna de forma de estimar el volumen necesario para llevar adelante la implementación de la misma. Se buscará llevar el pie de la duna a una cota de +2,0 mWh aproximadamente procurando un frente de duna alineado en todo el balneario y la menor interacción posible con las oscilaciones de la línea de costa.

La cota de coronamiento de la duna será variable, con el objetivo de ajustarse de acuerdo a las cotas de los taludes existentes en el frente costero. En base a el relevamiento de perfiles se toma como referencia un coronamiento a +5 mWh.

La inclinación de la duna, siendo que para las arenas el ángulo de reposo interno es de aproximadamente 30° y que el talud de una duna reconstruída usualmente se ubica entre 1V:4H y 1V:7H (The Shore Protection Manual, 1894), se considera de 1V:4H.

En base a esto, se obtiene un volumen de 15 m³/m de arena. Es importante mencionar que la duna se materializará por delante de los perfiles A, ya que a raíz de la alta exposición de los perfiles B no parece ser que se logre estabilizar una duna frente a ellos. Se presenta un esquema a modo de ejemplificar la estructura de la duna en la Figura 65.

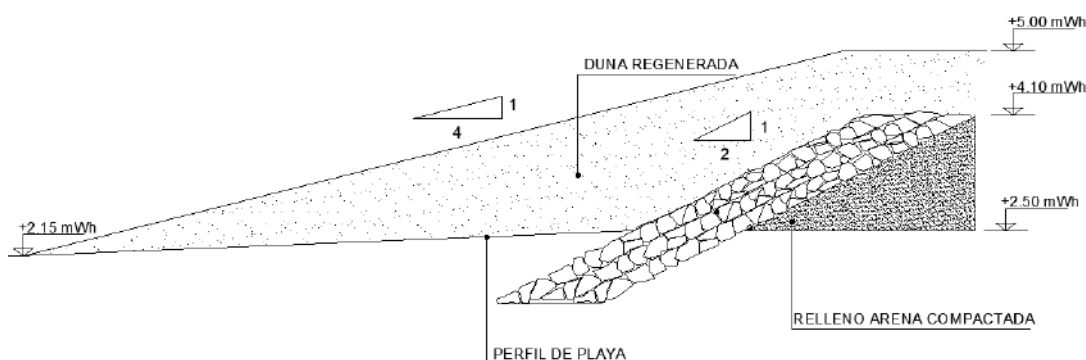


Figura 65: Esquema de duna inicial

7.3.2. Estabilización

Una de las principales características de las medidas blandas es la permanente adaptación a las dinámicas de playa que se someten. Debido a esto es de vital importancia el monitoreo constante de las mismas, pudiendo evaluar su funcionalidad y calibrar los periodos de mantenimiento requeridos. En lo que refiere a generación de dunas, existen métodos basados en procesos naturales como cercas captoras de arena, revegetación, ordenamiento de bajadas y ordenamiento de pluviales que permiten una mejor adaptabilidad y estabilización de las mismas. Todo esto debe llevarse a cabo dentro de un plan de concientización a la ciudadanía donde se enfatice la importancia de la regeneración dunar para la salud de la playa.

En cuanto a la vegetación de la duna, es deseable implementar especies nativas cuya aplicación en situaciones previas haya resultado beneficiosa. El “Pasto dibujante” (*Panicum racemosum*), la “Margarita de arena” (*Senecio sp.*) y la “Redondita del agua” (*Hydrocotyle bonariensis*) son algunos de los ejemplos de las especies presentes en la primera línea de dunas de zonas de la costa uruguaya.

La gestión de pluviales supone la identificación y reconducción de los drenajes canalizados sobre la duna. Estas canalizaciones frecuentemente generan procesos erosivos como cárcavas. Debe estar enmarcado dentro de un plan a nivel territorial concientizando a la población para desestimular la impermeabilización del terreno y coleccionar los pluviales en tanques u otros elementos de forma de disminuir el vertido final a la playa.

Por su parte, el ordenamiento de las bajadas a la playa consiste en la definición del número y ubicación de los caminos de acceso hacia la playa mediante cartelería informativa. Lo que se busca con esto es desestimular el tránsito desordenado sobre las dunas, lo que terminará degradando la cobertura vegetal. Se buscará el desarrollo de bajadas con materiales y técnicas ambientalmente amigables favoreciendo el acceso universal. Esta temática se desarrollará con mayor profundidad en la Sección 8.2.

Las cercas captoras, cuyo objetivo es la retención del transporte eólico de arena, se emplean tomando como referencia lo mencionado por el departamento de gestión costera y marina (DINAMA, MVOTMA. 2020), donde se plantea que es deseable la implementación del orden de 1000 metros

de cercas captoras, dos veces al año, durante un periodo no menor a 5 años.

Existen diferentes metodologías para la confección de las cercas: podas vegetales con abundante follaje, malla de sombra biodegradable o tablaestacado. El uso de podas vegetales presenta la ventaja de poder construirse en su totalidad con materiales biodegradables, luego de sepultado el cuerpo de captación debajo de la arena, esta se descompone naturalmente lo cual presenta la ventaja de contribuir a la continuidad del ciclo de recuperación ya que sirve como sustrato y nutriente para facilitar la fijación de vegetación herbácea que da estabilidad al cordón dunar. Existen además experiencias de aplicación de este tipo de cercas en el país, observándose buenos resultados de retención de arena y aumento de volumen en el cordón dunar en balnearios como Jaureguiberry, La Paloma, Punta del Diablo, entre otros.

Se opta entonces por esta metodología para la implementación de las cercas. En la Sección 9.4.3 se detalla el procedimiento a seguir para la construcción de cercas e implementación de vegetación herbácea costera. Se observa en la Figura 66 un ejemplo de aplicación de este tipo de cercas captoras en balnearios del Uruguay.



Figura 66: Ejemplos de aplicación de cercas captoras con restos de podas

7.4. Síntesis y conclusiones

En base a la implementación del *SWAN* se pudo propagar el oleaje desde la boya virtual hasta distintos puntos de interés. Según lo descrito en el Anexo B, el modelo contempla satisfactoriamente la batimetría de la zona y su correspondiente influencia sobre la propagación del oleaje. A través de las salidas del modelo se pudieron obtener las variables de entrada para el cálculo de las dimensiones y aproximación al comportamiento de las soluciones proyectadas, permitiendo una evaluación en cuanto a funcionalidad y aplicabilidad de las mismas con mayor respaldo.

Se propagaron cuatro eventos extremos de acuerdo a lo descrito en el Anexo C.1 y se trabajó con el más exigente para el diseño del revestimiento de enrocado. Para el diseño del mismo se consideraron dos perfiles tipo en base a su grado de exposición frente a los agentes costeros. El dimensionamiento se describió en la Sección 7.1.

Para el relleno de playa se simuló el comportamiento de un año medio en base al análisis de la Sección C.2, de forma de obtener un valor de transporte litoral medio anual. Con este, se implementó el modelo de una línea para la estimación de la vida útil del relleno de acuerdo a lo descrito en la Sección 7.2.

En base a los resultados obtenidos, se descartó el relleno de playa como solución a implementar, tanto por la estimación de las recargas frecuentes que necesitaría, como por no tener información sobre yacimientos que puedan proveer el material de préstamo de forma factible. Se optó por llevar adelante como solución un revestimiento de enrocado complementado por una duna reconstruída sobre el mismo. De esta forma, se obtiene una solución mixta donde, además de aumentar la capacidad de protección del revestimiento, se tiene una solución con una estética más alineada con paisajes costeros naturales, conduciendo a una mayor aceptación social.

8. Integración de la solución con el balneario

En esta sección se analizan y diseñan las descargas y bajadas en la zona de estudio. Además, se efectúa un trazado del revestimiento considerando las particularidades de cada tramo descritas en la Sección 2.

8.1. Descargas de pluviales

Existe en las zonas influenciadas por las cañadas un potencial de restauración de las geoformas adyacentes por medio de la reconstrucción de la duna y estabilización mediante restauración de cobertura vegetal. La sección reconstruída debe garantizar estabilidad frente a la acción del oleaje así como un drenaje del caudal transmitido por los conductos, procurando una disipación de energía del flujo drenado.

En esta sección se llevó adelante el diseño de las descargas pluviales a la playa, procurando que la sección determinada por las mismas se mantenga definida y estable. A su vez, se buscó con esto brindar protección al revestimiento, el cual podría ver comprometida su estabilidad debido a la acción de la escorrentía en las descargas. Se presenta el diseño para cada una de las descargas presentes en la Figura 4.

Como se mencionó previamente, la zona de descargas de pluviales está sometida a la acción del oleaje y al escurrimiento proveniente de las alcantarillas. Es por esta razón que se evaluó la solución para estos dos escenarios y se diseñó con el más exigente.

La solución evaluada fue la estabilización de márgenes mediante enrocado, manteniendo la expansión gradual hoy existente siendo que la misma permite la disminución de velocidades de escurrimiento a la playa, disminuyendo los procesos erosivos sobre la misma. El trazado se esquematiza en la Figura 67.



Figura 67: Ubicación en planta de la protección de márgenes

8.1.1. Dimensionamiento del enrocado frente al escurrimiento de alcantarillas

Para el diseño frente a la acción del escurrimiento de las alcantarillas se utilizó la formulación propuesta por Escarameia & May (1992), aplicable para flujo aguas abajo de descargas de alcantarillas, en secciones con taludes máximos 1V:2H. Dicha ecuación se presenta a continuación:

$$D_{n50} = C_T \cdot \frac{u_b^2}{2 \cdot g \cdot \Delta} \quad (39)$$

Donde C_T es el coeficiente de turbulencia y u_b es la velocidad de circulación a una distancia del fondo de un 10% de la profundidad total del flujo. En caso de ausencia de información de esta variable, se puede aproximar dicha velocidad como un 85% de la velocidad media del flujo.

Para la obtención de la velocidad de diseño, en primer lugar se procedió a determinar el caudal máximo a drenar por cada cañada. Se recurrió para esto al método del NRCS desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de los EE.UU ⁴. El mismo ha sido desarrollado para estimar un caudal de escurrimiento asociado a un evento extremo a partir de la precipitación en la cuenca y las características y usos del suelo.

Se llevará adelante el diseño de descargas para un evento de periodo de retorno de 68 años, coincidente con el periodo de retorno de diseño para todo el resto de la solución a proyectar.

Caudal

Para la determinación del caudal se determinaron las cuencas de aporte a cada cañada en base a la topografía presente en la zona. Se presentan en la Figura 68 las cuencas de aporte y en la Tabla 11 el área asociada a cada una de ellas así como algunos parámetros de interés como la longitud del cauce principal y la pendiente media por extremos.

⁴<https://www.nrcs.usda.gov/>



Figura 68: Cuencas de aporte a las descargas de pluviales.

Descarga	Área de aporte (km ²)	$L_{cauce}(km)$	$P_{cauce}(\%)$
Sur	0,2	1,4	1,6
Central	0,7	2,2	1,8
Norte	1,2	2,6	1,4

Tabla 11: Áreas de aporte estimadas para cada descarga

Por otra parte, la unidad de suelo presente es Angostura por lo que el grupo hidrológico es de tipo A/D. Además, se consideraron dos usos de suelo predominantes en la zona. Por un lado, usos de suelo asociados a praderas y pastizales y por otro calles y carreteras de grava. De esta forma, se ponderaron distintos números de curva para cada cuenca y se obtuvieron los caudales pico correspondientes, lo cual se presenta en la Tabla 12.

Descarga	Número de curva	Caudal pico (m ³ /s)
Sur	79	1,8
Central	72	3,8
Norte	68	4,3

Tabla 12: Números de curva y caudales pico estimados para cada descarga

Geometría de las descargas

Para obtener la velocidad de diseño, es necesario conocer la geometría en la zona de descargas y la pendiente de las mismas. Para esto, en primer lugar se definió una sección de diseño para cada descarga de pluviales. Siendo que la configuración existente es de expansión gradual de la sección desde la alcantarilla hacia la playa, se toma la sección más comprometida en cuanto a vertido de pluviales, es decir las más próximas a las descargas. Se presentan a continuación las secciones consideradas para cada una de las descargas.



Figura 69: Sección de diseño descarga sur



Figura 70: Sección de diseño descarga central



Figura 71: Sección de diseño descarga norte

Definida la sección de diseño, se procedió a determinar la geometría de la descarga para la estimación de dichas velocidades. Para esto se recurrió al MDT del IDEuy, mediante el cual se obtuvieron cortes transversales de las secciones de diseño. Una vez obtenidas las geometrías de dichas secciones, producto de la irregularidad que presentan, se las aproximó mediante cortes transversales de forma de conocer los parámetros que luego serán necesarios a la hora de los cálculos. De forma de ilustrar la situación, se representa lo descrito en las figuras 72, 73 y 74.

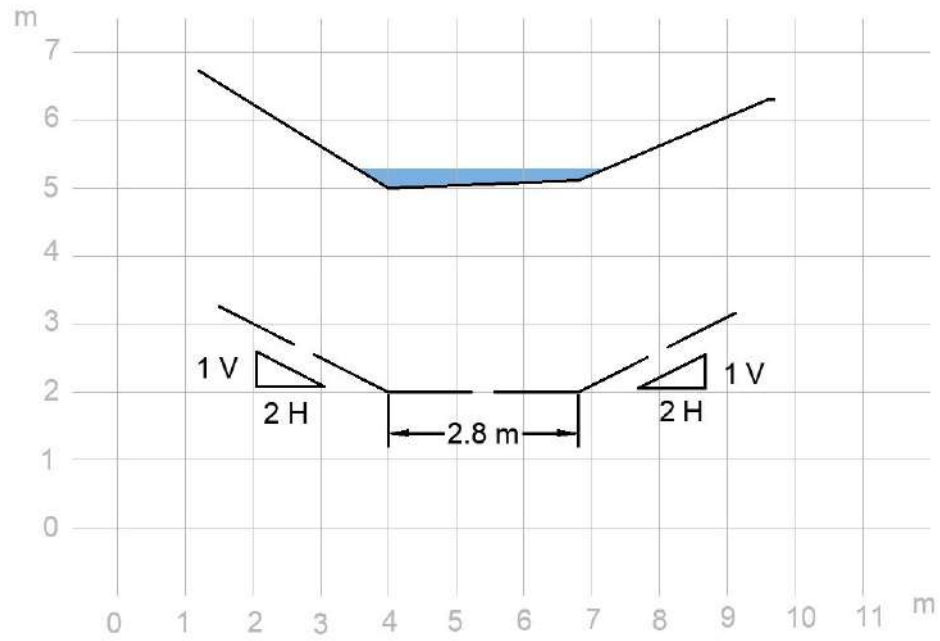


Figura 72: Geometría obtenida de IDEuy y geometría aproximada. Descarga sur

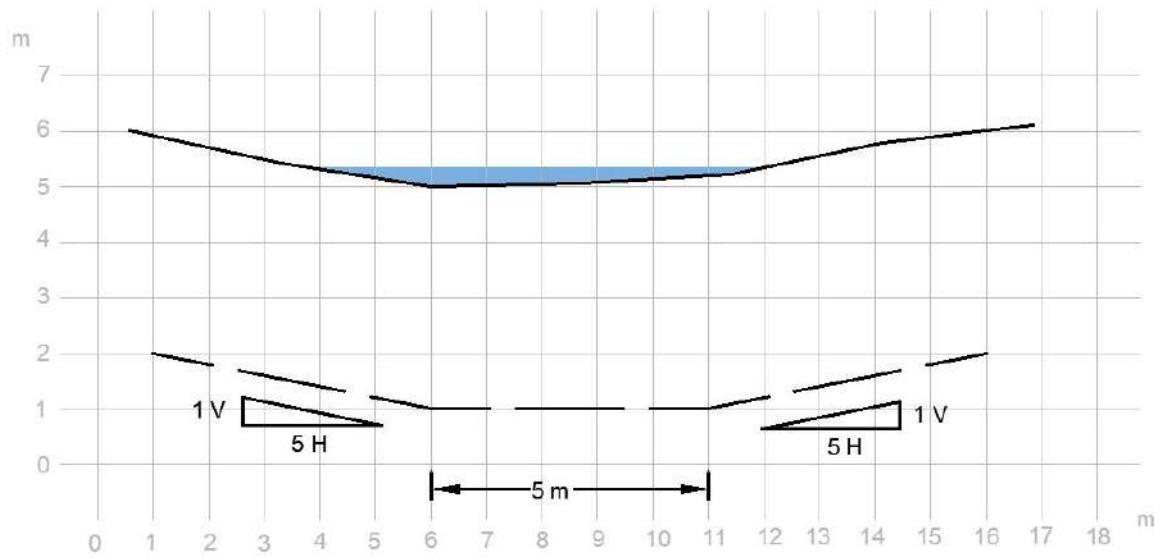


Figura 73: Geometría obtenida de IDEuy y geometría aproximada. Descarga central

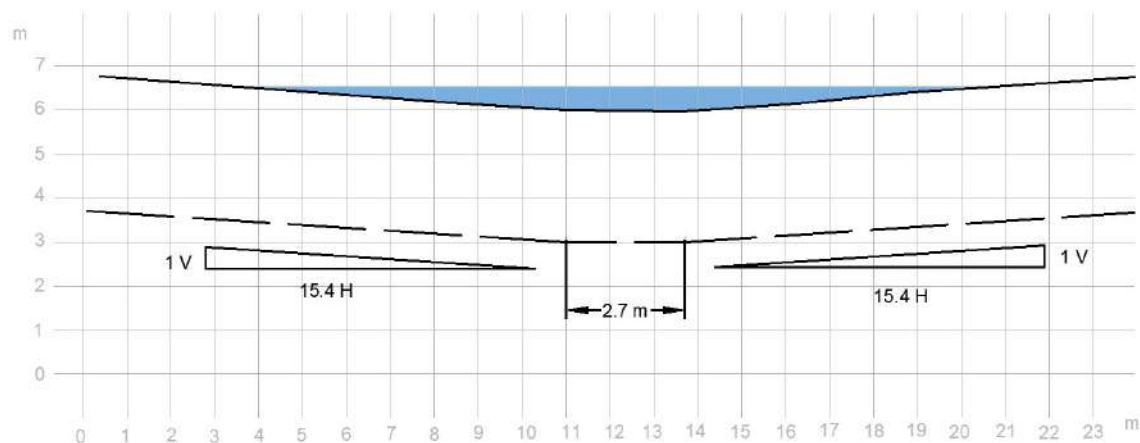


Figura 74: Geometría obtenida de IDEUy y geometría aproximada. Descarga norte

Velocidad de diseño

La velocidad de diseño se estimó a través de la ecuación de Manning considerando flujo uniforme:

$$v = \frac{1}{n} \cdot Rh^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (40)$$

Donde n es la rugosidad de Manning, S es la pendiente en m/m y Rh es el radio hidráulico.

Dado que la zona de influencia es en la playa, el número de Manning utilizado fue aquel asociado a las arenas, cuyo valor es de 0,02. En función de esto y las geometrías obtenidas previamente, se obtuvieron las velocidades de diseño para cada caso. Estas se presentan en la Tabla 13.

Descarga	Velocidad (m/s)
Sur	1,9
Central	2,2
Norte	1,3

Tabla 13: Velocidades estimadas para cada descarga

Dimensiones del enrocado

Para el dimensionamiento del enrocado se hizo uso de la formulación propuesta por Escarameia & May (1992). En este caso, se consideró un índice de turbulencia normal-alto, lo cual es recomendado para márgenes revestidas, situación en la cual se encontrará la descarga post-diseño. De esta forma, el coeficiente de turbulencia adquiere un valor de $C_T=2,3$. De este modo, se está en condiciones de dimensionar el enrocado, obteniéndose así los resultados presentes en la Tabla 14.

Descarga	Enrocado D_{n50} (m)
Sur	0,18
Central	0,24
Norte	0,09

Tabla 14: Dimensiones de enrocado estimadas para cada descarga

8.1.2. Dimensionamiento del enrocado frente a la acción del oleaje

Para el diseño frente a la acción del oleaje se trabajó con el criterio de rotura, mencionado en la Sección 7.1.2.

Para la determinación de la ola de diseño es necesario obtener la profundidad de diseño. Para esto, en primer lugar fue necesario determinar la sección de diseño. En este sentido, se diseñó con la sección más comprometida, siendo aquella donde la columna de agua incidente es mayor. Se identificó esta sección como aquella donde finaliza el revestimiento en las zonas de entrantes, dado que allí es donde las cotas de terreno son más bajas y por tanto, para un mismo SL de diseño (+2,85 mWh), las profundidades son mayores. Se presentan en las figuras 75, 76 y 77 las secciones consideradas para el diseño.



Figura 75: Sección de diseño de la descarga sur



Figura 76: Sección de diseño de la descarga central



Figura 77: Sección de diseño de la descarga norte

Definidas las secciones de diseño para cada descarga, se obtuvieron las olas de diseño para cada caso. Finalmente, aplicando la formulación de Van der Meer para aguas poco profundas, descrita en la Sección 7.1.3, se obtuvieron las dimensiones de roca presentadas en la Tabla 15.

Descarga	Ola de diseño (m)	Enrocado $D_{n,50}$ (m)
Sur	0,20	0,08
Central	0,12	0,04
Norte	0,35	0,07

Tabla 15: Olas de diseño y dimensiones de enrocado estimadas para cada descarga

8.1.3. Diseño de la protección

En función de las dimensiones de enrocado estimadas mediante ambas metodologías descritas en las Secciones 8.1.1 y 8.1.2, se obtuvieron las dimensiones de diseño finales que se muestran en la Tabla 16.

