

ANEJO 10. DISEÑO DE LAS OBRAS

ÍNDICE:

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	BASES DE CÁLCULO	1
3.	DIMENSIONAMIENTO DEL ESPIGÓN	2
4.	APORTACIÓN DE ARENA	4
4.1.	PLANTA DE EQUILIBRIO	4
4.1.1.	Evolución de la línea de costa. Modelo de una línea	4
4.1.2.	Resultados	5
4.2.	PERFIL DE EQUILIBRIO	6
4.3.	CARACTERÍSTICAS DE LA ARENA DE APORTACIÓN	6
4.4.	VOLUMEN DE APORTACIÓN	7

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Vida útil mínima (Fuente: ROM 0.2-90)	1
Tabla 2.	Riesgos máximos admisibles (Fuente: ROM 0.2-90)	1
Tabla 3.	Altura de ola significativa direccional para $T_r = 36,1$ años	2
Tabla 4.	Altura de ola propagada a pie de obra	2
Tabla 5.	Diámetros del sedimento	8
Tabla 6.	Cálculo del factor de sobrellenado	8

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Cálculo del coeficiente reductor, formulación de Ahrens-van der Meer	3
Figura 2.	Esquema geométrico de la evolución de la línea de costa	4
Figura 3.	Evolución de la línea de costa. Oleaje incidente -3º	5
Figura 4.	Evolución de la línea de costa. Oleaje incidente -3º	5
Figura 5.	Perfil de la regeneración de la playa (SMS)	6
Figura 6.	Factor de sobrellenado (Fuente: Coastal Engineering Manual)	7
Figura 7.	Comparación granulométrica de las arenas nativa y de préstamo	7

1. INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se contemplan los cálculos justificativos de las estructuras contempladas en el Proyecto de Regeneración de la playa de la Antilla-Islantilla; TT.MM. de Lepe e Isla Cristina (Huelva).

En concreto, se dimensionan:

- Espigón de escollera de baja cota de coronación, para paliar el efecto del transporte longitudinal de sedimentos.
- Volumen de aportación de arena para regenerar el frente de playa.

2. BASES DE CÁLCULO

Considerando que el oleaje es el agente a considerar para el dimensionamiento estructural de estas obras, la definición del oleaje de cálculo se ha llevado a cabo a partir de los criterios establecidos en las Recomendaciones para Obras Marítimas desarrollada por Puertos del Estado.

Consideraciones:

- Se trata de proteger una infraestructura de carácter general no ligado a una explotación industrial específica.
- El nivel de seguridad requerido corresponde a obras e instalaciones de interés local, existe pequeño riesgo de pérdida de vidas humanas o de daños medioambientales en caso de rotura, condiciones habituales para el caso de actuaciones de defensa y regeneración de costas.
- Se asume que puede admitirse un cierto grado de averías en las obras objeto de diseño (espigón), lo que permitirá una disminución apreciable del coste de la obra. Se adopta por tanto nivel de riesgo correspondiente a la situación de “inicio de averías”.
- La repercusión económica en caso de inutilización de la obra es baja, ya que se pueden efectuar reparaciones de forma rápida minimizando el tiempo de inutilización de la playa y el fallo de la obra no implica la pérdida inmediata de la arena de la playa.
- La vida útil de la infraestructura es de 25 años, según la tabla 2.2.1.1 de la ROM 0.2-90:

TABLA 2.2.1.1. VIDAS ÚTILES MÍNIMAS PARA OBRAS O INSTALACIONES DE CARÁCTER DEFINITIVO (en años)			
TIPO DE OBRA O INSTALACIÓN	NIVEL DE SEGURIDAD REQUERIDO		
	NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3
INFRAESTRUCTURA DE CARÁCTER GENERAL	25	50	100
DE CARÁCTER INDUSTRIAL ESPECÍFICO	15	25	50

Tabla 1. Vida útil mínima (Fuente: ROM 0.2-90)

- Se ha adoptado un riesgo admisible de $E = 0.5$ (probabilidad de presentación del temporal de cálculo durante la vida útil de la obra) a partir de la tabla 3.2.3.1.2. de la ROM 0.2-90.