Descarga	Enrocado D_{n50} (m)
Sur	0,18
Central	0,24
Norte	0,09

Tabla 16: Dimensiones de enrocado de diseño para cada descarga

En función de los resultados obtenidos se estima la profundidad de fundación. Para esto se utiliza una formulación para estimar profundidad de erosión al pie de un revestimiento en cursos de agua (Joglekar, 1971) que se presenta a continuación:

$$Y_L = \sigma \cdot Y \quad (41)$$

Donde Y_L es la distancia entre el nivel de agua y el punto de máxima erosión, Y es la altura de agua sin erosión del pie y σ toma el valor 1,25 en secciones rectas de revestimientos. De este modo, se obtienen los siguientes valores de profundidades de fundación (PF) para cada una de las alturas de agua de diseño. Se presentan los resultados en la Tabla 17.

Descarga	Y (m)	Y_L (m)	PF (m)
Sur	0,35	0,44	0,09
Central	0,4	0,5	0,1
Norte	0,6	0,75	0,15

Tabla 17: Profundidades de fundación para cada descarga.

Siendo que las profundidades de fundación resultaron pequeñas y considerando la importancia de una buena definición de la misma de forma de velar por la estabilidad del revestimiento, se opta por dar continuidad a la profundidad de fundación obtenida para el revestimiento de frente costero, para el caso de menor exposición, es decir 1 m.

Además, se diseñará el revestimiento de forma de cubrir una altura de 1 m de agua. Esto es debido a que se constató que tanto las alturas de ola incidentes como los tirantes asociados a los escurrimientos de las alcantarillas fueron en todos los casos menores a dicha profundidad.

Por último, se definió una zona de transición de 5 m de lo que refiere al enrocado del revestimiento del frente costero y lo que es el revestimiento de las márgenes. Esta zona se caracteriza por una disminución lineal de lo que es la cota de coronamiento y una protección que transiciona de lo que es la protección del revestimiento y protección de las márgenes. Se presentan diagramas ilustrativos de la solución final proyectada en las láminas 4, 5 y 6 adjuntas en el Anexo D.

8.2. Accesos a la playa

Se pretende con el ordenamiento de bajadas peatonales a la playa la definición del número y ubicación de los caminos de acceso hacia la playa mediante cartelería informativa, buscando con

esto desestimular el tránsito desordenado sobre las dunas, lo que terminará degradando la cobertura vegetal. Se buscó el desarrollo de bajadas con materiales y técnicas ambientalmente amigables favoreciendo el acceso universal.

Actualmente existen en el balneario siete bajadas de peatones definidas de forma casera las cuales se muestran en la Figura 78.



Figura 78: Bajadas presentes actualmente en la zona

La bajada 5 es la única que no es por dominio público. Por su parte, las bajadas 4 y 7 se encuentran actualmente sobre zonas fuertemente afectadas por la presencia de las descargas de pluviales.

Se propone entonces eliminar las bajadas 4 y 7 y realizar en dicha zona la reconstrucción del talud y acondicionamiento de las descargas descritos en la Sección 8.1. También se retira la bajada presente sobre dominio privado, es decir, la bajada 5. Se presentan en la Figura 80 las bajadas que se definió que permanecerán disponibles.

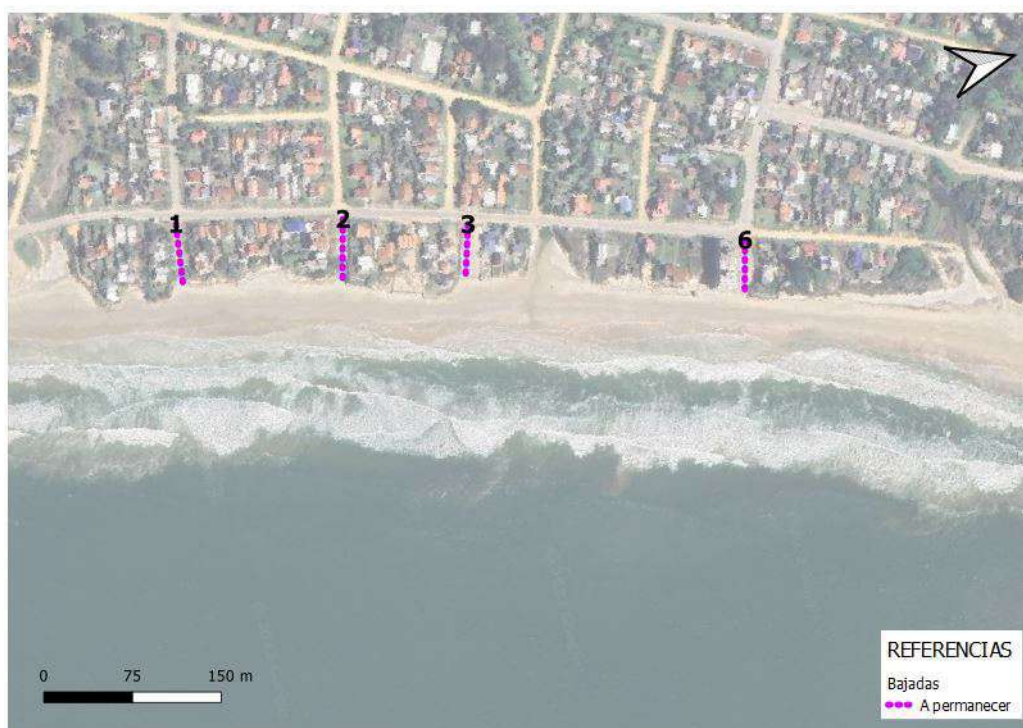


Figura 79: Bajadas que permanecerán disponibles

Lo que se pretendió con esta propuesta es lograr acceso a la playa por espacios de dominio público, considerando el futuro flujo de peatones que se dará en las mismas. Si bien el espaciado entre bajadas adyacentes depende de la intensidad de uso y otros factores que exceden el alcance de esta propuesta, se considera que las bajadas eliminadas no afectan considerablemente a la comodidad de los usuarios ya que en el peor de los casos se encuentran separadas por 230 m.

Dichas bajadas serán materializadas mediante rampas de madera fundadas en la duna de forma de brindar la posibilidad de acceso a la playa a todo el público. Se siguen recomendaciones del Departamento de Protección Ambiental de Florida en Estados Unidos (2021) para su diseño, donde se establece que la profundidad de fundación esté comprendida entre 1,5 y 2,5 m y que el ancho de la rampa no supere los 1,8 m. En cuanto a los barrotes, se sugiere que estén fundados en dunas con pendientes menores a 30° , con un espaciado de entre 1,8 y 2,5 m entre ellos y un diámetro aproximado de 0,15 m. Por su parte, la rampa estará a una altura de 0,5 m por sobre la duna y los pasamanos estarán a una altura de 1 m sobre la rampa.

Un ejemplo de la medida a implementar se observa en la Figura 80 donde se observa un acceso de playa en el balneario Santa Lucía del Este, Canelones. En la Lámina 7 se muestra un esquema de la rampa.



Figura 80: Acceso a playa mediante rampa de madera en Santa Lucía del Este

9. Puesta en obra

En esta sección se plantea el procedimiento a seguir para ejecutar la solución propuesta. En este sentido, se detallan posibles fuentes de materiales y sus requerimientos técnicos así como también la maquinaria a utilizar para la obra. Si bien son tenidos en cuenta distintos elementos particulares de este proyecto, la metodología y materiales finalmente considerados dependen de elementos propios de la puesta en obra como pueden ser aspectos legales, resultados de estudios y replanteos específicos, disponibilidad de presupuesto y personal.

Para la definición de procedimientos y maquinarias necesarias se recurrió a la “Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas”, de Puertos del Estado de España (Puertos del Estado, 2008) y consultas con profesionales experientes en la materia.

9.1. Condicionantes

A continuación se describen los principales factores que condicionarán la forma en que se ejecutará el proyecto y que determinarán las particularidades a tener en cuenta.

9.1.1. Fuentes de materiales

Tanto para las rocas para el revestimiento como para la arena para la generación de duna es determinante el conocimiento del sitio para la extracción de material. Su ubicación no solo afectará los costos asociados al transporte de los materiales, sino que también condicionará la logística en cuanto al trayecto que habrán de seguir los camiones para trasladar los materiales hasta la costa y los tiempos de obra.

Se deberá entonces realizar un estudio para confirmar la disponibilidad de materiales y su correspondiente idoneidad para la obra en cuestión. En caso de ser necesario, se deberán prever sitios de acopio, esto es para materiales que son requeridos a un ritmo mayor que el de su suministro.

9.1.2. Aspectos climáticos

Los aspectos climáticos tienen una fuerte incidencia en lo que respecta al cronograma de ejecución de las obras. La ocurrencia de lluvias, nieblas o eventos con grandes rachas de viento puede condicionar la cantidad de días útiles, así como la cantidad de horas diarias de trabajo. En este tipo particular de obras, se debe prever también la exposición a oleajes y mareas considerables que puedan afectar la estabilidad de las mismas en periodos de construcción.

En este sentido es conveniente recurrir a pronósticos tanto meteorológicos como pronósticos de oleaje y mareas. La Facultad de Ingeniería cuenta con un pronóstico que facilita niveles del mar en la zona de ejecución el cual puede ser de utilidad⁵.

9.1.3. Aspectos ambientales

Es importante conocer los impactos que puede generar la obra sobre el entorno y si estos son aceptables o si se deberán tomar medidas para mitigar aquellos que no lo sean.

⁵<https://www.fing.edu.uy/imfia/pronostico-marea/>

En Uruguay, previo a la ejecución de obras de este tipo, es necesario contar con un Estudio de Impacto Ambiental de acuerdo a lo establecido en el Decreto 349/005, punto que se desarrolla en la Sección 11.

9.1.4. Periodo de ejecución

Otro aspecto a tratar es el asociado al momento en el año en el que se ejecutarán las obras, considerando que se trata de un balneario que cuenta con elevada actividad turística en los meses de verano.

En este sentido no parece recomendable ejecutar la obra en periodo estival, donde existirá interferencia entre el espacio de ocio de los turistas con la zona de la obra. Esto puede tener efectos contraproducentes tanto para la ejecución en si, en lo que refiere a movilidad y logística, como de seguridad de los civiles, incrementando el riesgo de accidentes.

9.1.5. Aspectos legales

Otro factor importante a considerar es la existencia de padrones regularizados en la playa, tal como se describió en la Sección 2.2. Para proceder a la construcción de la solución proyectada habrá que expropiar los padrones afectados. Sin embargo, el hecho de que no existan viviendas en los mismos no implicará un realojo de personas, haciendo de este proceso más económico y menos complejo.

La descripción más detallada de los padrones afectados y costos de expropiación asociados se detallan en la Sección 10.

9.2. Materiales

Como toda obra de ingeniería, los materiales utilizados deben cumplir con ciertas especificaciones según el tipo de obra a proyectar, permitiendo así una adecuada funcionabilidad durante la vida útil de la misma. Se analizan en secciones posteriores las especificaciones necesarias para los sedimentos, enrocado y geotextiles necesarios para el proyecto en cuestión.

Por otro lado, se proponen posibles proveedores y fuentes de material. Esta información se obtuvo de los portales de DINAMIGE⁶, DINACEA⁷ y a través de comunicaciones con idóneos en la materia.

Se destaca que estas son propuestas no determinantes, ya que previo a la inclinación por una fuente u otra deben realizarse los estudios correspondientes para comprobar la idoneidad del material para el proyecto en cuestión y evaluar los costos asociados a cada una.

9.2.1. Sedimentos

En lo que refiere a la arena a utilizar como generación de dunas, es recomendable que el tamaño de sedimento de préstamo sea de dimensiones similares al presente en la playa (Bosboom, J. and Stive, M. J. F. 2021). En base al análisis realizado en la Sección 2.4 se obtienen las características granulométricas deseables.

Se propone como una posible fuente el sedimento dragado del Puerto La Paloma, donde los volúmenes extraídos rondan los 8000 - 10.000 m^3 /año. En caso de optar por esta opción, se deberá contar con un estudio que avale su aptitud en cuanto a presencia de contaminantes como hidrocarburos, metales, entre otros. Aspectos favorables de esta fuente son la posibilidad de retornar al sistema costero sedimentos que habían quedado retenidos, además de los bajos costos asociados a los mismos, considerando el hecho de ser cedidos a la Intendencia Municipal de Rocha en caso de solicitarlo.

Otra opción a considerar es la cantera de sedimentos abierta por la empresa *AGROLINK.S.A* en el año 2013, presentando la ventaja de la gran cercanía con el sitio de obra. Según el Estudio de Impacto Ambiental realizado, la misma posee un permiso de explotación de 30.000 m^3 en periodos de 3 años por un lapso total de 25 años. Se tratan de arenas de distinto tipo encontrándose presencia de arenas limosas y limo arcillosas.

Las ubicaciones de las fuentes antes descritas se observan en la Figura 81.

Es importante hacer mención al volumen de sedimentos obtenidos durante la excavación de la fosa donde se fundará el revestimiento. Estos serán usados como recubrimiento del revestimiento conformando parte de la duna a regenerar. En base a las profundidades de fundación obtenidas, se obtienen volúmenes del orden de 2 m^3 /m, lo que se traduce en un total de 1.200 m^3 de sedimentos aproximadamente.

⁶<http://visualizadorgeominero.dinamige.gub.uy/accesos/acceso.html>. Visitada el 02/02/2023.

⁷<https://www.ambiente.gub.uy/visualizador/index.php?vis=sig>. Visitada el 02/02/2023.

9.2.2. Enrocado

El material seleccionado debe cumplir con ciertas especificaciones que avalen su aptitud para este tipo de obras, referidas a resistencia, desgaste, presencia de grietas y debilitamientos, entre otros. Se siguen recomendaciones de CIRIA (2007) para la determinación de algunos criterios.

Para rocas que conforman estructuras costeras, es importante definir una resistencia mínima a la abrasión, dado que la acción de la arena así como la fricción entre rocas sometidas a agentes dinámicos puede generar desgaste en las piezas. Para esto se exigirá una pérdida en ensayo de Los Ángeles menor al 25 % tomando como referencia la norma europea (EN 1097- 2:1998). Dicho ensayo mide la degradación de los agregados resultante de la combinación de varias acciones como son la abrasión, el impacto y la fricción entre las piezas.

Por otra parte, en cuanto a la forma del enrocado, un parámetro utilizado para la caracterización del mismo se conoce como radio aparente (LT) por sus siglas en inglés. Se trata de la relación entre la longitud máxima y el ancho mínimo de la roca. Para el uso en cuestión no se recomienda aceptar rocas con LT mayor a 3:1.

Se exigirá un cierto grado de uniformidad a las rocas. Se establece que para rocas que conforman la armadura de la estructura, la graduación es angosta, con una relación de $D_{85}/D_{15} < 1,5$. Con esto se busca reducir el volumen de vacíos y que se genere un mayor empaquetamiento entre las piezas.

De acuerdo al diseño, la densidad media de la roca deberá ser de 2650 kg/m³. Bajas densidades tienden a limitar la durabilidad de la roca, debido a la alta porosidad. En la norma europea (EN 13383- 1:2002) se establece una densidad mayor a 2.300 kg/m³ para asegurar una durabilidad mínima.

Otros parámetros exigidos de forma de garantizar buenas condiciones del material serán resistencias a la compresión mayores a 80 MPa (EN 1926:1999) y absorción del agua definida como la máxima masa de agua que puede ser absorbida por la roca a la masa de roca seca, menor al 2 % (EN 13383:1-2002).

Se resume lo antes descrito en la siguiente tabla.

Parámetro	Control	Referencia
Abrasión	<25 % Ensayo Los Ángeles	EN 1097- 2:1998
Forma	LT<3	EN 13383:2-2002
Granulometría	$D_{85}/D_{15} < 1,5$	EN 13383:2-2002
Densidad	>2.300 kg/m ³	EN 13383:2-2002
Resistencia a compresión	>80 MPa	EN 1926:1999
Absorción de agua	<2 %	EN 13383:2-2002

Tabla 18: Especificaciones del material para enrocado y referencias de control

Además de las especificaciones mencionadas es recomendable que las rocas estén libres de grietas o fisuras que puedan comprometer su estabilidad en la construcción del revestimiento.

En cuanto a la fuente del material se proponen dos alternativas de canteras de piedras, ambas a una distancia menor a 50 km del balneario Costa Azul. Según la información obtenida, ambas canteras son fuente de piedras ornamentales de tipo granito gris. Esta, al igual que el resto de las rocas ígneas se consideran aptas para estructuras hidráulicas (CIRIA, 2007). La ubicación de cada una de las canteras se observa en la Figura 81.



Figura 81: Fuentes de materiales para la obra.

9.2.3. Geotextil

El geotextil consiste en un elemento permeable compuesto por materiales sintéticos cuyo propósito es impedir el escape de los finos que conforman la estructura de apoyo del enrocado. Es de vital importancia establecer especificaciones apropiadas ya que los mismos pueden generar grandes ahorros en mantenimientos e incrementar la vida útil de la estructura.

Se implementarán geotextiles no tejidos integrados mecánicamente por agujado, siendo la principal función de este tipo de geotextil el drenaje y la filtración.

Un parámetro fundamental que debe cumplir el geotextil es que el tamaño característico de poro sea menor al tamaño medio de la arena. Sin embargo, dada la importancia de tener una base

estable para el revestimiento, se opta por considerar que el tamaño característico de poro sea menor a $D_{10} = 0,12$ mm, obtenido mediante el análisis de la Sección 2.4. Con eso se garantiza la función principal del mismo, prevenir el escape de finos.

Otro aspecto importante a considerar es la resistencia al punzonado. Durante la colocación del enrocado, las angularidades de las rocas pueden dañar el material. Además, el reacomodo mismo de las piedras durante la etapa en servicio de la estructura puede terminar afectando el estado del geotextil. En este sentido, dado que es un material que estará traccionado, valores mínimos de resistencia a la tracción deberán ser exigidos.

En este caso, en base a recomendaciones de experientes en la materia para este tipo de obras y considerando a la empresa *MACAFERRI* como proveedora del material, el geotextil a utilizar será de tipo H80.2 para el caso de revestimiento de frente costero y H40.2 para el revestimiento de márgenes. Las especificaciones técnicas se presentan en la Figura 82.

MACCAFERRI		ESPECIFICACIÓN TÉCNICA E-8.2.2-652 - rev. 01 / Fecha 05.09.2017									
		MACTEX® H.2 GEOTEXTIL TOTEJIDO									
Características técnicas											
MacTex® H.2 es un geotextil trotejido producido en base de fibras cortas de poléster, agujado y consolidado termicamente por calandrado.											
Propiedades físicas		H 30.2	H 36.2	H 40.2	H 50.2	H 60.2	H 70.2	H 80.2	H 90.2	PH 100.2	
Color		Negro									
Gramaje	g/m ²	ASTM D5261 / ABNT NBR ISO 9841	150	180	200	250	300	350	400	500	800
Espesor	mm	ASTM D5192 / ABNT NBR ISO 9841-1	1.2	1.25	1.3	1.5	1.5	2.2	2.6	3.5	3.8
Punto de reblandecimiento	°C	---	230 a 249								
Resistencia U.V	% / meses	ASTM D4353	50/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500	70/500
Propiedades mecánicas		H 30.2	H 36.2	H 40.2	H 50.2	H 60.2	H 70.2	H 80.2	H 90.2	PH 100.2	
Resistencia a la tracción tira Ancha (Sentido longitudinal)	kN/m	ASTM D4595 / ABNT NBR ISO 11319	8	9	10	14	16	18	20	25	31
Elongación Tira Ancha	%	ASTM D4595 / ABNT NBR ISO 11319	50	50	50	50	50	50	50	50	50
Resistencia a la tracción GRAB (Sentido longitudinal)	N	ASTM D4632	530	600	710	900	1050	1200	1300	1500	2000
Elongación GRAB	%	ASTM D4632	50	50	50	50	50	50	50	50	50
Resistencia al Estallido (Mullen Burst)	kPa	ASTM D3785	1200	1350	1500	1700	2500	2900	3300	3000	3600
Resistencia al punzonamiento CBR	kN	ASTM D5241 / ABNT NBR ISO 11296	1.2	1.4	1.5	2.2	2.5	2.9	3.2	4.0	5.0
Resistencia al desgaste trapecoidal (Sentido longitudinal)	N	ASTM D4833	300	325	350	400	400	400	700	900	1000

Figura 82: Parámetros característicos de los geotextiles de Macaferri

9.3. Maquinaria

La maquinaria utilizada en cualquier tipo de obra determina los tiempos y costos de la misma. Si bien el proyecto en cuestión no exige maquinaria particularmente especializada, la selección de la misma debe hacerse previendo las particularidades relacionadas al sitio y a la ejecución.

Para la disposición del enrocado en talud va a ser necesario el uso de una retroexcavadora sobre orugas, donde se propone a modo de ejemplo una retroexcavadora de orugas *Caterpillar 320*. El hecho de que la locomoción de la misma sea sobre orugas va a permitir que la misma se desplace

con mayor facilidad y eficiencia sobre arena. Siendo que el peso total está distribuido en un área de contacto mayor que sobre ruedas, conduce a un menor hundimiento sobre suelos blandos. Otra particularidad de este tipo de maquinaria es su configuración sobre un eje de rotación, haciendo de la tarea de recolección y disposición de enrocado mucho más eficiente.

Consultando la ficha técnica de la máquina, se sabe que la pala cargadora cuenta con una capacidad de $1,19 \text{ m}^3$, el alcance del brazo cargador es de $9,86 \text{ m}$ y la profundidad de excavación es de $6,72 \text{ m}$. El ítem más importante a considerar es el alcance del brazo, siendo que se pretende la construcción del enrocado enteramente desde la playa sin utilización de maquinaria auxiliar como grúas o retroexcavadora secundaria. Sabiendo que la distancia horizontal total a cubrir por el enrocado es de $9,2 \text{ m}$ aproximadamente, la maquinaria recomendada es apta para la tarea antes descrita. Se ilustra en la Figura 83 la distancia necesaria a cubrir por la máquina para el caso más exigente, es decir para el perfil B.

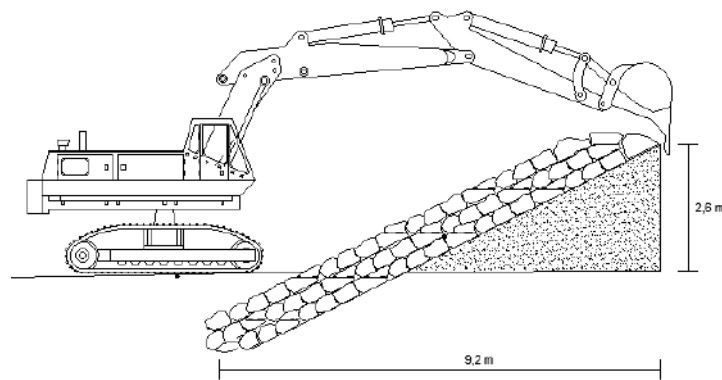


Figura 83: Distancia a cubrir por la maquinaria para la construcción del perfil B

Se destaca la capacidad de la pala permitiendo un buen ritmo de trabajo. Una imagen ilustrativa de la retroexcavadora se observa en la Figura 84.



Figura 84: Retroexcavadora sobre orugas *Caterpillar 320*

Debido a que la retroexcavadora es la máquina más cara, es importante que la misma se encuentre trabajando la mayor cantidad de tiempo posible. Previendo esto, es necesario mantener surtido el acopio de rocas transitorio adyacente. Para ello va a ser necesario recurrir a una pala cargadora, la cual se encargará del traslado de rocas desde el sitio de acopio principal hasta el punto donde se esté ejecutando el revestimiento. Una opción posible para este tipo de tarea es la pala de carga *Caterpillar 950 G*. La misma cuenta con un volumen de carga de hasta $4 m^3$. Una imagen de la máquina antes descrita se observa en la Figura 85.



Figura 85: Pala cargadora *Caterpillar 950 G*

En lo que refiere a la extracción de material, será necesaria otra retroexcavadora de características similares a las antes descritas en la cantera de rocas y camiones para su respectivo transporte.

9.4. Procedimientos constructivos

Considerando las dimensiones de la solución, la construcción de la misma se hará en tramos, donde se irán modificando los sitios de acopio y señalizaciones a medida que se avanza en la construcción. Por la existencia de viviendas privadas sobre el talud dunar, la construcción se hará desde la playa, previendo para ellos la aptitud de maquinaria y espacio tal como fue descrito en secciones previas. Se detallan en las secciones siguientes los sitios de acopio recomendados, procedimientos constructivos, tiempos estimados entre otras consideraciones de la puesta en obra.

9.4.1. Preparación del sitio

Antes del comienzo de la ejecución de las obras propiamente dicho, es necesario preparar el área de trabajo y sus alrededores para que sea acorde a una obra de esta magnitud. Deben quedar definidas oficinas, baños, vestuarios, obradores y cualquier otra instalación que pueda ser necesaria.

También deben de quedar instaladas y debidamente señalizadas las estructuras de delimitación de la obra. Por temas de seguridad se debe prohibir el ingreso de peatones a las inmediaciones de la obra. Esto se podrá materializar mediante cercado o vallado en el perímetro de la obra.

Por otra parte, deben quedar definidas las vías de acceso de la maquinaria a la playa. Las bajadas a permanecer luego del proyecto presentan buenas cualidades para oficiar como zonas de acceso de la maquinaria debido a su amplio espacio y su carácter público. De todas formas, debe preverse el acondicionamiento de la zona final de las mismas generándose un descenso gradual del terreno el cual será compactado de forma que la maquinaria no presente dificultades a la hora de descender hacia la zona de trabajo.

Finalmente se deben definir los sitios de acopio. Para esto los sitios deben presentar un espacio lo suficientemente extenso de forma de poder generar acopios de volúmenes considerables. Se irán transicionando los sitios donde depositar los materiales de acuerdo al tramo de obra en el que se esté trabajando. Se presentan en la Figura 86 posibles sitios de acopio de los materiales.



Figura 86: Sitios de acopio

A continuación se describen los procedimientos a seguir para ejecutar la propuesta planteada.

9.4.2. Construcción del revestimiento

Se realizará la construcción del revestimiento de enrocado cubierto por la duna en tramos de 20 m, longitud que se estima se realiza en una jornada de trabajo. Se pretende evitar la exposición de la estructura en una configuración que no fue la del diseño final, previendo la ocurrencia de eventos extremos entre dos jornadas que puedan comprometer su estabilidad. Se propone comenzar por el sector sur del balneario e ir avanzando hacia el norte, ya que al sur se encuentran las viviendas más comprometidas.

En primer lugar se comienza por retirar mediante retroexcavadora cualquier tipo de material, ya sea de las estructuras defensivas presentes u objetos que la playa haya arrastrado a la zona de trabajo para que el área quede apta.

Luego se prosigue a realizar la excavación en la base del revestimiento para alcanzar la cota de fundación, utilizando para esto la retroexcavadora. El material de retiro se acopiará próximo a la zona de tareas, previendo su uso para la generación de la base a apoyar el revestimiento en caso

que se necesite o como recubrimiento final conformando parte de la duna.

Se generará el talud de apoyo del geotextil y rocas mediante arena compactada. La compactación se realizará con golpes distribuidos en toda el área de apoyo con la parte exterior de la pala de la retroexcavadora. Se verificará la geometría y las cotas de diseño mediante utilización de nivel óptico u estación total.

Luego de que el talud se encuentra en condiciones, se prosigue a colocar el geotextil. Este se coloca desde la fundación hasta el coronamiento, donde dos o tres operarios se encargarán de estirar el material hasta alcanzar el área determinada. Luego de alcanzada la cota de coronamiento, se preverá la fijación del mismo en la zona superior e inferior con rocas del revestimiento. Se deberá colocar el geotextil de forma que exista un solapamiento de 1-2 m en uniones verticales. La unión horizontal se hará cocida.

Posteriormente, se extiende sobre el geotextil una capa de rocas distribuida en toda la superficie del mismo, teniendo precaución de que el vuelco de rocas no genere daños en el geotextil. El vuelco de rocas se hará mediante la retroexcavadora, la cual se surtirá a través del acopio transitorio realizado por la pala cargadora.

Esta primera capa de rocas lo que brinda es estabilidad al geotextil para que este se movilice lo mínimo posible del sitio en el cual debe encontrarse. Posteriormente, se repite el procedimiento colocando la segunda y tercera capa de rocas prevista en el diseño.

La situación en sitio es diferente para cada perfil existiendo casos donde se deberá prever relleno de arena o desmonte para la conformación del talud de apoyo. Se ilustran en la Figura 87 los perfiles tipo de revestimiento diseñado sobre los perfiles relevados.

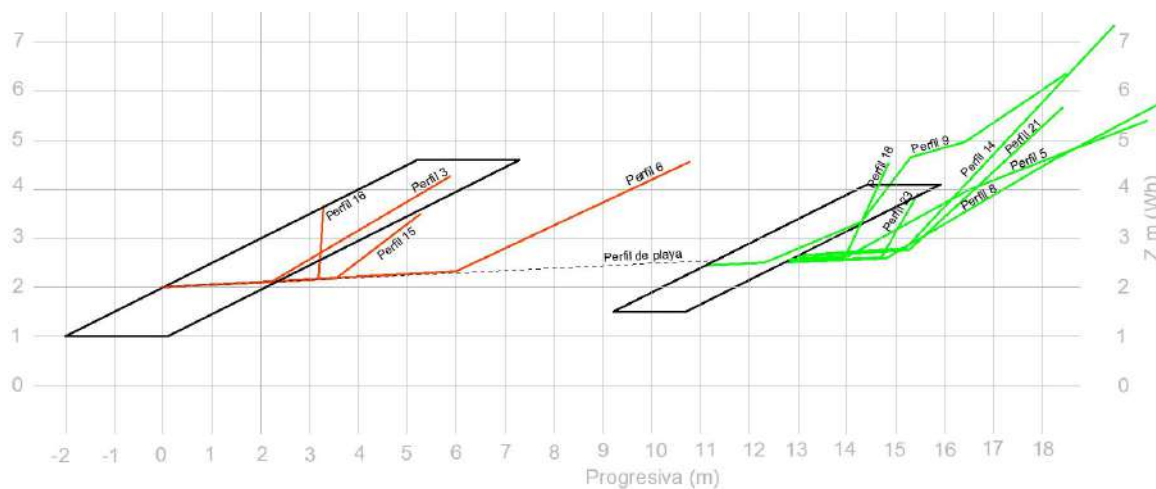


Figura 87: Perfiles de revestimientos diseñados sobre perfiles relevados

Se observa como en los perfiles rojos hay casos donde el coronamiento del revestimiento es

mayor al coronamiento del perfil relevado (perfil 16, 15 y 23), debiendo prever además un ingreso del enrocado sobre el terreno existente. Para estos casos se analizó el relevamiento fotográfico hecho en sitio, imágenes satelitales y el MDT del terreno, concluyendo que las viviendas se apoyan en una cota más alta a la máxima relevada en los perfiles, siendo de 5 mWh aproximadamente. Existe además un retiro de las propiedades de entre 5 y 10 metros, mayor al necesario para implementar el revestimiento.

9.4.3. Generación de dunas

Finalizado el revestimiento, se procede a la generación de las dunas sobre el mismo a partir de la arena excedente disponibilizada en la playa durante las excavaciones para el emplazamiento del revestimiento. La arena se vuelca con la retroexcavadora sobre el revestimiento abarcando la distancia comprendida entre el pie de la duna y la base de apoyo del revestimiento. Se busca generar la duna sobre el tramo de revestimiento construido cada día.

De acuerdo a lo mencionado en la Sección 7.3.1, la generación de la duna se realizará para los perfiles A. Además, la cota de coronamiento de la duna será variable, con el objetivo de ajustarse a las cotas de los taludes existentes en el frente costero, se procurará llevar el pie de la duna a una cota + 2 mWh. La variabilidad de perfiles existentes se observa en la Figura 87.

En lo que refiere a los métodos para la estabilización de la duna, se deberán construir cercas captoras y producir vegetación herbácea costera. A continuación se plantean recomendaciones prácticas para la construcción de las cercas captoras (Carro, 2012):

- Se deberá prever un camión para el traslado de podas al sitio.
- Selección de podas con abundante follaje y ramas finas.
- Acondicionamiento del material buscando que quede una densidad homogénea y compacta.
- Se buscarán obtener cercas de 1 metro de alto y 1,5 metros de base aproximadamente.
- Se deben realizar pozos delante y detrás de las cercas captoras en donde se colocarán los anclajes para asegurar el material. Estos serán troncos de aproximadamente 5 centímetros de diámetro.
- Se atan las cercas captoras a los anclajes pasando hilo sisal de un lado a otro de la pantalla.
- Se entierran los anclajes a una profundidad mínima de 30 centímetros.

Se implementarán dos líneas de cercas captoras una en el coronamiento y otra en un punto medio de la duna, se busca con esto la menor interacción posible con el oleaje, velando por la estabilidad de las mismas. Un detalle se observa en la Lámina 8.

En cuanto a la metodología de implementación de vegetación se plantea el siguiente procedimiento:

- Preparación de rizomas para la plantación (cortando en secciones de tallos de 4 yemas mínimo).

- Preparación de sustrato para plantación (arena con mantillo para canteros y mantillo para plantines en bolsa).
- Plantación en canteros para producción de semillas.
- Plantación en bolsas para su posterior reintroducción en la zona costera.
- Riego y cuidado periódico.
- Introducción de plantines en la costa (mínimo 2 meses luego de plantados en vivero).

9.4.4. Acondicionamiento de las descargas de pluviales

Se detalla el procedimiento para el acondicionamiento de la descarga de pluviales de acuerdo a lo diseñado en la Sección 8.1.

En primer lugar se preverá la construcción previendo la no ocurrencia de precipitación en días anteriores, buscando con esto las condiciones más secas posibles para el desarrollo de las actividades. De ocurrir un flujo de agua en la cañada, se preverá el correcto drenaje de la zona a través de pendiente hacia un robador y posterior evacuación por bombeo.

Luego, se compactarán los taludes y se procederá a la colocación del geotextil y enrocado de forma análoga al revestimiento de frente costero.

9.4.5. Tiempos de obra

En base a intercambios con idóneos en la materia, considerando la complejidad de este tipo de obras se obtuvo un posible ritmo de construcción de 25 metros lineales de revestimiento más duna por día. Considerando la irregularidad del frente costero presente y las adecuaciones necesarias en determinadas secciones, se considera una construcción de 20 metros lineales por día. Sabiendo que el revestimiento consta de 800 metros, la obra requiere entonces de aproximadamente 40 días de trabajo. A esto se le suman 5 días de trabajo para adecuación de cañadas, resultando en un total de 45 días hábiles aproximadamente para el total de la obra.

Como particularidad, la obra presenta la complejidad de ser llevada adelante desde una playa cuyo ancho se ve altamente afectado por el avance y retroceso del nivel del mar. A modo de estimación de días en los que no se tendrá un ancho suficiente para la construcción, se recurre a un análisis de permanencia de niveles. Para este análisis se considera el periodo marzo-noviembre, periodo dentro del cual se ejecutaría el proyecto. Como umbral se establece un ancho mínimo de 10 metros de playa, como apto para llevar la tareas.

En base a las curvas de nivel en el balneario se observa que para un nivel del mar a +1,5 mWh se obtiene un ancho mínimo de 10 metros en la zona sur, siendo mayor en zonas mas al norte del balneario. Esta situación se observa en la Figura 88



Figura 88: Nivel del mar máximo para tareas constructivas

A partir de la curva de permanencia de niveles del mar para el periodo considerado (Figura 89), se obtiene que el nivel +1,5 mWh es superado el 7% del tiempo, lo que se traduce a 2 días por mes. Se considera entonces que 2 días al mes las tareas no podrán llevarse a cabo debido al alto nivel del mar y por ancho de playa insuficiente.

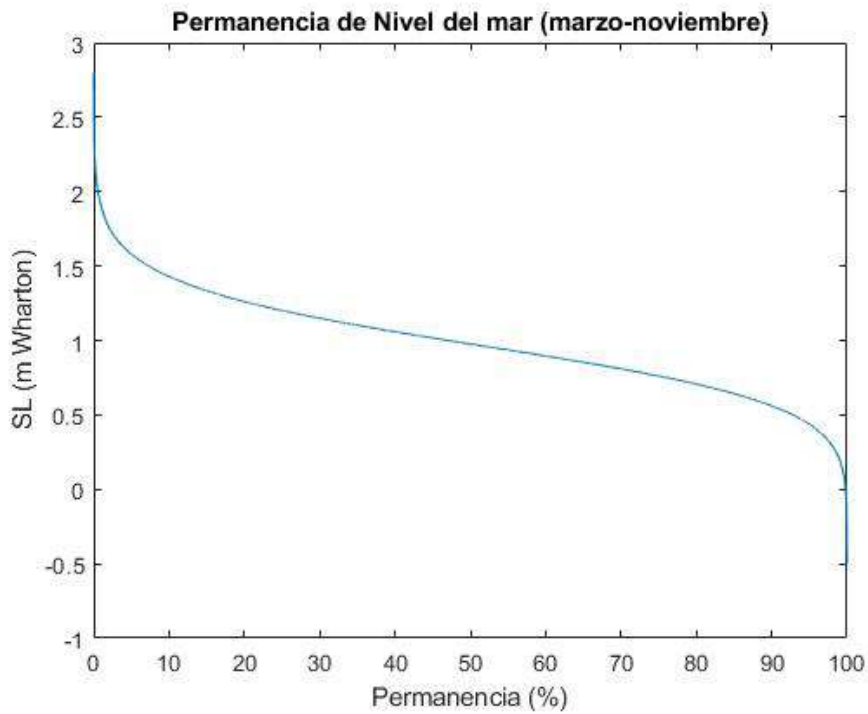


Figura 89: Curva de permanencia para los niveles de mar

Considerando que un mes consta de 20 días hábiles y teniendo en cuenta los días de marea alta, para los 45 días hábiles necesarios se tiene una duración de obra de 2 meses y medio calendario.

10. Estimación de costos

10.1. Costos de expropiación

A partir del Visualizador geoCatastro⁸ se pudieron obtener los padrones en los cuales se proyecta la construcción de la solución y su respectivo valor territorial. En la Figura 90 se presentan los padrones a expropiar y en la Figura 91 sus respectivos costos.



Figura 90: Padrones a expropiar

Padron	Valor (\$)	Padron	Valor (\$)	Padron	Valor (\$)	Padron	Valor (\$)
449	287.647	96	509.448	81	26.230	238	180.871
204	358.848	95	509.587	80	26.230	239	119.537
203	358.946	94	653.235	75	12.644	3	119.537
202	358.848	86	31.468	79	15.548	242	180.871
201	449.697	257	396.350	219	55.286	2	254.788
101	635.235	88	427.051	363	27.083	74	138.061
100	509.448	602	24.112	362	27.083	1	446.678
104	1.148.146	83	26.230	8	24.184	97	509.448
98	509.448	266	13.931	217	24.926	82	12.952
292	180.944						
TOTAL	9.590.576						

Figura 91: Padrones afectados y su respectivo valor

⁸<http://visor.catastro.gub.uy/visordnc/>

10.2. Costos de sedimentos

En base a la geometría de la duna y del revestimiento de enrocado proyectados, se obtuvo que la necesidad de arena es de 15 m^3 por metro lineal. A esto se le resta el material obtenido de la excavación para lograr la profundidad de fundación, obteniendo un valor neto de $13,5 \text{ m}^3/\text{m}$ de sedimentos necesarios. Considerando un largo de 600 m a cubrir, se tiene un requerimiento total de 8.100 m^3 de arena aproximadamente.

Considerando este un valor cercano al dragado anualmente en el Puerto La Paloma y trabajando en la hipótesis de que cuenta con el visto bueno en cuanto a su calidad, se estima un costo considerando esta fuente de sedimentos.

Sabiendo que la distancia entre el puerto y el sitio de obra es de 4 km y considerando un precio de traslado de $9 \text{ \$/m}^3 \cdot \text{km}$, dentro del cual se incluye combustible y conductor, se obtiene un costo unitario de sedimento de $0,9 \text{ USD/m}^3$ totalizando en 7.300 dólares.

10.3. Costos del geotextil

En cuanto al geotextil necesario para el revestimiento, se mencionó que se iba a utilizar el modelo H 80.2 de la empresa Macaferri, cuyo costo es de 4 USD/m^2 .

El geotextil se colocará sobre toda el área superficial del talud donde irá apoyado el revestimiento desde la fundación hasta el coronamiento. Además, se deberá considerar el solape en las uniones de dos mantas adyacentes. Se considerará para esto un 20 % más del material estrictamente necesario. De esta forma se requerirán 5.700 m^2 de geotextil, lo que se traduce en 23.000 dólares.

Por su parte, para el acondicionamiento de las descargas es necesario el geotextil tipo H40.2. El costo asociado a geotextiles usualmente utilizados en estas situaciones es de $1,95 \text{ USD/m}^2$. Considerando la geometría de la canalización proyectada y la existencia de 3 cañadas a acondicionar, son necesarios 820 m^2 de geotextil, lo que se traduce en un costo total del material de 1.600 dólares.

Por último, se debe considerar el costo del traslado del material desde el fabricante hasta el sitio de la obra. Considerando una distancia de 225 km, correspondiente a la ruta entre Montevideo y La Paloma y un costo de 3 USD/km , se tiene un costo de traslado de 675 dólares.

10.4. Costos del enrocado

Para la estimación del volumen de roca necesario para la obra se considera la cantidad de roca necesaria para el revestimiento del frente costero así como el revestimiento de las márgenes.

Para el revestimiento del frente costero es necesario un volumen de 3.770 m^3 . De acuerdo a información de canteras a 2023, el costo de extracción para este tipo de rocas es de 90 USD/m^3 , lo que da un costo de 340.000 dólares. Por su parte, para el revestimiento de las márgenes se tiene un volumen necesario de 300 m^3 . Con un costo unitario en este caso de 70 USD/m^3 , se tiene un costo de extracción de estas rocas de 21.000 dólares.

En cuanto al costo de traslado, considerando un costo de $9 \$/m^3 \cdot km$, para una cantera ubicada a 45 km se tiene un costo total de traslado de material de 40.000 dólares.

10.5. Costos de los accesos peatonales y cercas captoras

Para la estimación de estos costos se consideró esencialmente el costo de la madera de las rampas y la madera de las cercas captoras. Se consideró la construcción de la rampa y las cercas con tablonces de pino nacional tratado mientras que para los postes verticales de la rampa se consideró el uso de postes de Eucaliptus tratado. En función de las dimensiones de ambas intervenciones se estimó un costo total de 8.000 dólares en base a información de proveedores.