TABLA 3.2.3.1.2. RIESGOS MÁXIMOS ADMISIBLES PARA LA DETERMINACIÓN, A PARTIR DE DATOS ESTADÍSTICOS, DE VALORES CARACTERÍSTICOS DE CARGAS VARIABLES PARA FASE DE SERVICIO Y CONDICIONES EXTREMAS			
<u>a) RIESGO DE INICIACIÓN DE AVERÍAS</u>		POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS	
		REDUCIDA	ESPERABLE
REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA. Índice : $\frac{\text{Coste de pérdidas}}{\text{Inversión}}$	BAJA	0,50	0,30
	MEDIA	0,30	0,20
	ALTA	0,25	0,15
<u>b) RIESGO DE DESTRUCCIÓN TOTAL</u>		POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS	
		REDUCIDA	ESPERABLE
REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA. Índice r : $\frac{\text{Coste de pérdidas}}{\text{Inversión}}$	BAJA	0,20	0,15
	MEDIA	0,15	0,10
	ALTA	0,10	0,05

Tabla 2. Riesgos máximos admisibles (Fuente: ROM 0.2-90)

El periodo de retorno del temporal de cálculo se ha obtenido a partir de la siguiente expresión:

$$T_R = -Lf / \ln(1 - E)$$

Donde:

- T_R = Período de retorno.
- Lf = Vida útil de la infraestructura (25 años).
- E = Riesgo máximo admisible (0.5).

Por tanto, se obtiene que el periodo de retorno de diseño es de 36 años.

A partir del análisis estadístico del régimen extremal escalar de oleaje realizado en el Anejo 5. Clima Marítimo, se concluye que en aguas profundas la ola de diseño corresponde a una altura significativa de 6.81 m y 11.56 s de periodo de pico.

A efectos de cálculos estructurales de las obras marítimas incluidas en el proyecto (espigón de escollera perpendicular a la costa) es necesario considerar las condiciones de oleaje a pie de obra. La profundidad adoptada en el diseño estructural de la sección tipo del espigón son las siguientes:

- Profundidad de cálculo en el espigón: $d = 3.0$ m.
- Se ha considerado la variación del nivel de agua, considerándose tabla 3.4.2.1.1.
 - Nivel máximo: $PMVE + 0.5 = 2.99$ m (respecto al NMMA).
 - Nivel mínimo: $BMVE - 0.5 = -1.06$ m (respecto al NMMA).

La obra estará sometida a oleajes de diferentes direcciones, aunque principalmente serán las dominantes WSW, SW, SSW, S, SSE, SE y ESE. En el Anejo 5 de Clima Marítimo, se estudia la altura de ola extremal en profundidades indefinidas, obteniéndose una altura de ola significativa escalar extremal de $H_s = 6.81$ m para un periodo de retorno de 36,1 años.

	DIRECCIÓN						
	WSW	SW	SSW	S	SSE	SE	ESE
$H_{s,dir}$	3.44	5.18	6.81	4.88	4.38	4.83	4.62
T_p	7.77	9.87	11.56	9.53	8.94	9.47	9.23

Tabla 3. Altura de ola significativa direccional para $T_r = 36,1$ años

Esta altura de ola se ha propagado hasta las zonas de emplazamiento de las obras con el fin de obtener la altura de ola significativa de cálculo a pie de las obras. En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para las direcciones propagadas, en los puntos localizados en las proximidades de la estructura:

Nivel del agua	Hs a pie de obra (m)
PM	3.35
NM	2.70
BM	2.30

Tabla 4. Altura de ola propagada a pie de obra

La dirección de propagación más desfavorable es la dirección SSW, al ser la que produce las mayores alturas de ola al pie de las obras.

3. DIMENSIONAMIENTO DEL ESPIGÓN

Para el dimensionamiento del espigón se ha empleado la metodología propuesta por Van der Meer para diques de escollera sometido a la acción del oleaje. Esta metodología considera los factores que intervienen en el fenómeno: porosidad (número de capas), talud, grado de averías permitido, tipo de rotura de ola, duración del temporal, altura de ola y periodo, etc.