10.6. Costos de personal y maquinaria

En lo que refiere a la maquinaria, tal como se describió previamente se requerirán dos retroexcavadoras y una pala cargadora, además de los camiones para fletes de materiales cuyos costos ya fueron considerados. El costo de la retroexcavadora se estima en 12.000 USD/mes, precio que incluye operario y combustible. La pala por su parte cuesta 7.000 USD/mes en las mismas condiciones. Considerando dos meses y medio de obra se tiene un costo total de maquinaria de 77.500 dólares.

En cuanto al personal, serán necesarios cuatro peones para la colocación del geotextil y correcciones en caso de piedra mal volcada. Considerando un costo de 1.100 dólares cada uno por mes, se tienen 8.800 dólares totales. A esto se le suma el costo asociado a técnicos, ingenieros civiles y agrimensores presentes en obra, totalizando un costo de 10.500 dólares para el total de la obra. La mano de obra totaliza entonces unos 26.250 dólares aproximadamente.

10.7. Costos de mantenimiento y monitoreos

Se preven procedimientos de monitoreo y mantenimiento de la solución. Estos se describen en la Sección 11.8.2. El uso de maquinaria para la reconstrucción del revestimiento se estima en 100 USD/hora. Estimando dos mantenimientos para los primeros años y considerando cinco jornadas laborales para cada uno, se tiene un costo total de 8000 USD.

El relevamiento de perfiles ronda los 400 USD cada uno, siendo que se preven 8 relevamientos en los primeros 2 años y 2 anuales en los siguientes años, se estima en un costo total de 15.000 USD.

Suponiendo una recarga cada dos años de arena desde el puerto, se tiene un costo asociado al traslado de 7.000 USD por recarga, totalizando en un costo de 50.000 USD para los primeros 15 años.

10.8. Costos totales

Tabla 19: Metraje y costo estimado de obra

Rubro	Unidad	Cantidad	Costo unitario (USD)	Costo total (USD)
Geotextil Revestimiento	m^2	5.700	4	23.000
Geotextil márgenes	m^2	300	1,95	1.600
Traslado Geotextiles	km	225	3	675
Enrocado revestimiento	m^3	3.770	90	340.000
Enrocado márgenes	m^3	300	70	21.000
Transporte rocas	m^3	3.850	10,25	40.000
Arena	m^3	8.100	0,9	7.300
Maquinaria	mes	2,5	31.000	77.500
Personal	mes	2,5	10.500	26.250
Expropiación de padrones	Padrones	37	-	240.000
Accesos y cercas captoras	-	-	-	8.000
Monitoreo	-	-	-	73.000
TOTAL				858.325

Luego, considerando el IVA (22%), leyes sociales (75,8% del monto imponible) y un margen de ganancia por parte de la empresa que lleve a cabo la obra, se alcanzaría un costo aproximado de **1.200.000** dólares.

11. Estudio de impacto ambiental

Considerando la normativa legal actual en el país, donde en el artículo II del decreto 349/005 se detallan los tipos de obra y proyectos que requieren un Estudio de Impacto Ambiental para su correspondiente aprobación por parte de las autoridades ambientales. Siendo que el proyecto se ubica dentro del numeral 33 como construcción y obra de faja de defensa de costas se procede a realizar el correspondiente estudio.

11.1. Marco legal

La normativa legal aplicable a esta clase de proyectos incluye:

- Ley 17.283: Ley de Protección del Medio Ambiente
- Ley 16.466: Ley de Evaluación de Impacto Ambiental
- Decreto 349/005: Reglamento de evaluación de impacto ambiental y autorizaciones ambientales

11.2. Caracterización del medio receptor

11.2.1. Medio físico

El balneario Costa Azul se encuentra emplazado en la zona centro-sur del arco costero comprendido entre La Pedrera y el Puerto La Paloma. El proyecto se enmarca a lo largo de 700 metros de playa aproximadamente.

Clima

De acuerdo a los datos de la estación meteorológica de Rocha, estación meteorológica más cercana a la zona de estudio, la temperatura media anual es de 16,6 ° C. Durante los meses más cálidos la temperatura máxima media es de 28,1 ° C en enero y en los meses más fríos la temperatura mínima media es de 6,4 °C en julio. Las precipitaciones medias anuales son de 1.266 mm.

Suelos

La información de los suelos en la zona de interés se obtuvo a través del visualizador de la Comisión Nacional de Estudios Agroeconómicos de la Tierra, por sus siglas CONEAT ⁹.

Para el caso de estudio los suelos son pertenecientes al grupo 07.2. Se trata de suelos compuestos por arenas no fijadas por vegetación o con vegetación psamófila poco densa.

Hidrografía

En cuanto a la hidrografía presente en la zona se deberá prever el posible escurrimiento hacia la Laguna De Rocha, considerada área protegida por el Sistema Nacional de Áreas Protegidas (SNAP). Este aspecto cobra relevancia en la exportación de materiales finos y particulados resultantes de la explotación de canteras.

⁹<http://dgrn.mgap.gub.uy/js/visores/DGRN/>

11.2.2. Medio biótico

Desde el punto de vista ecológico, el sitio pertenece a la región paisajística Arenas costeros del sur (Evia y Gudynas, 2000). Donde el elemento distintivo de esta región son las playas y campos de arena. La vegetación dominante es la psamófila rala, en especial hierbas y pastos, y algunos arbustos. Se puede observar en este tipo de ambientes bañados, pequeñas lagunas o bosques. Los bosques son nativos, achaparrados de forma irregular o bosques de árboles plantados, especialmente pinos o eucaliptus.

En cuanto a biodiversidad presente en la zona se recurre a Brazeiro et ál. (2008) quienes evaluaron su variación espacial y caracterización mediante el índice de relevancia ecológica. La elaboración de este índice se basó en dos atributos esenciales para la conservación, la riqueza de especies y el número de especies amenazadas.

Para obtener la distribución espacial de dicho índice, los autores tomaron como referencia una grilla que divide al territorio nacional en 302 cuadrículas de aproximadamente 33 km x 20 km, de acuerdo con el Plan Cartográfico Nacional escala 1:50.000. El índice de relevancia ecológica por cuadrícula fue clasificado en 5 categorías, denominadas como Muy baja, Baja, Media, Alta y Muy Alta. La cuadrícula correspondiente a la zona de estudio presenta un índice de relevancia Media, en el rango 0,37–0,57, en una escala de 0 a 1.

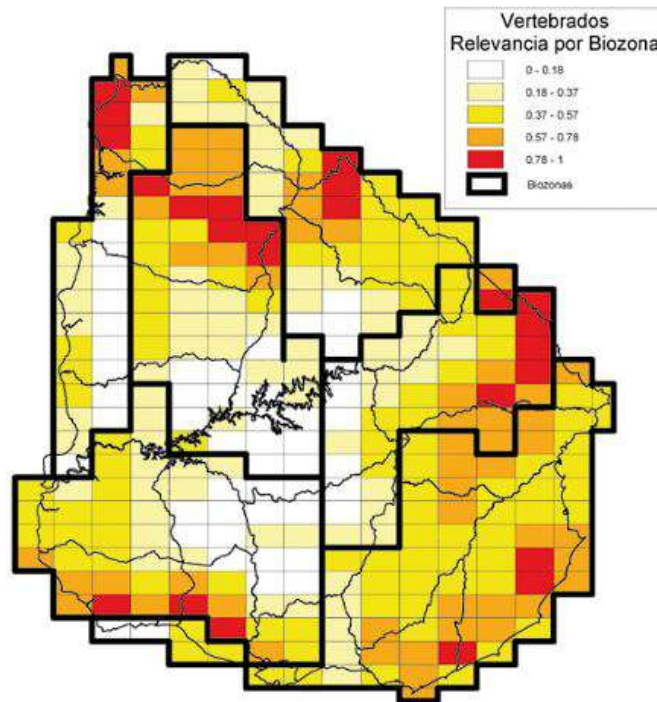


Figura 92: Relevancia ecológica de tetrápodos estandarizado (0-1) por zona

11.2.3. Medio antrópico

De acuerdo a información de datos censales, la población en Costa Azul es de 1.090 habitantes (INE, 2011), sin embargo debe considerarse la variación estacional, la cual en base a la visualización de viviendas en el balneario, pudo estimarse en 1.910 personas en temporada alta. Se trata de una zona con predominancia de calles de grava y con la rambla costera pavimentada. Es característico del sitio la presencia de edificaciones sobre el cordón dunar, muy próximas al límite físico con el agua.

La principal componente económica es la asociada a las actividades turísticas, característica que se observa a lo largo de todo el arco costero. Además, la actividad pesquera constituye otra de las actividades importantes relativo a la economía de la zona.

11.2.4. Medio simbólico

Para describir el valor simbólico del balneario se analiza la calidad y susceptibilidad del paisaje. Esta está ligada con las posibilidades de ver el paisaje relacionado a su vez con la frecuencia que el mismo es visto.

Como ya fue dicho, el balneario posee grandes cualidades turísticas y considerando que el sitio del proyecto se realiza en la playa, espacio especialmente visitado, las posibilidades de que la misma sea vista es alta. Como el tipo de turismo atractivo de la zona es en verano, la frecuencia de visita es de menos de 3 meses al año.

Considerando lo antes descrito y que la zona de afectación del proyecto es baja comparado con la totalidad del arco costero en el que está comprendido, se considera una susceptibilidad media-baja.

11.3. Actividades del proyecto y sus efectos

Se describen a continuación las diferentes actividades del proyecto junto con sus efectos asociados, distinguiendo según sea fase constructiva u operativa.

11.3.1. Fase de construcción

1. Revestimiento del frente costero
 - a) Extracción/ Transporte de rocas
 - 1) Emisiones sonoras
 - 2) Emanación de gases y material particulado
 - 3) Deterioro de las vías de circulación
 - 4) Incremento del riesgo de ocurrencia de accidentes
 - 5) Generación de oportunidades laborales
 - b) Construcción del revestimiento
 - 1) Emisiones sonoras
 - 2) Emanación de gases y material particulado
 - 3) Impedimento del uso de la playa
 - 4) Modificación del paisaje
 - 5) Generación de oportunidades laborales
2. Duna y cercas captoras
 - a) Extracción/ Transporte de arena al sitio
 - 1) Emisiones sonoras
 - 2) Emanación de gases y material particulado
 - 3) Deterioro de las vías de circulación
 - 4) Incremento del riesgo de ocurrencia de accidentes
 - 5) Generación de oportunidades laborales
 - b) Generación de la duna
 - 1) Emisiones sonoras
 - 2) Emanación de gases y material particulado
 - 3) Impedimento del uso de la playa
 - 4) Modificación del paisaje
 - 5) Generación de oportunidades laborales

11.3.2. Fase de operación

1. Revestimiento del frente costero
 - a) Protección de las viviendas
 - b) Endurecimiento del frente costero
2. Duna y cercas captoras
 - a) Recuperación del ecosistema original
 - b) Retención de sedimentos
 - c) Incremento del valor turístico del balneario
3. Bajadas
 - a) Incremento del valor turístico del balneario
4. Acondicionamiento de las descargas de pluviales
 - a) Disminución de los procesos erosivos en las márgenes de las descargas de pluviales
 - b) Mejora del aspecto visual de la playa

11.4. Factores ambientales

Para cada subgrupo dentro del medio receptor, se hace mención en la Tabla 20 a los factores ambientales que podrían verse alterados a causa de la obra a llevar a cabo:

Medio Físico	Medio Biótico	Medio Antrópico	Medio Simbólico
Aire	Flora	Población	Paisaje
Niveles sonoros	Fauna	Economía	
Suelos		Infraestructura costera	
Cuerpos de agua			
Dinámica de sedimentos			

Tabla 20: Factores ambientales alterados en cada medio

11.5. Identificación de impactos

Para la identificación de los impactos se elabora una matriz de interacción. Esto consiste en realizar una tabla en la cual se vinculan las actividades del proyecto y sus respectivos efectos sobre el entorno, con los factores ambientales.

En el presente caso se colocarán como filas las actividades del proyecto y sus efectos, mientras que en las columnas se colocarán los factores ambientales. Luego, en el cruce entre ambas variables se colocará un identificador que señalará la existencia o no de impacto ambiental y su tipología de acuerdo a la siguiente clasificación:

- Impacto positivo (+)
- Impacto negativo (-)
- Ausencia de impacto ()

Se presentan en las figuras 93 y 94 las matrices de impactos ambientales para las fases de construcción y operación respectivamente.

Fase de construcción		Medio físico				Cuerpos de agua	Medio biótico		Medio antrópico			Medio simbólico	
Acciones del proyecto	Efecto	Aire	Niveles sonoros	Suelo	Dinámica de sedimentos		Flora	Fauna	Población	Economía	Infraestructura costera	Paisaje	Percepción social
Extracción/ Transporte de materiales	Emisiones sonoras		-					-	-				-
	Emisiones de gases y material particulado	-						-	-			-	-
	Arrastre de finos					-							
	Deterioro de vías de circulación				-				-	-		-	-
	Incremento del riesgo de accidentes								-	-			-
	Generación de op. Laborales								+	+			+
Contrucción del revestimiento	Emisiones sonoras		-					-	-				-
	Emisiones de gases y material particulado	-						-	-			-	-
	Impedimiento del uso de playa						-	-	-	-		-	-
	Modificación del paisaje							-	-		-	-	-
	Laborales								+	+			+
Generación de duna	Emisiones sonoras		-					-	-				-
	Emisiones de gases y material particulado	-						-	-			-	-
	Impedimiento del uso de playa						-	-	-	-		-	-
	Modificación del paisaje							-	-		-	-	-
	Generación de op. Laborales								+	+			+

Figura 93: Matriz de impactos ambientales para la fase constructiva

Fase de operación		Medio físico				Cuerpos de agua	Medio biótico		Medio antrópico			Medio simbólico	
Acciones del proyecto	Efecto	Aire	Niveles sonoros	Suelo	Dinámica de sedimentos		Flora	Fauna	Población	Economía	Infraestructura costera	Paisaje	Percepción social
Revestimiento	Protección de viviendas								+	+	+	-	+
	Afectación en dinámica de sedimentos				-						+		
Dunas y cercas captoras	Recuperación de ecosistema			+			+	+	+	+		+	+
	Retención de sedimentos				+						+	+	
	Incremento del valor turístico del balneario								+	+			+
Accesos a la playa	Incremento del valor turístico del balneario								+	+	+		+
Acondicionamiento de descarga de pluviales	Disminución de procesos erosivos en los márgenes			+	-						+	+	+
	Mejora aspecto visual								+			+	+

Figura 94: Matriz de impactos ambientales para la fase operativa

11.6. Impactos y medidas de mitigación

11.6.1. Medio físico

Aire

La principal fuente de emisiones de gases y material particulado será la maquinaria durante la fase constructiva. En este grupo se incluye tanto la maquinaria propia de la obra (retroexcavadora y pala cargadora) como los camiones que transportan los materiales.

Se considera que al tratarse de una obra que no es extensa en el tiempo y al trabajar en un medio abierto donde la difusividad es muy alta, el efecto que puede tener sobre la calidad del aire es poco significativo. Además, la ejecución del proyecto se plantea para la temporada baja donde la concurrencia al balneario no es significativa.

Niveles sonoros

En la etapa de construcción habrá un importante tránsito de camiones dentro del balneario por lo que los niveles sonoros allí se verán incrementados en comparación a la situación actual en la zona.

En cuanto a las obras en la playa, estas ocasionarán un aumento en los niveles de ruido. De todas formas, se considera que esto afectará mayormente a las construcciones situadas en la playa y no tanto al resto de las viviendas.

Cuerpos de agua

La principal afectación a cursos de agua que se reconoce es por la explotación de canteras, donde se generará un mayor arrastre de finos por escorrentía superficial, alterando la calidad de los cuerpos de agua receptores. En este sentido se destaca la presencia de la Laguna de Rocha, cuerpo de agua cuya cuenca abarca zonas donde pueden estar las posibles canteras a explotar e incluida en la lista de áreas protegidas por el SNAP.

La medida de mitigación propuesta consiste en una correcta nivelación del terreno de la cantera a explotar con pendientes favorables para el drenaje pluvial hacia un tajamar a construir, evitando su escorrentía hacia cuerpos de agua naturales.

Dinámica de sedimentos

El principal impacto identificado del proyecto sobre el medio se corresponde con el endurecimiento del cordón dunar. Naturalmente, la primera línea de dunas queda comprendida dentro de una dinámica de sedimentos que abarca la totalidad del arco costero, caracterizándose por el transporte de sedimentos *cross-shore*, transporte litoral, transporte eólico, entre otros procesos. La fijación de sedimentos del cordón dunar a través de enrocado impedirá la integración de los mismos a esta dinámica, pudiendo tener efectos adversos sobre playas adyacentes.

Sin embargo, en función de lo analizado en la Sección 3.2 y considerando un retroceso medio anual de 1 m, en base a los perfiles relevados se tiene un volumen de sedimentos de $1600 m^3$ anuales que se suprimen aproximadamente. Esto resulta en un volumen dos órdenes menor a los 250.000

m^3 correspondientes al transporte litoral, por lo que no resulta significativo.

De todas formas, una vez establecida la reconstrucción dunar en el balneario, esta oficiará como fuente y depósito de sedimentos integrándose a la dinámica costera y contrarrestando el impacto antes descrito, ya que el volumen aportado es de unos 9.000 m^3 .

11.6.2. Medio biótico

Debido a que la solución se proyecta sobre una zona esencialmente urbana, los impactos de mayor relevancia al medio biótico refieren a la extracción de materiales, donde en caso de tratarse de una cantera nueva ocurrirá una afectación de la flora en la zona de destape así como el desplazamiento de fauna allí presente, por la modificación o destrucción del hábitat. La magnitud de afectación dependerá tanto del área como la profundidad de la cantera. A raíz de esto se destaca la importancia de un correcto cierre y abandono de las canteras luego de su explotación, donde se buscará revertir las modificaciones en el medio con intenciones de obtener condiciones similares a las existentes previo a la explotación.

11.6.3. Medio antrópico

Población y economía

Se preve que durante la fase constructiva la población se pueda ver afectada debido a una mayor presencia de tránsito vehicular asociado a los camiones que a su vez aumentarán los niveles de ruido.

Además, en dicha etapa se verá restringido el acceso a la playa por lo que los pobladores no podrán realizar actividades recreativas en dicho sitio.

Por otra parte, se considera que este proyecto elevará el valor turístico del balneario, atrayendo así a más visitantes y fortaleciendo la economía de la zona. Además, se generarán puestos de trabajo durante la fase de construcción.

De este modo, se considera que los efectos negativos no son significativos en comparación con los beneficios que se obtendrán posteriormente a raíz de la obra. A su vez, se remarca nuevamente que el proyecto se ejecutará en temporada baja donde el impacto tanto en lo relativo al ocio como a lo económico no será significativo.

Infraestructura costera

Las acciones a llevar a cabo darán lugar a que, durante la fase operativa, el entorno costero se encuentre más estructurado y con un mayor orden que el observado actualmente.

La implementación de nuevos y mejorados accesos a la playa brindará un mayor confort así como también un mejor aspecto visual del balneario.

El acondicionamiento de las descargas de pluviales permitirá una mayor estabilidad a las geofomas, reduciendo así los riesgos de desmoronamiento de las viviendas próximas a estas.

Por otro lado, la rambla puede verse afectada debido al aumento de camiones que por ella circulan. Se buscará reducir en la medida de lo posible el tránsito por esta vía al encontrarse pavimentada. Se sugiere también un mayor control de su estado y mantenimiento en caso de ser necesario.

11.6.4. Medio simbólico

Paisaje

Si bien la construcción de la solución proyectada conlleva un impacto visual significativo por presencia de maquinaria y enrocado en la playa, la estructura finalmente obtenida pretende su completa integración al medio a través de la regeneración de las geoformas e implementación de cobertura vegetal.

Para mitigar el efecto contraproducente mencionado, se proyecta la construcción en temporada baja, donde tal como fue mencionado, la concurrencia de personas al balneario y puntualmente a la playa es baja.

11.7. Conclusiones

El principal impacto identificado se corresponde con la afectación sobre el transporte natural de sedimentos que ocurre en la totalidad del arco, donde la fijación del cordón dunar del balneario podría tener efectos perjudiciales sobre el balance total de sedimentos. En base a esto se destacó la importancia de la reconstrucción dunar propuesta dentro de la solución a implementar, siendo que a través de la misma se contrarrestará el impacto perjudicial provocado por la presencia de enrocado.

Para el resto de los impactos identificados, se planteó la implementación de medidas para mitigar los efectos ocasionados por la ejecución y presencia de la obra. Se considera que estas medidas no implican complicaciones, siendo de sencilla aplicación. Además, estas medidas apuntan a reducir o suprimir los efectos generados por el proyecto de forma inmediata.

En cualquier caso, se resaltan los diversos beneficios que trae consigo el proyecto. La reconstrucción del frente costero hoy dañado trae consigo la mejoría estética de la playa, aumentando el valor turístico del balneario. Por otra parte brindará protección a las viviendas en primera línea elevando el confort de los propietarios.

Es por esto que se considera que, a pesar de que existen impactos negativos, estos no son significativos en comparación con los beneficios que brinda el proyecto.

11.8. Plan de Gestión Ambiental

Se plantea un Plan de Gestión Ambiental (PGA) que comprende los programas necesarios para un adecuado seguimiento ambiental del proyecto. Siendo que es un proyecto con vida útil a priori indeterminada, se propone un programa el cual se enfoca en las etapas de construcción y operación:

- PGA -Fase de construcción
- PGA -Fase de operación

11.8.1. PGA - Fase de construcción

La implementación de la solución implica tareas de preparación de terreno previo a las tareas constructivas propiamente dichas. Entre ellas se destacan:

- Definición del trayecto transitado por camiones.
- Identificación y señalización de la zona de la obra.

Definición del trayecto transitado por camiones

Se deberá definir claramente el camino a seguir por los camiones desde la cantera al sitio de acopio. El mismo será evidenciado mediante correcta señalización, previendo eventuales accidentes de tránsito. Se buscará que el tránsito por calles pavimentadas sea el mínimo indispensable evitando así su deterioro.

Identificación y señalización de la zona de la obra

La zona de la obra será delimitada con adecuado vallado y advirtiendo su presencia con cartelería correspondiente, evitando con esto la interferencia con peatones.

11.8.2. PGA - Fase de operación

Debido a que la duna regenerada se encuentra expuesta a la influencia eólica y marítima, la misma responde dinámicamente a los cambios de oleaje, nivel de mar y viento. Para evaluar la respuesta funcional de la misma y una calibración de los periodos de alimentación será necesario implementar un plan de monitoreo que busque detectar deterioros o desviaciones para proceder a su correspondiente corrección. Entre las tareas a realizar se propone:

- Monitoreo de los perfiles de playa
- Mantenimiento del revestimiento
- Mantenimiento de las descargas de pluviales
- Mantenimiento de las cercas captoras
- Mantenimiento de los accesos a la playa

Las tareas de monitoreo se realizarán con frecuencia trimestral durante los primeros 2 años, buscando la recopilación de datos del estado inicial del proyecto y evaluar su integración a la dinámica sometida. Luego, a partir de los 2 años se realizarán estudios de forma semestral. Se harán también las tareas de monitoreo y eventual mantenimiento luego de cada escenario de tormenta.

Monitoreo de los perfiles de playa

Se harán relevamientos de los perfiles de playa a fin de observar y analizar la evolución de la dinámica de sedimentos en la costa, permitiendo comparar con el perfil inicial y calibrar periodos de alimentación de sedimentos. Para ello se definirán al menos cinco perfiles equiespaciados a lo largo del balneario.

Mantenimiento del revestimiento

Se realizarán tareas de mantenimiento referidas a la reconstrucción de geoformas y reconstrucción de enrocado en casos donde el mismo haya sido claramente damnificado. Estas se detectarán mediante un relevamiento visual y fotográfico en las frecuencias antes mencionadas.

Mantenimiento de las descargas de pluviales

Se preven controles del estado de las alcantarillas de descarga a la playa, procediendo a su limpieza en caso de ser necesario, evitando así su colmatación y posible afectación a las condiciones de descarga.

Mantenimiento de cercas captoras

Las cercas captoras sufrirán daños debido a su exposición, por lo que se deberá realizar mantenimiento y reconstrucción de las cercas en zonas damnificadas.

Se reimplementarán cercas captoras de forma semestral en zonas donde las cercas implementadas previamente hayan quedado enterradas siendo que estas no cumplan más su función.

Mantenimiento de accesos a la playa

En conjunto con el relevamiento proyectado del revestimiento se identificarán los accesos afectados, destacando su importancia en la preservación de las geoformas.

Se realizará un mantenimiento de las mismas previo a cada temporada de verano.

12. Conclusiones y comentarios finales

En base a la visita al balneario y al análisis de imágenes satelitales y fotografías aéreas, se constató un comportamiento oscilatorio de la línea de costa.

Se concluyó que el problema en Costa Azul se debe a la presencia de construcciones sobre el sistema dunar que da lugar a que las mismas estén amenazadas por problemas de erosión, el cual se intensifica cuando la línea de costa se encuentra más retraída en su dinámica inter-anual.

Posteriormente se efectuó un análisis preliminar de posibles medidas de intervención donde se analizaron ventajas y desventajas de cada una y, en base a un primer dimensionamiento de las mismas, se estimaron costos y viabilidad de cada una. En base a esto se optó por llevar a cabo como solución un revestimiento del frente costero complementado por un relleno de playa que cumpla con requerimientos recreativos.

Luego se procedió al diseño de la solución elegida con un mayor grado de detalle. Para esto se consideraron las particularidades del sitio y se propagó el oleaje mediante el modelo numérico *SWAN* con el objetivo de obtener variables de diseño más ajustadas.

En base a los resultados obtenidos, se descartó el relleno de playa como solución a implementar, tanto por la estimación de las recargas frecuentes que necesitaría, como por no tener información sobre yacimientos que puedan proveer el material de préstamo de forma factible. Se optó por llevar adelante como solución un revestimiento de enrocado complementado por una duna reconstruída sobre el mismo. De esta forma, se obtuvo una solución mixta donde, además de aumentar la capacidad de protección del revestimiento, se presenta una solución con una estética más alineada con paisajes costeros naturales, conduciendo a una mayor aceptación social.

Se describieron características y especificaciones necesarias para los materiales en este tipo de obra, proponiendo posibles fuentes y proveedores.

Finalmente, se realizó un Estudio de Impacto Ambiental, donde el principal impacto identificado se correspondió con la potencial afectación sobre la dinámica de sedimentos del sistema costero en el cual se emplaza el balneario. En base a esto se destacó la importancia de la reconstrucción dunar propuesta dentro de la solución a implementar, siendo que a través de la misma se contrarrestará el potencial impacto provocado por la presencia de enrocado. De forma de velar por la vida útil y *performance* de la duna se propuso un plan de monitoreo, pudiendo con esto calibrar y establecer periodos de alimentación adecuados así como ajustes a las cercas captoras.

Como reflexión final vale la pena destacar que como complemento de la medida diseñada es necesario implementar un plan de concientización ciudadana donde se enfatice en la importancia de respetar las bajadas establecidas con el objetivo de velar por la salud de la duna, desincentivar la impermeabilización de los terrenos de forma de disminuir los vertidos a la playa y establecer normativa estricta en cuanto a construcciones sobre el cordón dunar. En este sentido es importante remarcar que la zona de dunas actualmente ocupada es una zona de alta exposición donde, a pesar de que esta medida ofrezca un mayor grado de protección que el existente hoy en día, no quita que la zona de construcciones más próxima a la línea de agua sea una zona de alta vulnerabilidad por

lo cual se desaconsejan nuevas construcciones sobre la misma.

Referencias

- [1] ALONSO, R. Y SOLARI, S., *Improvement of the high-resolution wave hindcast of the Uruguayan waters focusing on the Río de la Plata Estuary* 2020.
- [2] BIRKEMEIER, W.A., "Field Data on Seaward Limit Profile Change," *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng.*, ASCE, 111, 3, 598-602 1985.
- [3] BOSBOOM, J. AND STIVE, M. J. F. *Costal Dynamics* 2021.
- [4] BOWEN, A. J., *Simple models of nearshore sedimentation; beach profiles and longshore bars. In S. B. McCann (Ed.), The coastline of Canada. (pp. 1-11).* 1980.
- [5] BRAZEIRO A, ACHKAR M, CANAVERO A, FAGÚNDEZ C, GONZÁLEZ E, GRELA I, LEZAMA F, MANEYRO R, BARTHESAGY L, CAMARGO A, CARREIRA S, COSTA B, NÚÑEZ D, DA ROSA I, TORAZA C, *Prioridades Geográficas para la Conservación de la Biodiversidad Terrestre de Uruguay. Resumen ejecutivo. Proyecto PDT 32-26. 48 pp* 2008.
- [6] BRUUN, P., *Coastal erosion and development of beach profiles* (Technical Memorandum No. 44). Beach Erosion Board, US Army Corps of Engineers. Vicksburg, MS. 1954.
- [7] CARRO, I., *Recomendaciones para la implementación de medidas de adaptación de recuperación dunar en Canelones. Reporte interno del proyecto URU/07/G32, Unidad de Cambio Climático, MVOTMA* 2012.
- [8] CEM, *Coastal Engineering Manual, US Army Corps of Engineers.* 2002.
- [9] CHOW, MAIDMENT, MAYS, *Hidrología aplicada.* 1994.
- [10] CIRIA, CUR, CETMEF, *The Rock Manual, The use of rock in hydraulic engineering* 2007.
- [11] DEAN, R. G, *Coastal Sediment Processes, Toward Engineering Solutions. Proceedings of the Speciality Conference on Advances in Understanding of Coastal Sediment Processes, 1, 1-24.* 1987.
- [12] DEAN, R. G., CHEN R. BROWDER, A. E., *Full scale monitoring study of a submerged break-water, Palm Beach, Florida, USA* 1997.
- [13] DEAN, R. G, *Equilibrium beach profiles: US Atlantic and Gulf coasts. Ocean Engineering Report No. 12. Department of Civil Engineering and College of Marine Studies, University of Delaware.* 1977.
- [14] DEAN, R. DALRYMPLE, R. , *Coastal Processes with Engineering Applications* 2001.
- [15] DEPT. OF THE ARMY, WATERWAYS EXPERIMENT STATION, CORPS OF ENGINEERS, COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER, *Shore protection manual* 1984.
- [16] DINAMA, MVOTMA, *Consideraciones preliminares sobre los enrocados en el balneario Costa Azul, departamento de Rocha.* 2020.
- [17] DINASA, MVOTMA, *Manual de diseño de sistema de aguas pluviales urbanas.* 2009.

- [18] EN 1907-2:1998, *Test for mechanical and physical properties of aggregates. Methods for the determination of resistance to fragmentation* 1998.
- [19] EN 13383-1:2002, *Amourstone. Specification*
- [20] EN 1926:1999, *Natural Stone test methods. Determination of compressive strength*
- [21] ESCARAMEIA, M. MAY, R W P., *Channel protection: turbulence downstream of structures* 1992.
- [22] EVIA, G. GUADYNAS, E., *Ecología del paisaje del Uruguay. Aportes para la conservación de la diversidad biológica* 2000.
- [23] EUROTOP, *European Overtopping Manual. Wave overtopping of sea defences and related structures, segunda edición* 2018.
- [24] FLORIDA DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL PROTECTION, *Beach and Dune Walkover Guidelines. 2021*
- [25] FOWLER, *Scour Problems and Methods for Prediction of Maximum Scour at Vertical Seawalls. 1992*
- [26] HUDSON, R Y, *Wave forces on breakwaters* Trans Am Soc Civ Engrs, vol 118, pp 653-674. 1953.
- [27] INE, *Instituto Nacional de Estadística. Censos.* <https://www.ine.gub.uy/web/guest/censos2> Uruguay.
- [28] KIRBY, A M, ROCA, M, KITCHEN, A, ESCARAMEIA, M, CHESTERTON, O J, *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures* 2015.
- [29] KRAUS, N. C., *The Effects of Seawalls on the Beach: An Extended Literature Review.* 1988.
- [30] MIL-HOMENS, J., RANASINGHE, R., DE VRIES, J. v. T., Y STIVE, M., *Re-evaluation and improvement of three commonly used bulk longshore sediment transport formulas* 2013.
- [31] PELNARD-CONSIDERE, R., 315, 318, 324, 362, 365 1956.
- [32] PUERTOS DEL ESTADO, *ROM 1.0-09 Recomendaciones de diseño y ejecución de las obras de arbigio.* 2009.
- [33] PUERTOS DEL ESTADO, *ROM 0.0 Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias. Parti I* 2001.
- [34] SACEEM, *Inauguraron obra en Puerto La Paloma . Uruguay,* 2010.
- [35] SIERNA, G. ROSSI, J, *Restauración de la franja costera de Aguas Dulces .* 2021.
- [36] SNAP, *Proyecto Fortalecimiento del Proceso de Implementación del Sistema Nacional de Áreas Protegidas* Uruguay. Agosto, 2009.
- [37] STUART COLES, *An Introduction to Statistical Modeling of Extreme Values* 2001.

- [38] THE ROCK MANUAL, *The Rock Manual, The use of rock in hydraulic engineering* 2007.
- [39] TU DELFT, *SWAN scientific and technical documentation. SWAN cycle III version 41.31A.* 2020.
- [40] VAN DER MEER, J W, *Rock slopes gravel beaches under wave attack* PhD thesis, Delft University of Technology, Delft. 1988
- [41] VERHAGEN, H.J., *Method for Artificial Beach Nourishment* 1992.

A. Propagación de oleaje por teoría de rayos

A partir de la información dada en la boya virtual se propagó el oleaje hasta que se da la rotura, esto es, dado un estado de mar inicial se propagó desde un punto al siguiente evaluando si se da la condición de rotura ($\gamma_b = 0,78$. (CEM, 2002)). Se utilizó la teoría de rayos, se supuso batimétricas rectas y paralelas a la costa, donde inicialmente se desprecian las pérdidas de energía por fricción de fondo. Haciendo un balance de energía entre dos rayos se tiene que:

$$\frac{a_1}{a_0} = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_{g1}}} \sqrt{\frac{\cos \theta_0}{\cos \theta_1}} \quad (42)$$

Donde:

a_i es la amplitud de onda.

C_{gi} es la celeridad de grupo.

θ_i es el ángulo de incidencia del oleaje, medido en sentido horario desde la normal a la playa (113 °N).

Para el cálculo de refracción se utiliza la Ley de Snell (Ecuación 43).

$$\frac{\sin \theta_0}{C_0} = \frac{\sin \theta_1}{C_1} \quad (43)$$

C corresponde a la celeridad de la onda en cuestión. En cuanto al perfil de playa, se asume pendiente constante desde la profundidad de la boya virtual hasta la profundidad de cierre, luego se continúa con el perfil de equilibrio de Dean (Dean, 1987) (Ver Sección A.2). Posteriormente a obtener la ola de rotura se reduce la misma por un coeficiente de fricción para obtener una aproximación más real, el mismo se calcula como:

$$K_{fr} = \frac{1}{1 + \beta a(x_0)(x - x_0)} \quad (44)$$

Donde β es un coeficiente que depende de los parámetros de cada ola y la profundidad. Para simplificar los cálculos se supone profundidad constante de 10 metros desde la boya al punto de rotura.

A.1. Cálculo del set up

Los diferentes procesos que ocurren a medida que la ola se propaga hacia la costa, como asomamiento y difracción, se traducen en una reducción de la cantidad de movimiento. Esta reducción se ve compensada por una variación del nivel medio del mar. La relación se obtiene a través de un balance mecánico sobre un volumen de control, dándose de la siguiente manera:

$$\frac{d\bar{\eta}}{dx} = \frac{-1}{\rho g d} \frac{dS_{xx}}{dx} \quad (45)$$

Donde, $\bar{\eta}$ es el nivel medio del mar, x la coordenada normal a la costa, ρ la densidad del agua, g la aceleración gravitatoria, d la profundidad y S_{xx} la tensión de radiación, siendo esta la tensión

inducida por presencia de oleaje. A través de la ecuación presentada se observa la relación inversa entre tensión de radiación (proporcional a la altura de ola) y el nivel medio del mar. Al aumentar la altura de ola a medida que avanza hacia el punto de rotura, el nivel medio del mar disminuye, fenómeno que se conoce como *set down*. Entre la zona de rotura y la línea de costa, donde la altura de ola disminuye, aumenta el nivel medio del mar, dándose el *set up*.

A través de la integración de la Ecuación 45 se calcula el *set down* como (CEM, 2002):

$$\eta_b = \frac{-1}{8} \frac{H_b^2 k_b}{\sinh 2k_b d_b} \quad (46)$$

Donde H_b es la altura de ola, k_b el número de onda, y d_b la profundidad en el punto de rotura b .

El *set up* se calcula a partir del *set down*, obteniéndose:

$$\eta_s = \eta_b + \frac{h_b}{1 + \frac{8}{3\gamma_b^2}} \quad (47)$$

Donde γ_b es el coeficiente que relaciona la altura de ola de rotura con la profundidad ($H_b = \gamma_b d_b$).

A.2. Perfil de playa

El perfil de playa se modela como el perfil de equilibrio de Dean (Dean, 1987), correspondiendo al perfil desarrollado aguas adentro desde la línea de costa hasta lo que se conoce como la profundidad de cierre.

El perfil sigue la relación mostrada en la Ecuación 48.

$$h = A(x'^{2/3}) \quad (48)$$

Siendo x' la coordenada desde la línea de costa, positiva hacia aguas adentro. A es el factor de forma dependiente de las características del sedimento, particularmente de su velocidad de caída w .

$$A = 0,5w_s^{0,44} \quad (49)$$

Para las características del sedimento en la zona de estudio (ver Sección 2.4) se tiene $w = 0,02$ m/s, por lo tanto $A=0,089$.

Tal como se mencionó, el perfil se prolonga hasta la profundidad de cierre, punto donde se considera que el oleaje deja de tener incidencia sobre el fondo. La misma se puede obtener a través de la siguiente relación (Birkemeier, 1985):

$$h_c = 1.75H_{12} - 57.9\left(\frac{H_{12}^2}{gT_{12}^2}\right) \quad (50)$$

Donde H_{12} corresponde a la altura de ola significativa superada doce horas al año. Se obtiene este valor para cada uno de los 32 años de datos y luego se toma el promedio, obteniendo $H_{12}=4,53$ m. Con el mismo criterio se obtiene $T_{12}= 9,36$ s. La profundidad de cierre resulta $h_c = 6,54$ m, dándose a 625 metros de la costa.

B. Implementación del modelo *SWAN*

El objetivo del uso de este modelo es obtener estimaciones más precisas del oleaje incidente sobre la zona de estudio. De esta forma se tendrá mayor respaldo en el diseño y evaluación de la funcionalidad de las soluciones proyectadas.

SWAN consiste en un modelo de generación y propagación de oleaje de tercera generación que resuelve la ecuación de balance de acción de oleaje para la evolución del mismo. Fue desarrollado por la *Delft University of Technology* (TU Delft, 2020).

El modelo trabaja considerando diversos procesos físicos que pueden ocurrir en el mar, entre ellos:

- Disipación por fricción de fondo
- Rotura por *whitecapping*
- Interacciones no lineales entre cuádrupletas y tríadas de ondas
- Rotura inducida por el fondo
- Amortiguamiento del oleaje al propagarse sobre un fondo de barro o con presencia de vegetación
- Refracción por cambios en la batimetría
- Inclusión de obstáculos
- *Set Up*
- Difracción
- Refracción

Al modelo se le define una grilla computacional en la cual el programa trabajará, así como batimetría y condiciones de borde. En función de los procesos físicos que se activen se obtienen en cada nodo computacional series de parámetros descriptores del oleaje como altura de ola significante, direcciones medias, *Set Up*, entre otros.

B.1. Grilla computacional

Para la definición de la grilla computacional se consideró una sección comprendida entre el Puerto La Paloma y La Pedrera. Se procuró una rotación de la grilla de forma que los lados mayores del rectángulo estén alineados con la orientación de la costa. Las condiciones de borde se asignan a los lados norte, este y sur, se plantea un dominio de cálculo lo suficientemente ancho como para que las condiciones de borde asignadas en los lados sur y norte no afecten de forma considerable a los resultados obtenidos en la zona de interés. Se ilustra en la Figura 95 lo descrito.

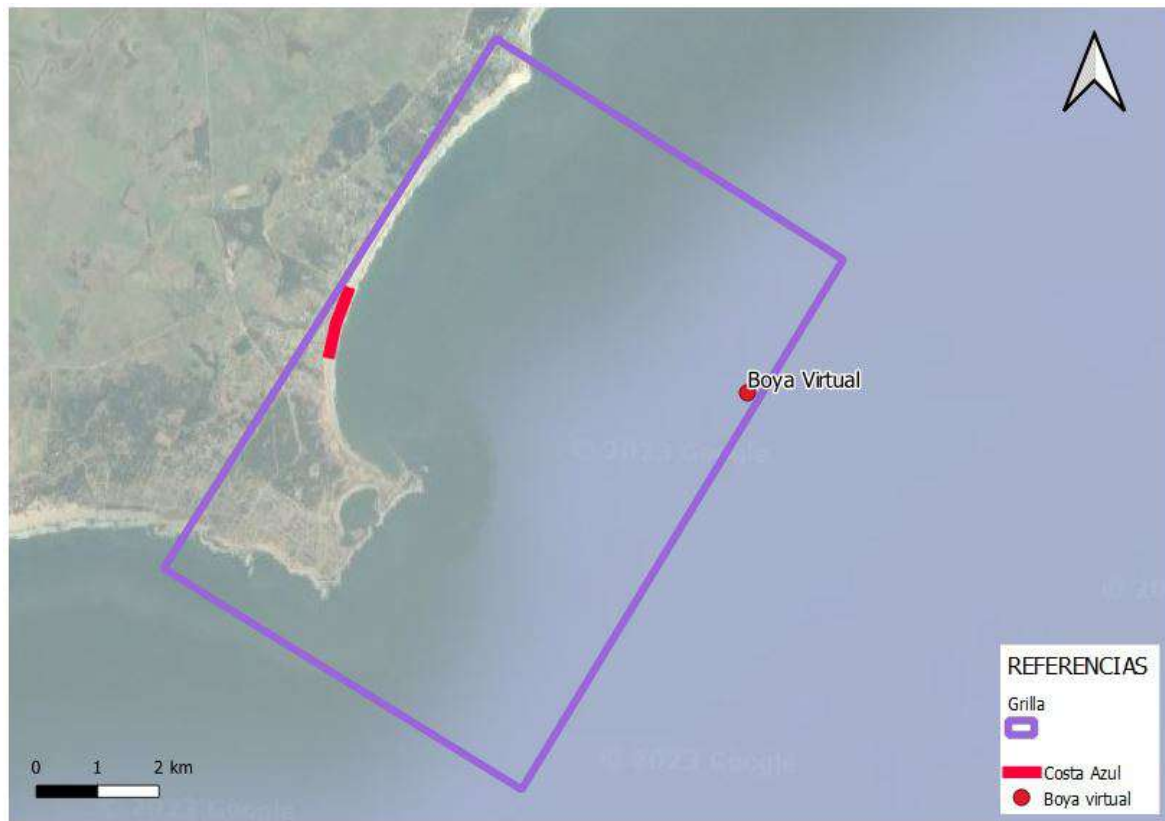


Figura 95: Grilla computacional definida

La grilla se define en el modelo en función de las variables descritas en la Figura 96.