Las fórmulas de Van der Meer fueron publicadas en 1987 por lo que a día de hoy su aplicación está comprobada por la multitud de situaciones en las que ha sido utilizada. Una vez obtenido el peso de la sección tipo no rebasable se ha aplicado la formulación propuesta por Van der Meer para diques de baja cota, la cual permite obtener un factor de reducción del tamaño de las piezas del manto con respecto al tamaño que requeriría en el caso de sección tipo no rebasable.

Las fórmulas de Van der Meer para diques de escollera no rebasables dependen del tipo de rotura de ola (surfing o plunging), son función del número de Iribarren (I_r):

$$I_{r_{cr}} = (6.2 \times p^{0.51} \times \sqrt{\tan\theta})^{\frac{1}{p+0.5}}$$

El número de estabilidad N_s , se obtiene con las siguientes expresiones, según la rotura sea tipo surfing o plunging:

Si $I_{r_{cr}} > I_r$:

$$N_s = 6.2 \times p^{0.18} \times \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \times \frac{1}{\sqrt{I_r}}$$

Si $Ir_{cr} < Ir$:

$$N_s = p^{-0.13} \times \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \theta} \times Ir^p$$

Finalmente, el valor D_{50} de las piezas se obtiene:

$$D_{50} = \frac{H}{(\rho - 1) \times N_s}$$

Donde:

- P es la porosidad.
- N es la duración del temporal: 2000 olas.
- ρ es la densidad de la escollera: 2.65 t/m³.
- S es el daño permitido: 2 (5%).
- $\cot \theta$ es la pendiente del talud: 1.5.

El valor D_{50} corresponde un tamaño medio asumiendo que las piezas son circulares, sin embargo, en la realidad las piezas son más parecidas a cubos por lo que el peso del manto, y de las demás capas, se estima con las siguientes ecuaciones:

$$P_{manto} = D_{50} \times \rho$$

$$P_{filtro} = P_{manto}/10$$

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para dique no rebasable:

Cálculo dique no rebasable

Altura ola	Hs	3.2	m
Periodo asociado	Tp	11.56	s
N Iribarren	ξ_z	5.36	
N Iribarren crítico	ξ_{cr}	4.42	
Tipo de rotura		surging	
Núm. de estabilidad	Ns	1.45	
Diámetro	D_{50}	1.30	m
Peso del manto	P_{manto}	6.51	t
Peso del filtro	P_{filtro}	0.65	t

Las condiciones de dimensionamiento más severas son las de no rebase puesto que en estas condiciones el talud de la estructura tendrá que absorber la totalidad del impacto de la ola, mientras que en condiciones de rebase hay un porcentaje de la energía de impacto que se escapa. Esto resulta en pesos de escollera mayores para las condiciones de no rebase y proporcionalmente, cuanto mayor sea el francobordo. Por esta razón, un bajo francobordo rebasable supone costes de obra menores, menos material y con la ventaja de tener un impacto sobre el paisaje menor.

Dado el tamaño obtenido para la escollera y la baja altura de espigón con coronación, podemos considerar de aplicación el modelo de “dique rebasable”, por tanto, empleando la formulación de Ahrens-van der Meer que da la relación entre el tamaño de las escolleras en diques rebasables y no rebasables, podemos reducir el tamaño de ésta.

$$RD = \left(1.25 - 4.8 \frac{Rc}{Hs} \sqrt{\frac{Sop}{2\pi}} \right)^{-1}$$

Siendo

$$Sop = \left(\frac{2\pi Hs}{g T p^2} \right)^{0.5}$$

Figura 1. Cálculo del coeficiente reductor, formulación de Ahrens-van der Meer

Aplicando el coeficiente reductor, y considerando un peso en el morro igual a 1.5 P_{manto} , se tiene los siguientes pesos de escollera:

Manto:

- Diámetro de la escollera: 1.3 m.
- Diámetro reducido: $1.3 \cdot 0.85 = 1.1$ m
- Peso de la escollera en el manto: 4 t; Se adopta escollera 4-5 t para el manto principal.
- Peso de la escollera en el morro: 6 t; Se adopta escollera 6-7 t para el manto principal en la zona del morro del espigón.
- Diámetro de la capa de filtro: 0.57m.
- Peso de la escollera en el filtro: 450 – 550 kg.