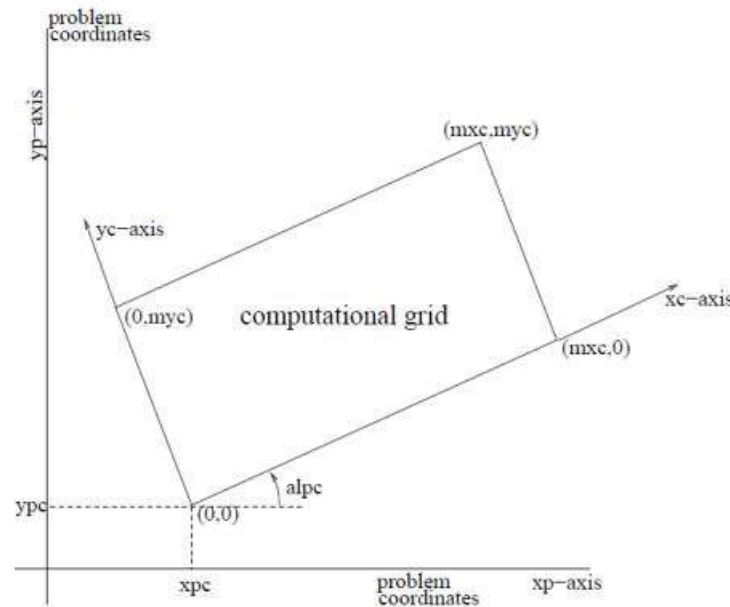


Figura 96: Grilla computacional. Extraída del manual de SWAN

Donde las variables para la definición de la grilla son:

- x_{pc} e y_{pc} : coordenadas del origen de la grilla.
- $alpc$: ángulo del eje x de la grilla.
- x_{lenc} : largo de la grilla en el sentido del eje x .
- y_{lenc} : largo de la grilla en el sentido del eje y .
- mxc : cantidad de nodos según el eje x .
- myc : cantidad de nodos según el eje y .

En el caso de estudio se está representando una grilla con un sistema de coordenadas cartesianas utilizando el sistema de proyección *Universal Transverse Mercator* (UTM) 21 Sur. En la Tabla 21 se presentan los parámetros utilizados para la definición de la misma.

Parámetro	Valor
xpc (m)	764505
ypc (m)	6156165
alpc ($^{\circ}$)	58
xlenc (m)	10200
ylenc (m)	7440
mxo	51
myo	62

Tabla 21: Parámetros de la grilla computacional seleccionada

B.2. Configuración del modelo

Se presentan a continuación los distintos inputs que se ingresan al programa, incluyéndose la batimetría, nivel, condiciones de borde y procesos físicos.

La batimetría debe ingresarse al modelo mediante una grilla, donde a cada nodo le corresponde una cota batimétrica. Se define una grilla de iguales dimensiones a las de la grilla computacional. De esta forma se disminuye el esfuerzo computacional ahorrándole al modelo la interpolación batimétrica.

Para la obtención de la información batimétrica se trabajó con las cartas náuticas del *SOHMA*, las cuales presentan una serie de curvas batimétricas referidas al cero Wharton. Luego, se utilizó la herramienta informática *ArcGIS*¹⁰, la cual interpola las profundidades de las curvas batimétricas al resto de los puntos espaciales a partir de la generación de una red irregular triangular *TIN*. Posteriormente se convirtió el archivo *TIN* a un raster. Finalmente se le asoció a cada punto de la grilla la profundidad correspondiente.

A continuación, se presenta en la Figura 97 la batimetría utilizada por el programa.

¹⁰<https://www.esri.com/en-us/arcgis/products/arcgis-desktop/overview>

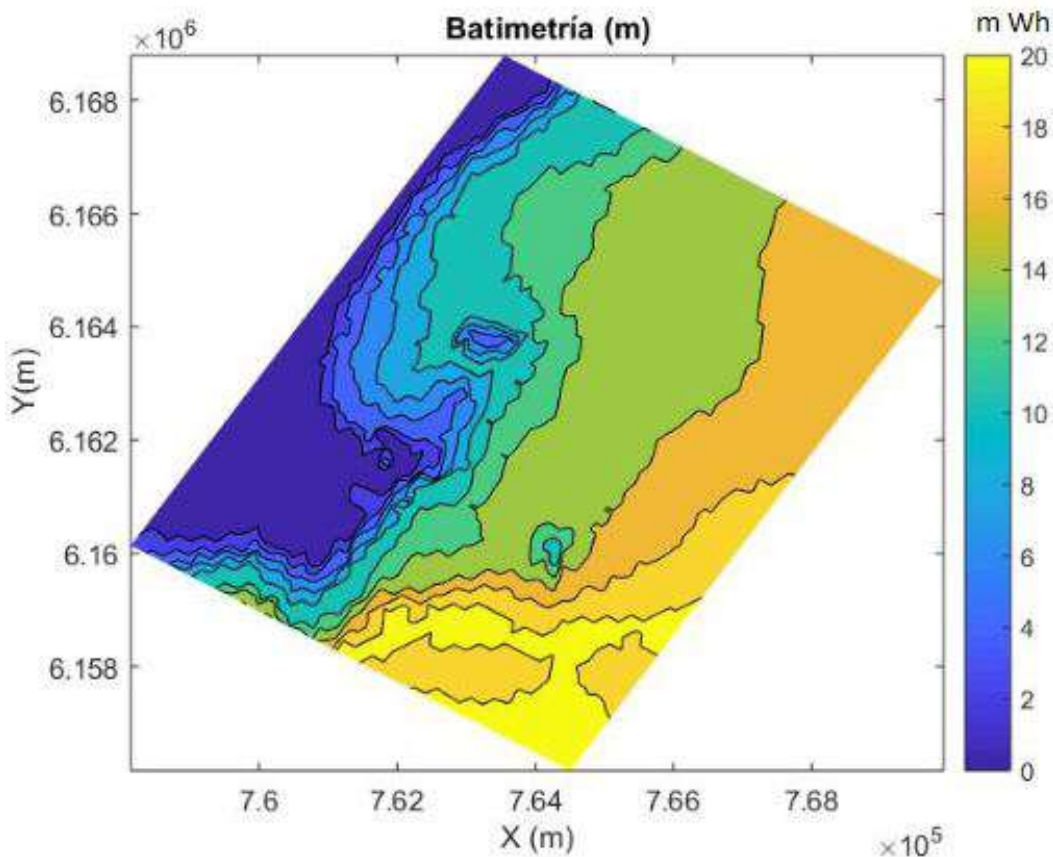


Figura 97: Batimetría utilizada por el modelo

Tal como se observa, la batimetría es evaluada correctamente. Así lo evidencian la presencia del Cabo Santa María, el Bajo Falkland y el Bajo 18 de Julio en la grilla batimétrica implementada.

Por otra parte, se considera un nivel constante para la ejecución del programa, correspondiente al nivel medio del mar en función de los resultados obtenidos a partir del análisis realizado a la serie de estados de mar simulada por el Hindcast del IMFIA (Alonso y Solari, 2020) para el cual se obtuvo un valor de + 0,97 mWh.

Las condiciones de borde se definieron para todos los bordes de la grilla exceptuando el borde situado sobre la playa. Las mismas quedaron definidas a partir de los parámetros H_{m0} , Tm , y Dm .

Para la propagación del oleaje se consideraron los procesos físicos que se desarrollan a continuación.

En primer lugar, se consideró la disipación por fricción de fondo modelada con la parametriza-

ción de *JONSWAP* (Hasselmann et al., 1973). Al mismo se le asignó un coeficiente constante por defecto de $0,038 \frac{m^2}{s^3}$.

En segundo lugar, se trabajó con la rotura de oleaje por fondo. Esta está afectada por dos coeficientes. El primero de ellos, el coeficiente de proporcionalidad de la tasa de disipación, se dejó por defecto, tomando un valor de 1. El segundo coeficiente es el de rotura, el cual se define como la relación entre la altura de ola y la profundidad. Para este caso se trabajó con un valor de 0,78.

Además, se activó el *Set Up* como proceso físico. En este sentido, el programa calcula el *Set Up* y lo añade durante el proceso como agregado a la profundidad. Por defecto, el programa asume que el *Set Up* es cero en el punto de mayor profundidad de la grilla computacional.

Por otra parte, se dejaron activos otros fenómenos en los cuales no se intervino en la modificación de sus parámetros como fueron las interacciones no lineales entre cuádrupletas y el *whitcapping*. Este último hace referencia al fenómeno por el cual se da rotura de oleaje por pendiente de ola.

Por último, se consideró la presencia de obstáculos de forma de incluir la presencia del Puerto La Paloma en el análisis. En este caso se asignaron coeficientes de transmisión y de reflexión de 0 y 0,5 respectivamente.

C. Metodología

Como se mencionó previamente, se pretende con la propagación modelada en *SWAN* tener las variables de entrada para el diseño de las soluciones a proyectar.

Se distinguen dos casos dependiendo de si la simulación es estacionaria o no. La primera tiene como objetivo evaluar la respuesta del diseño ante condiciones extremas. Por su parte, la simulación no estacionaria busca contemplar la variabilidad del clima de olas local, con el fin de evaluar la respuesta de mediano plazo de un relleno de playa para un año representativo.

Para la corrida estacionaria, se analizaron combinaciones de oleaje y nivel de mar extremos cuya probabilidad de ocurrencia condiga con la fiabilidad esperada por la solución propuesta, de acuerdo a lo analizado en la Sección C.1.

En el caso de la corrida no estacionaria, las condiciones de borde se ingresaron a partir de un archivo *TPAR*. Este archivo contiene una serie de estados de mar para cada hora dentro del año representativo, analizado de acuerdo a lo descrito en la Sección C.2.

C.1. Evento extremo de diseño

Se diseña la solución considerando un evento de periodo de retorno de 68 años. A partir de la totalidad de los datos en la boya virtual, se seleccionan distintas combinaciones de eventos extremos a propagar en *SWAN*, obteniéndose de esta forma los valores de distintas variables de interés en la zona a proyectar la solución. En la Figura 98 se observa el punto de obtención de los resultados.



Figura 98: Punto de obtención de los resultados. Coordenadas 760937 m , 6164008 m UTM 21S

A partir de los ajustes de las variables en régimen extremal realizado en la Sección 2.6, se obtienen las siguientes combinaciones de eventos a propagar:

1. $SL=2,7$ m $Tr = 68$ años, $H_{m0}= 3,5$ m como promedio de concomitantes con máximos anuales de SL .
2. $H_{m0}=6,3$ m $Tr = 68$ años, $SL= 1,67$ m como promedio de concomitantes con máximos anuales de H_{m0} .
3. $H_{m0}=5,5$ m $Tr = 5$ años, $SL=2,6$ m $Tr = 20$ años.
4. $H_{m0}=6,0$ m $Tr = 20$ años, $SL=2,5$ m $Tr = 5$ años.

Donde SL es el nivel del mar en la boya virtual y H_{m0} la altura de ola significante.

Se propaga cada uno de los eventos de forma estacionaria y se obtiene el nivel total del mar en las proximidades del talud dunar como SL más $set\ up$. Se toma como evento de diseño aquel que de lugar a la situación más crítica. Los resultados obtenidos se observan en la Tabla 22.

Evento	Nivel total del mar (mWh)
1	2,77
2	1,99
3	2,73
4	2,85

Tabla 22: Resultados obtenidos para los diferentes eventos de diseño

Se opta entonces por el evento número 4 como evento de diseño del revestimiento del frente costero. Resultando en un nivel del mar de $SL_{diseño}=+2,85$ mWh.

C.2. Selección del año representativo

Debido a la extensión temporal y costo computacional requerido para propagar en *SWAN* la totalidad del periodo simulado por el *Hindcast*, se optó por no trabajar con la totalidad de los datos y en su lugar trabajar con una corrida de un año representativo de las características del oleaje en la zona. Se pretende con esto evaluar el comportamiento del relleno de playa ante condiciones características del oleaje en el periodo de 32 años de datos.

Para la determinación de las características de un año medio se trabajó, en primer lugar, con los picos sobre el umbral a fin de determinar la cantidad de tormentas para cada año. Se utilizó la metodología del *MRLP* (Mean Residual Life Plot) (Coles, 2001), con la cual se selecciona el umbral para la definición de las tormentas. Lo que se hace es determinar el promedio de los excesos sobre el umbral en función de un umbral que se irá variando. El punto a partir del cual se observa una tendencia lineal en el gráfico es aquel que se considerará como umbral para el estudio de los picos. Se presenta a continuación en la Figura 99 el gráfico del *MRLP*.

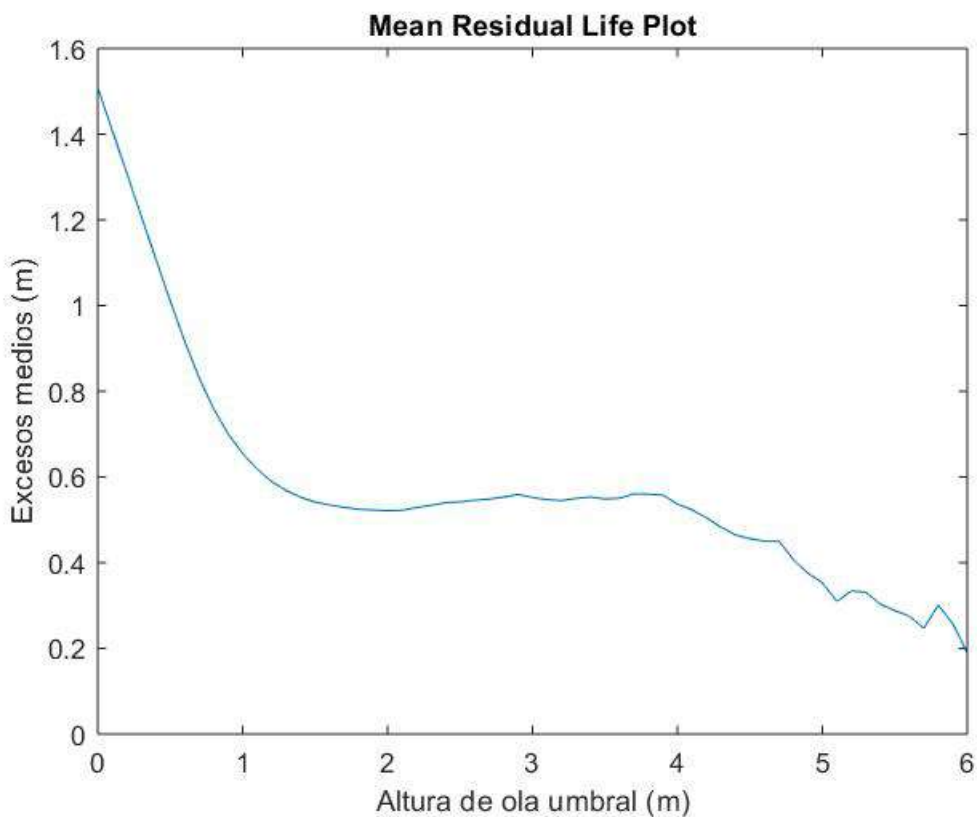


Figura 99: Gráfico de excesos sobre el umbral

A partir de esto se extrajo que el umbral es de 3,9 m. Con dicho umbral, se pudieron determinar las tormentas, que resultaron ser un total de 98 tormentas en los 32 años de estudio. Es decir, 3 tormentas en promedio por año.

Por otra parte, se analizaron las variables flujo de energía y dirección media para cada año. Con esto se obtuvo, para cada año, un valor de flujo de energía medio, dirección media y cantidad de tormentas. Dichos valores se compararon luego con los valores medios de estas variables para la totalidad del periodo, es decir, los 32 años.

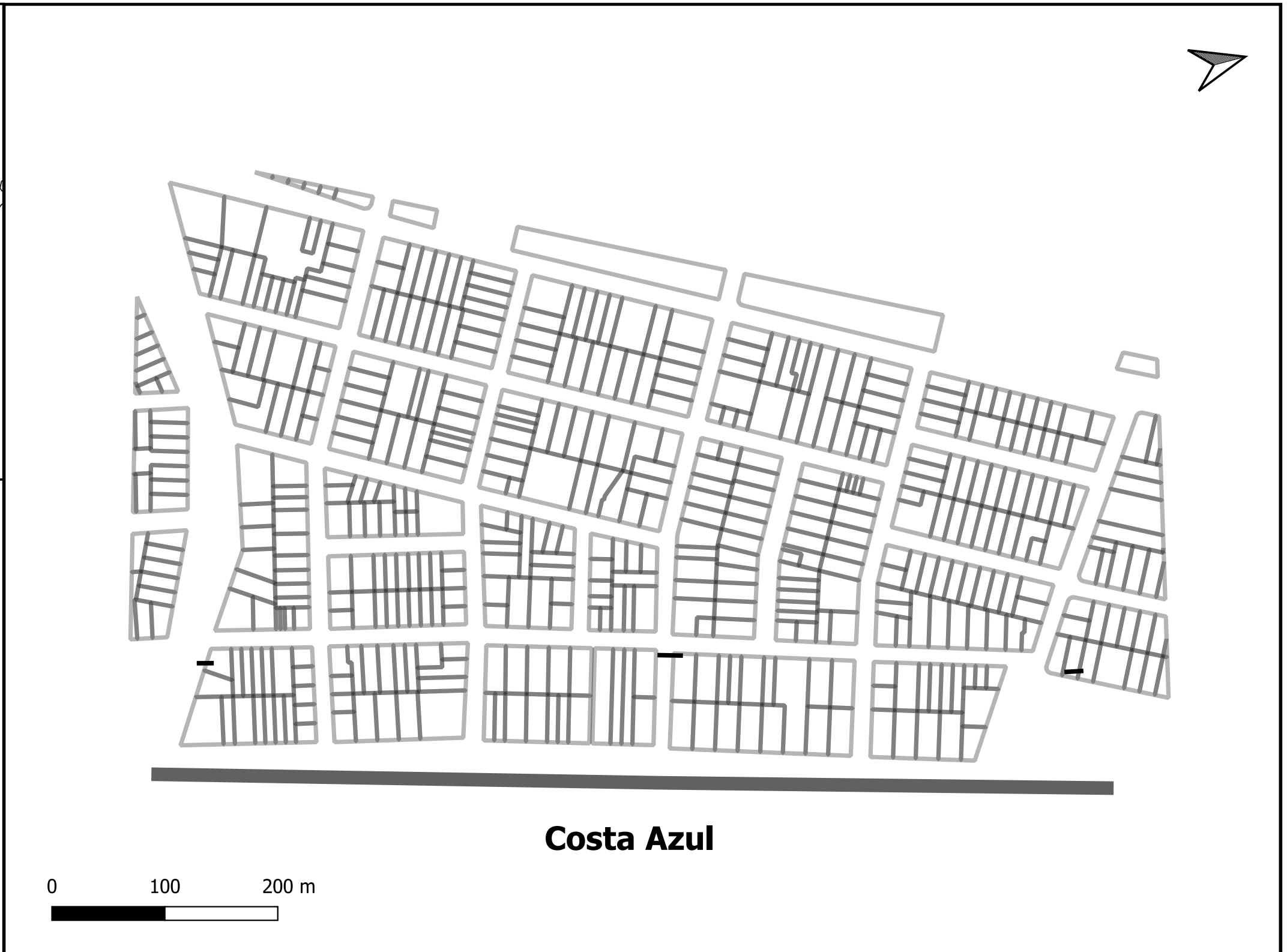
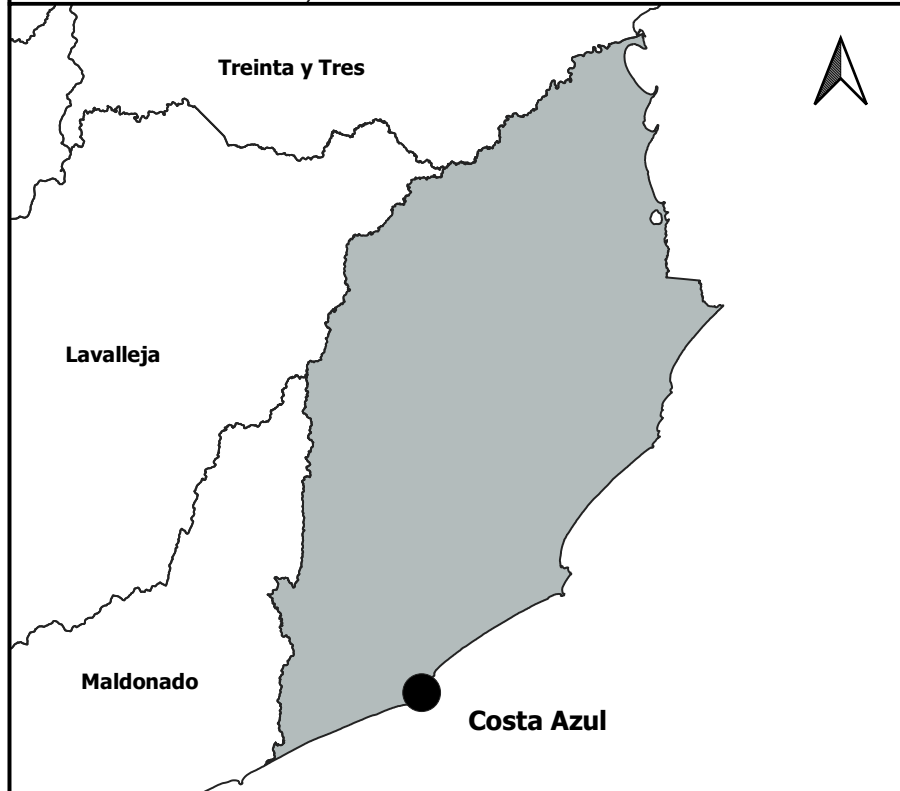
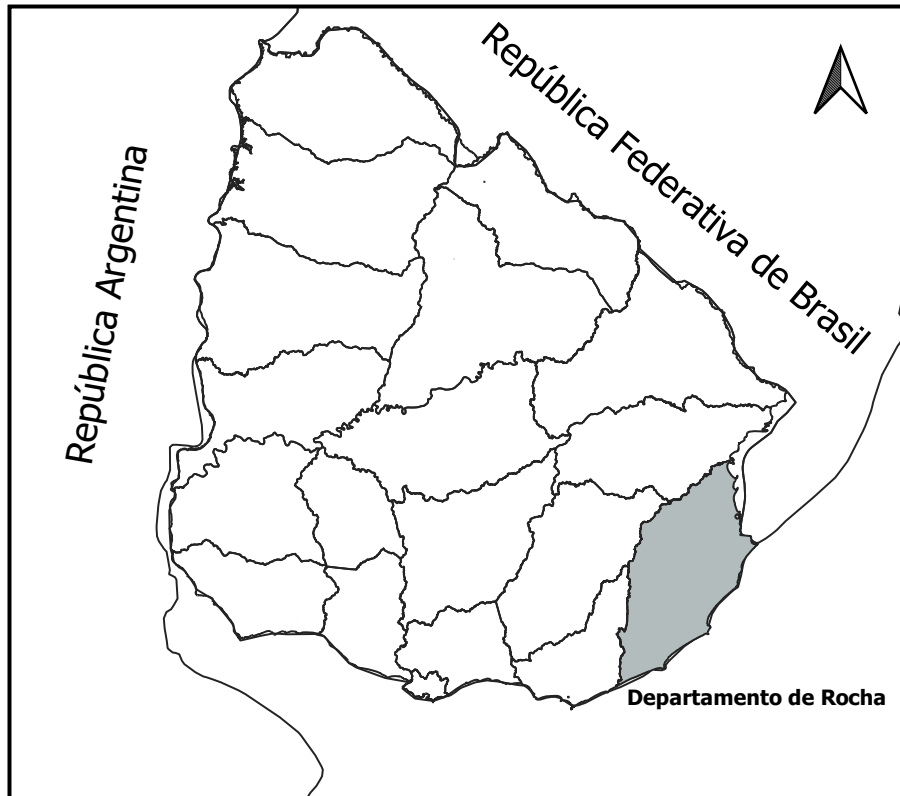
En función de esto, se seleccionó como año representativo aquel que presentara los valores más próximos a los valores medios de toda la serie temporal, el cual resultó ser el año 2006. Este año se caracterizó por un flujo medio de energía de 9,5 kW/m, una dirección media de 133 °N y una cantidad de 3 tormentas.