El espesor del manto principal es:

$$lp = \left(\frac{P_{morro}}{\gamma} \right)^{1/3} = 1.31 \text{ m}$$

$$ep = 2 * lp = 2.62 \text{ m}$$

Dada la reducida profundidad del espigón se proyecta la sección formada por un único manto consistente en escollera 4-5 t en el cuerpo del espigón y 6-7 t en el morro.

4. APORTACIÓN DE ARENA

4.1. PLANTA DE EQUILIBRIO

Dentro del análisis de equilibrio de la forma en planta de una playa a largo plazo, se pueden diferenciar dos casos:

- Playas en equilibrio estático (transporte longitudinal nulo). Esta situación, típica de playas encajadas, tómbolos y salientes puede ser analizada con modelos empíricos de planta de equilibrio, donde se solo se persigue la determinación de la forma final de equilibrio.
- Playas en equilibrio dinámico o en desequilibrio (transporte longitudinal no nulo). En este tipo de playas, la variable tiempo es importante siendo necesario el uso de modelos de evolución de la línea de costa tipo modelos de una línea.

4.1.1. Evolución de la línea de costa. Modelo de una línea

Para analizar la evolución de la línea de costa a lo largo del tiempo en presencia del espigón se ha empleado el denominado “modelo de una línea”. Los modelos que estudian la evolución de la línea de costa en el plano horizontal se basan en suponer que el transporte de sedimentos asociado al oleaje rompiente rige la morfología, y que, a largo plazo, a pesar de cambios en la posición de la línea de costa, los perfiles transversales de las playas conservan aproximadamente su geometría. Esto permite modelar la evolución de la costa como el resultado del desplazamiento de los perfiles en forma paralela a sí mismos.

Los modelos de una línea se fundamentan en el principio de conservación del volumen de arena entre dos perfiles de playa. Si la cantidad de material que ha sido introducida entre dichos perfiles es mayor que la que ha salido, la línea de costa avanza hacia el mar y viceversa.

Para poder aplicar el modelo de una línea es necesario aceptar las siguientes hipótesis:

- Los procesos de erosión o de crecimiento del litoral consisten en desplazamientos horizontales, hacia tierra o hacia la costa, respectivamente, del perfil transversal. (Figura 2).
- Los movimientos de sedimento suceden en una porción limitada del perfil. La frontera superior es la berma activa de la playa y la inferior es una cota suficientemente profunda a partir de la cual no se produce movimiento significativo de material (profundidad de cierre).

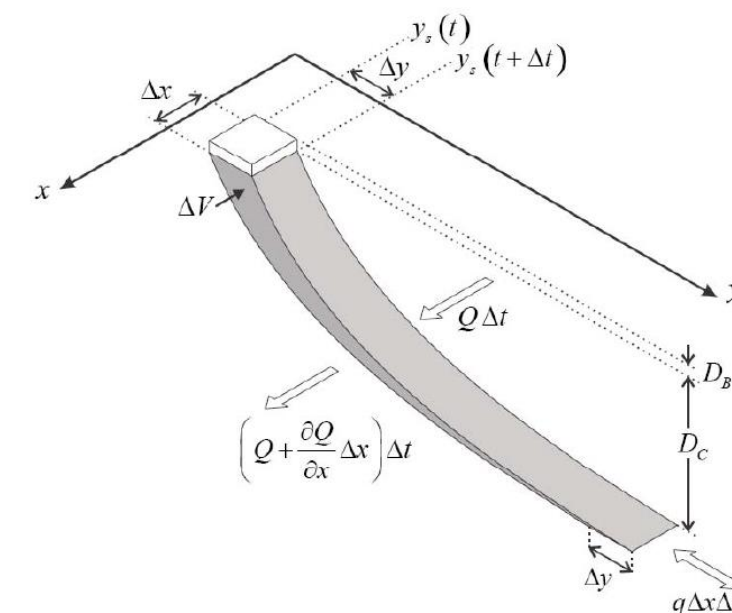


Figura 2. Esquema geométrico de la evolución de la línea de costa

La evolución de la línea de costa ante una barrera litoral o espigón viene dada por la siguiente expresión:

$$y(x, t) = \left(\sqrt{\frac{4Gt}{\pi}} \exp\left(-\frac{x^2}{4Gt}\right) - |x| \operatorname{erfc}\left(\frac{|x|}{\sqrt{4Gt}}\right) \right) \tan \delta_b$$

Donde:

- G es el coeficiente de difusión que mide la escala temporal de los cambios de la línea de costa ante una perturbación (acción del oleaje).
- x,y,t ejes longitudinal, transversal y tiempo.
- δ_b es el ángulo de incidencia del oleaje.