Se presentan en la Tabla 23 los resultados de las variables para los años más representativos:

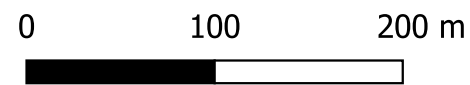
Año	F(kW/m)	Dirección Media (°N)	Tormentas
1986	9,7	132,3	1
2001	9,5	128,0	5
2006	9,5	132,6	3
2010	9,7	133,3	3
2013	9,7	138,5	1
Promedio	9,6	132,6	3

Tabla 23: Valores medios de las variables para los años más representativos

D. Piezas Gráficas



Costa Azul



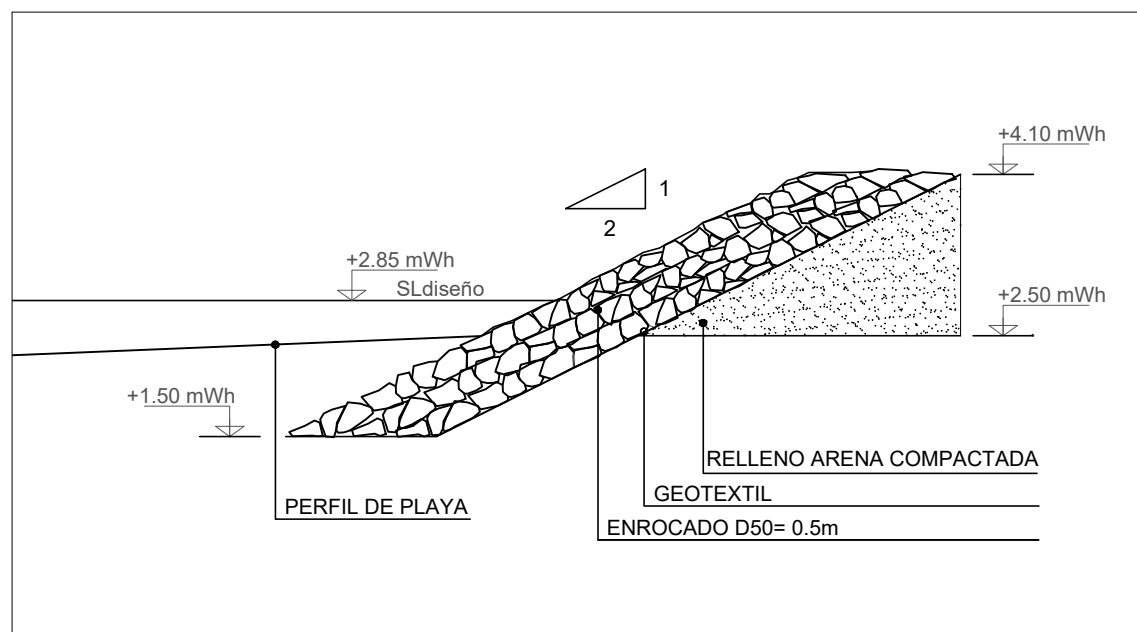
FACULTAD DE INGENIERÍA / UDELAR

PROYECTO
 PROYECTO DE FIN DE CARRERA. INGENIERÍA CIVIL.
 PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL

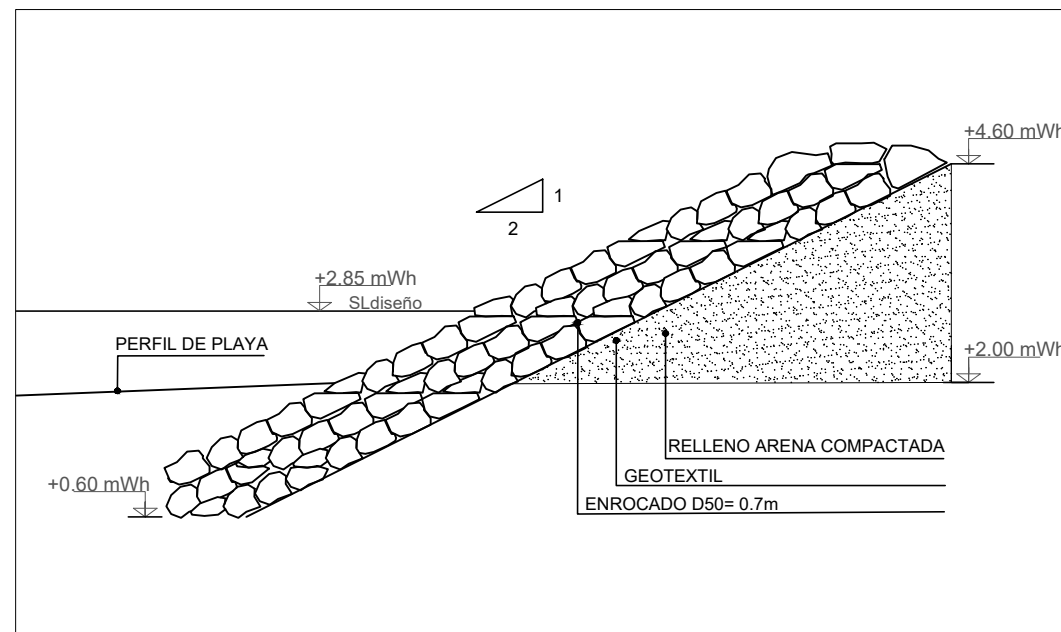
TÍTULO UBICACIÓN GENERAL		LÁMINA 01
ESTUDIANTES Gerónimo Silveira Gabriel Valla	TUTORES Rodrigo Alonso Ismael Piedra Cueva	FECHA 21/04/2023



PERFIL TIPO A
Escala 1:75




PERFIL TIPO B
Escala 1:100

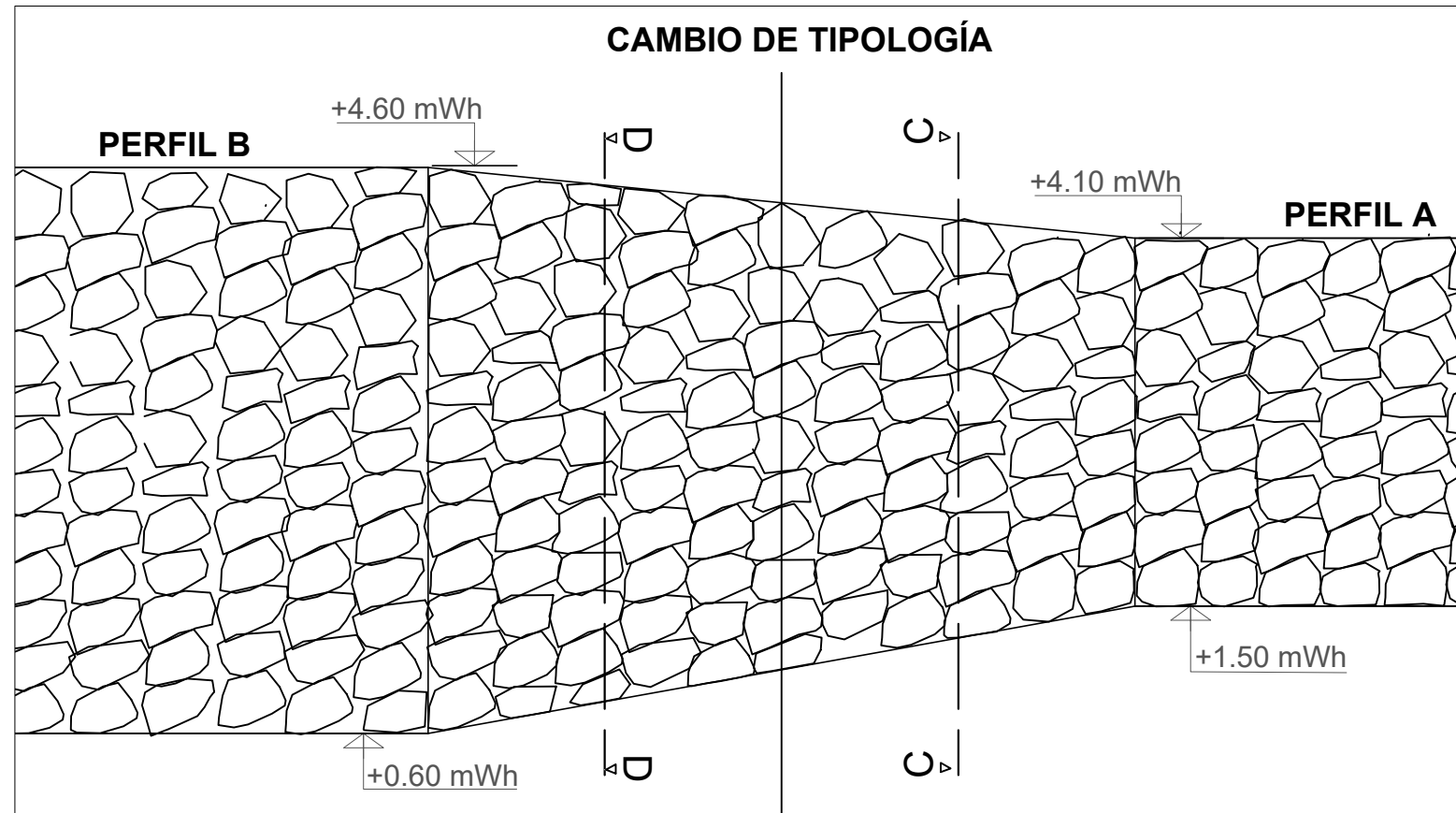


REFERENCIAS

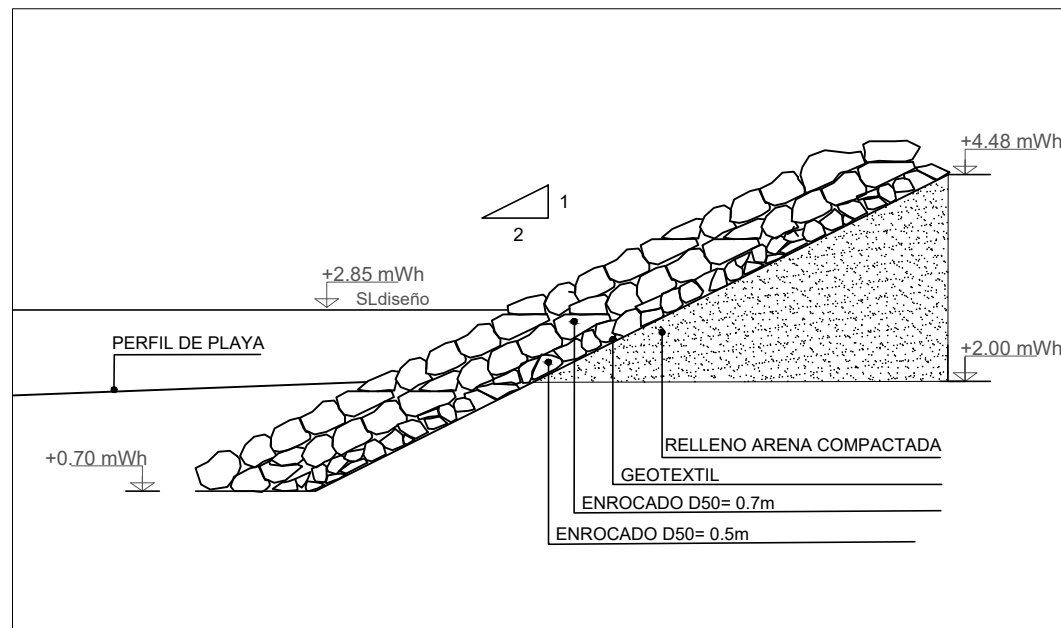
- Perfil tipo A —————
- Perfil tipo B —————
- Perfil transición —————
- Protección de márgenes —————

	FACULTAD DE INGENIERÍA / UDELAR	
	PROYECTO PROYECTO DE FIN DE CARRERA. INGENIERÍA CIVIL. PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL	
TÍTULO	TRAZADO Y CORTE DE REVESTIMIENTO DEL FRENTE COSTERO	LÁMINA 02
ESTUDIANTES	TUTORES	FECHA
Gerónimo Silveira Gabriel Valla	Rodrigo Alonso Ismael Piedra Cueva	21/04/2023

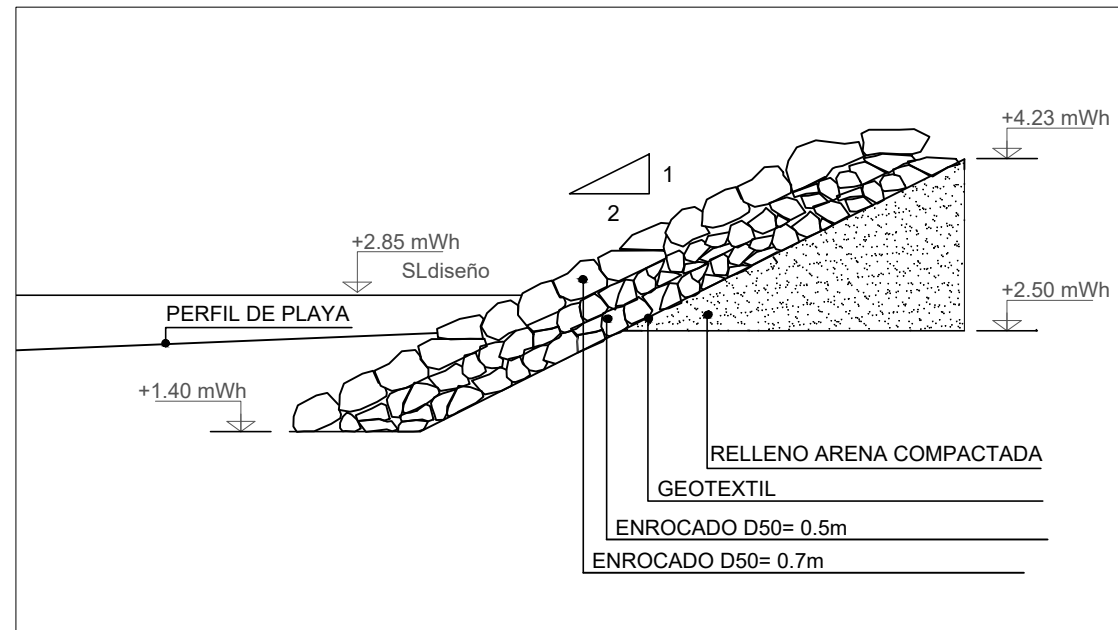
PERFIL TRANSICIÓN - VISTA FRONTAL
Escala 1:50




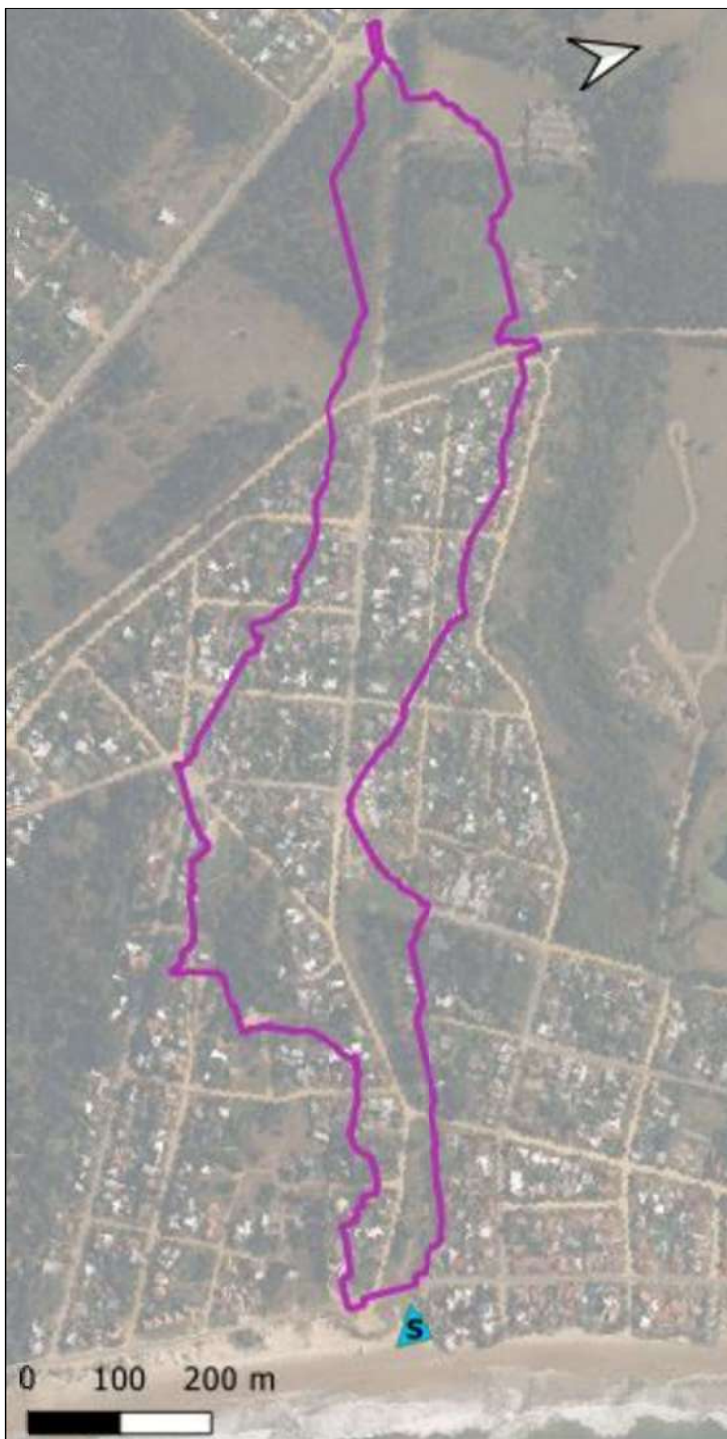
PERFIL TRANSICIÓN - CORTE D-D
Escala 1:100



PERFIL TRANSICIÓN - CORTE C-C
Escala 1:75



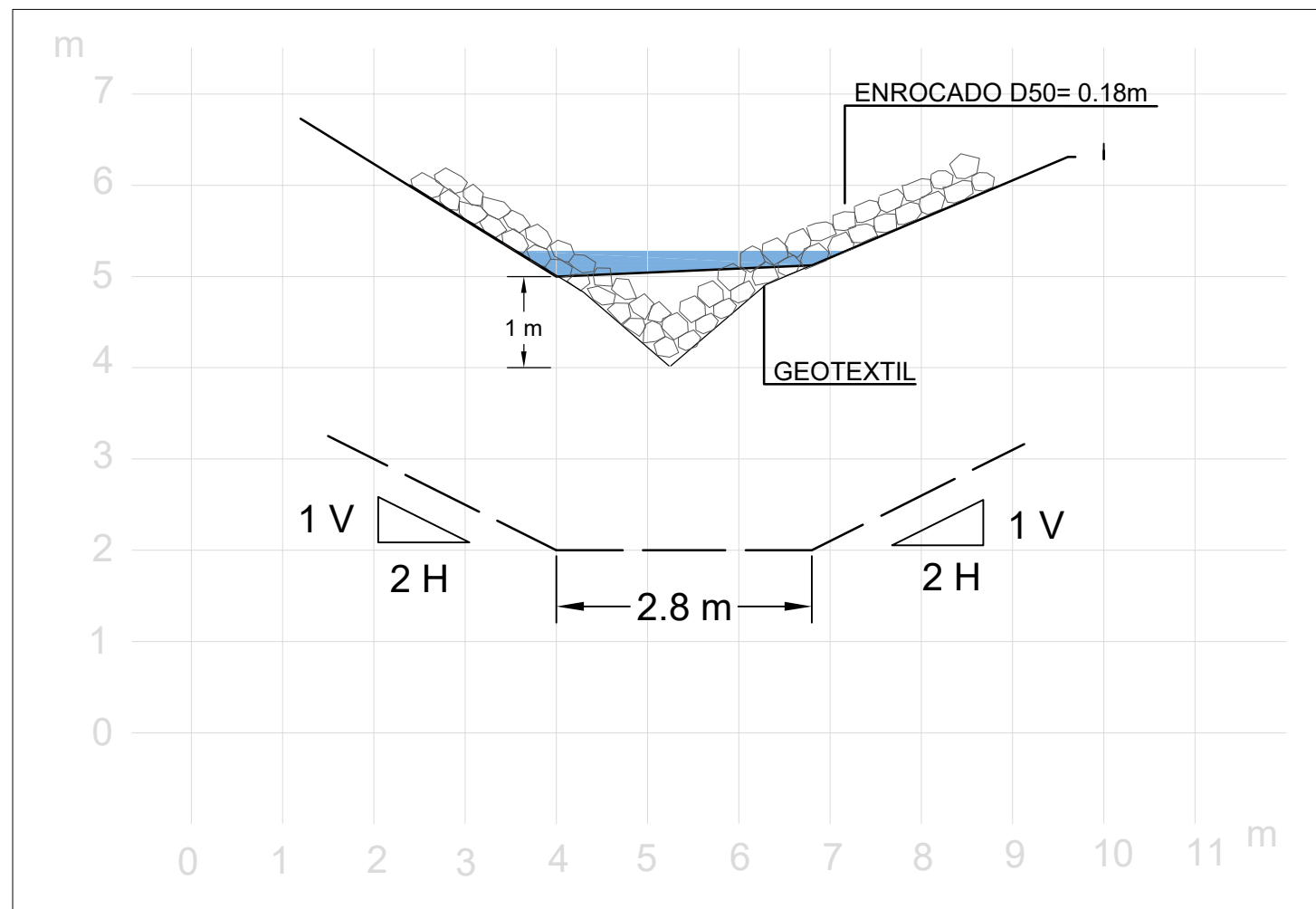
	FACULTAD DE INGENIERÍA / UDELAR	
	PROYECTO PROYECTO DE FIN DE CARRERA. INGENIERÍA CIVIL. PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL	
TÍTULO	DETALLE DEL PERFIL TRANSICIÓN DEL REVESTIMIENTO DEL FRENTE COSTERO	LÁMINA 03
ESTUDIANTES	Gerónimo Silveira Gabriel Valla	TUTORES Rodrigo Alonso Ismael Piedra Cueva
		FECHA 21/04/2023



PLANTA GENERAL - CUENCA DE APOORTE




PLANTA GENERAL - UBICACIÓN DESCARGA PLUVIAL



CORTE A-A
ESCALA 1:75

REFERENCIAS

- Revestimiento de márgenes
- Perfil B
- Sección aproximada
- Sección en sitio

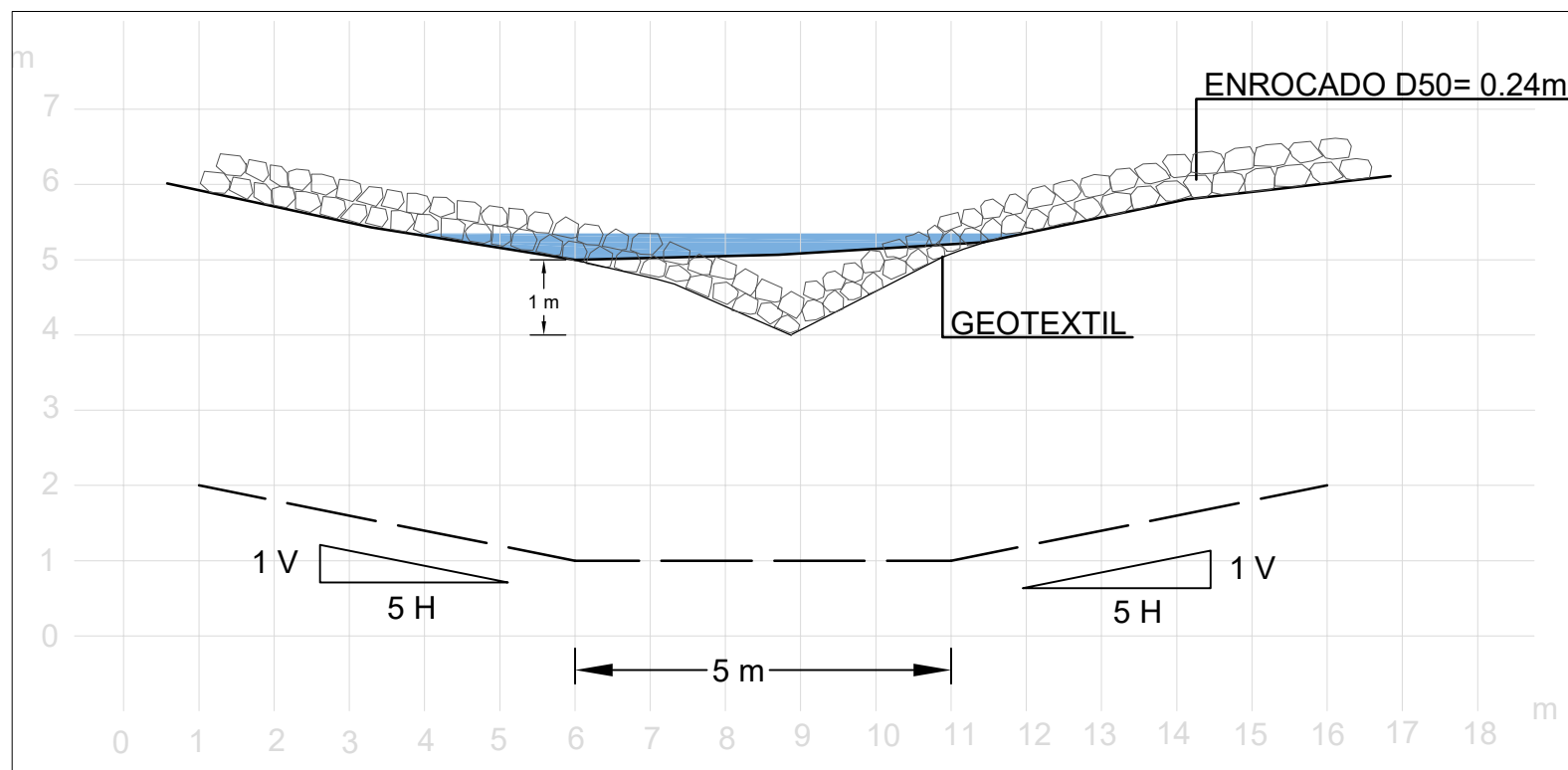
	FACULTAD DE INGENIERÍA / UDELAR	
	PROYECTO PROYECTO DE FIN DE CARRERA. INGENIERÍA CIVIL. PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL	
TÍTULO	CORTES DE DESCARGAS DE PLUVIALES	LÁMINA
		04
ESTUDIANTES	TUTORES	FECHA
Gerónimo Silveira Gabriel Valla	Rodrigo Alonso Ismael Piedra Cueva	21/04/2023



PLANTA GENERAL - CUENCA DE APORTE




PLANTA GENERAL - UBICACIÓN DESCARGA PLUVIAL



CORTE A-A
ESCALA 1:100

REFERENCIAS

- Revestimiento de márgenes —
- Perfil A —
- Sección aproximada - - - -
- Sección en sitio —

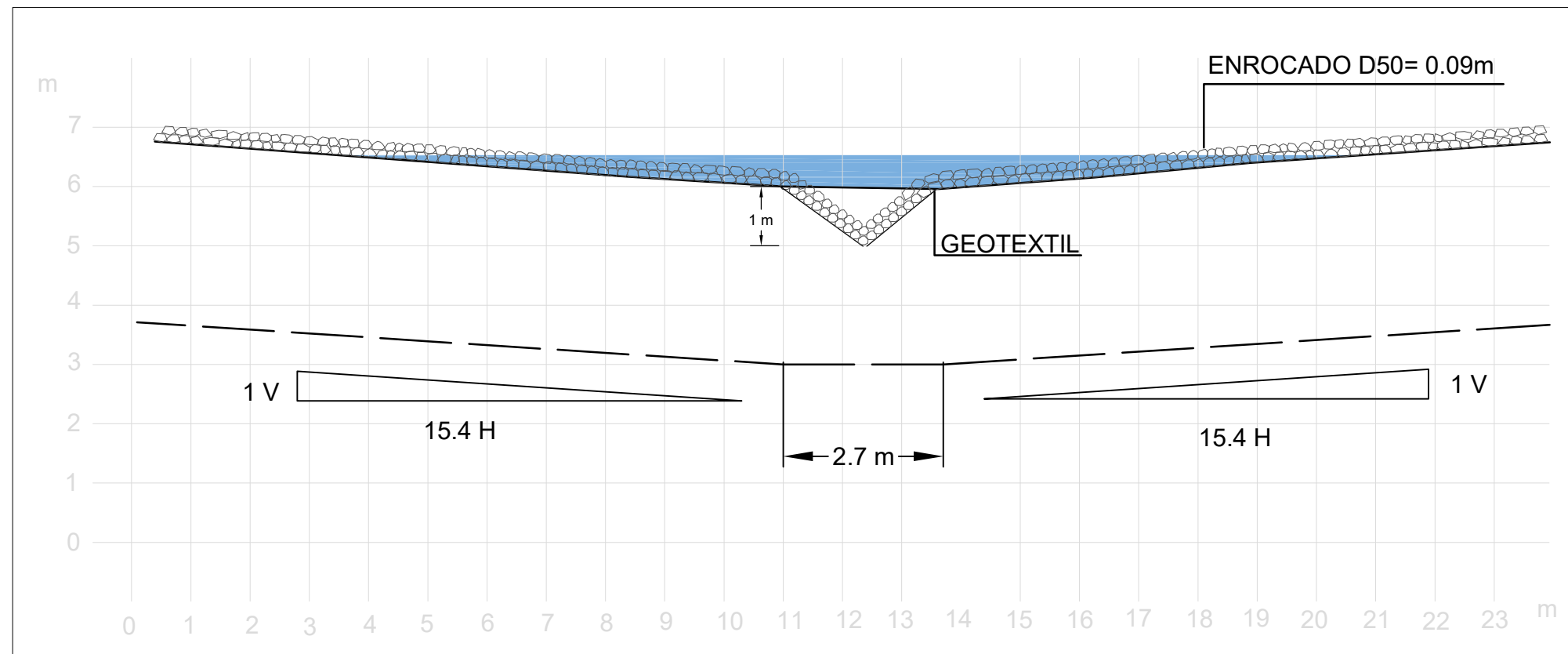
	FACULTAD DE INGENIERÍA / UDELAR	
	PROYECTO PROYECTO DE FIN DE CARRERA. INGENIERÍA CIVIL. PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL	
TÍTULO	CORTES DE DESCARGAS DE PLUVIALES	LÁMINA
ESTUDIANTES	Gerónimo Silveira Gabriel Valla	05
TUTORES	Rodrigo Alonso Ismael Piedra Cueva	FECHA
		21/04/2023



PLANTA GENERAL - UBICACIÓN




PLANTA GENERAL - UBICACIÓN DESCARGA PLUVIAL



CORTE A-A
ESCALA 1:100

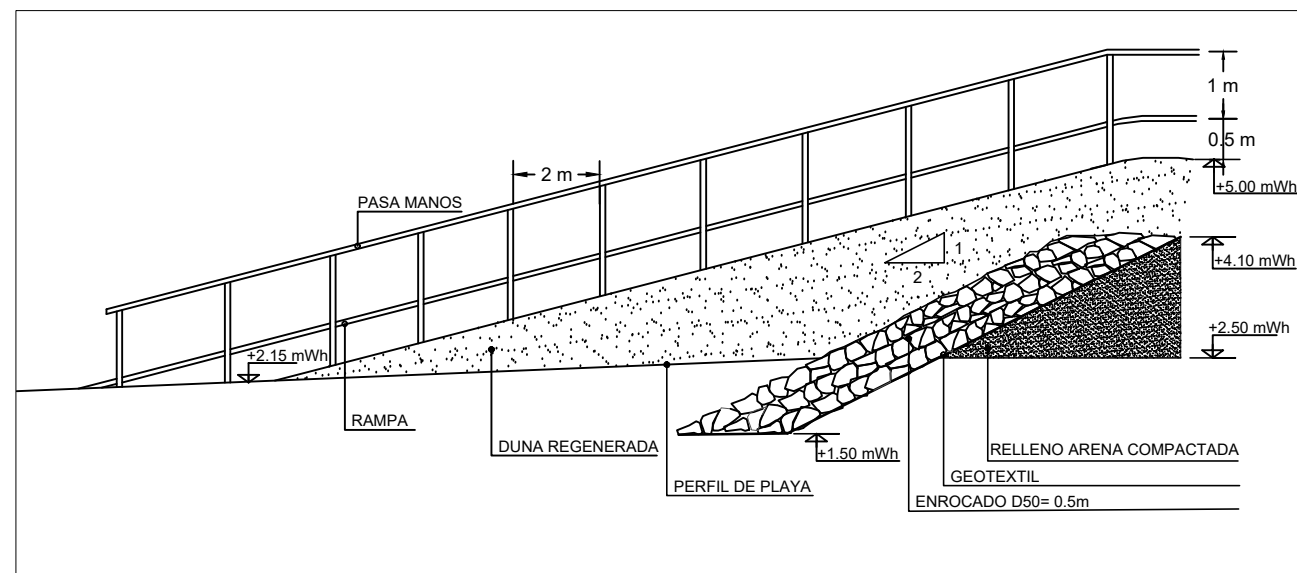
REFERENCIAS

- Revestimiento de márgenes —
- Perfil A —
- Sección aproximada - - - -
- Sección en sitio —

	FACULTAD DE INGENIERÍA / UDELAR	
	PROYECTO PROYECTO DE FIN DE CARRERA. INGENIERÍA CIVIL. PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL	
TÍTULO	CORTES DE DESCARGAS DE PLUVIALES	LÁMINA 06
ESTUDIANTES	TUTORES	FECHA
Gerónimo Silveira Gabriel Valla	Rodrigo Alonso Ismael Piedra Cueva	21/04/2023




VISTA EN CORTE - DUNA Y ACCESO PEATONAL
Escala 1:100

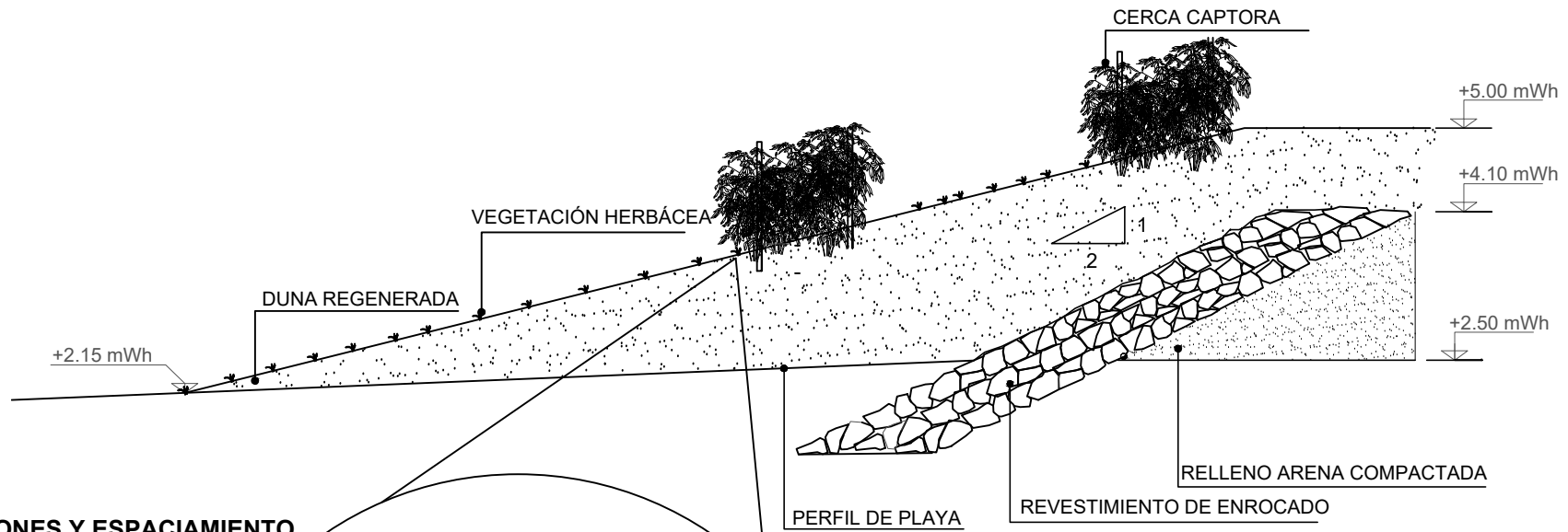


REFERENCIAS

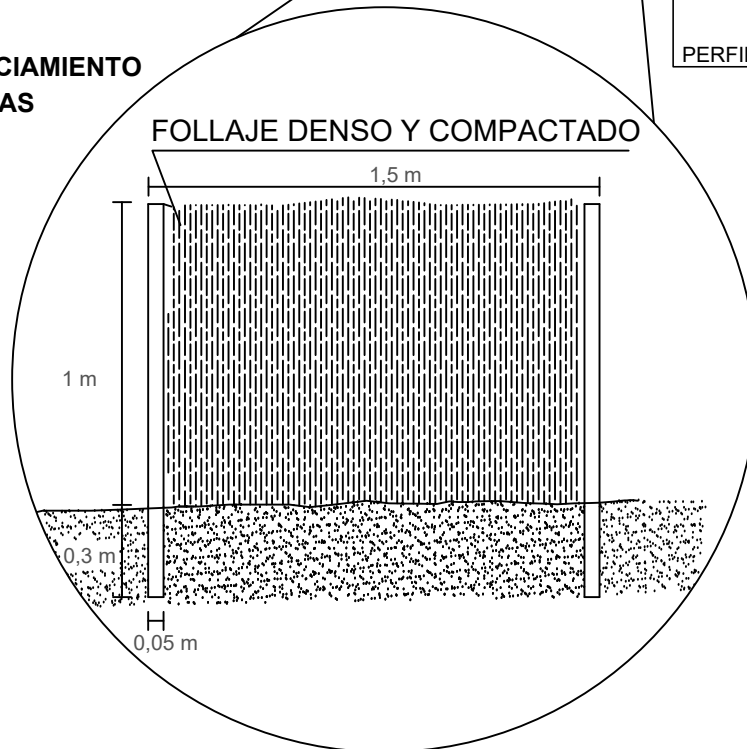
- Perfil tipo A —————
- Perfil tipo B —————
- Perfil transición —————
- Protección de márgenes —————
- Accesos peatonales - - - - -


	FACULTAD DE INGENIERÍA / UDELAR	
	PROYECTO PROYECTO DE FIN DE CARRERA. INGENIERÍA CIVIL. PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL	
TÍTULO	LOCALIZACIÓN EN PLANTA Y VISTA EN CORTE DE LOS ACCESOS PEATONALES	LÁMINA 07
ESTUDIANTES	Gerónimo Silveira Gabriel Valla	TUTORES Rodrigo Alonso Ismael Piedra Cueva
		FECHA 21/04/2023

PERFIL DUNA REGENERADA ESCALA 1:75



DIMENSIONES Y ESPACIAMIENTO DE ANCLAJES DE CERCAS CAPTORAS ESCALA 1:25



	FACULTAD DE INGENIERÍA / UDELAR	
	PROYECTO PROYECTO DE FIN DE CARRERA. INGENIERÍA CIVIL. PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL	
TÍTULO	DISPOSICIÓN Y DETALLE DE CERCAS CAPTORAS	LÁMINA 08
ESTUDIANTES	Gerónimo Silveira Gabriel Valla	TUTORES Rodrigo Alonso Ismael Piedra Cueva
		FECHA 21/04/2023