4.1.2. Resultados

Mediante el programa MATLAB, se ha integrado la fórmula anterior y se ha calculado la evolución de la línea de costa ante distintos oleajes incidentes, teniendo en cuenta las características geométricas del espigón proyectado, así como la profundidad de cierre del perfil y la altura de berma.

El gráfico a continuación muestra los resultados obtenidos para un oleaje medio con un ángulo de incidencia S3W. Tal y como se estudió en el Anejo 6. Dinámica litoral, el Flujo Medio de Energía incide con un ángulo que varía entre 10 y 1 grados a lo largo de la línea de costa. En los puntos del extremo oriental de la playa, hacia el espigón proyectado, se tenía una incidencia de aproximadamente -3º.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos:

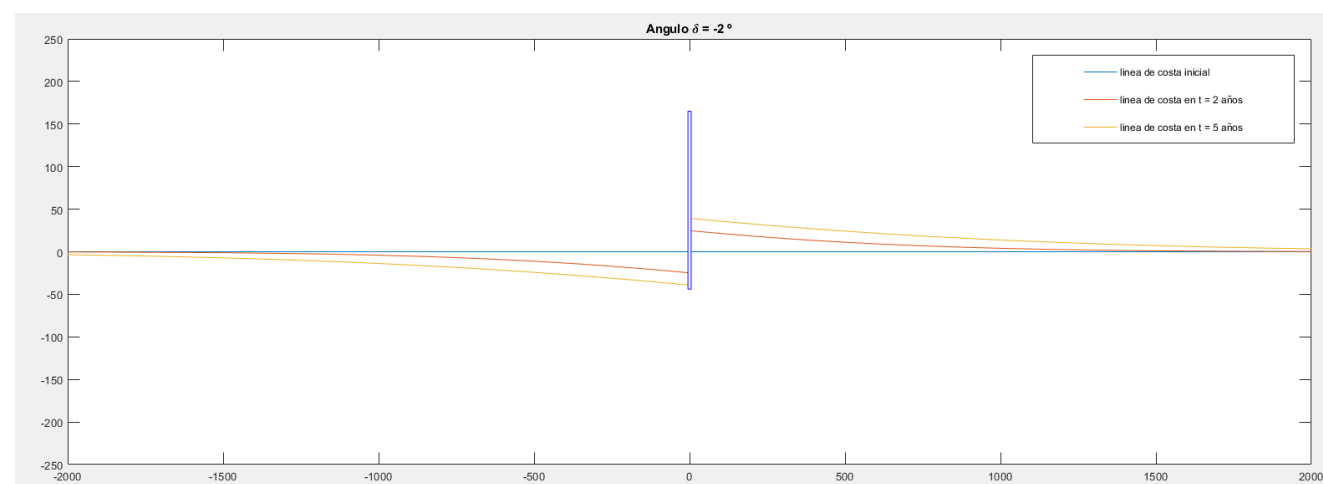


Figura 3. Evolución de la línea de costa. Oleaje incidente -3º

A continuación, se muestra la superposición de las salidas gráficas del modelo de una línea sobre imagen satelital de la zona de estudio junto con el espigón proyectado. Se observa el avance de la línea de orilla en la cara oeste del espigón, y el posible retroceso en la cara este. Se proyecta el espigón con resguardo suficiente de manera que la erosión producida nunca llegue a desconectarlo de la tierra.



Figura 4. Evolución de la línea de costa. Oleaje incidente -3º

Cabe destacar que la posición de la línea de orilla en un horizonte de 5 años es difícil que se alcance puesto que el material que se irá acumulando a barlomar del espigón será empleado para retroalimentaciones de la propia playa y perfilado de ésta según la necesidad. La función principal de este espigón no es el avance de la línea de orilla propiamente si no frenar la pérdida de material ocasionada por el arrastre longitudinal de sedimentos. El material que se irá depositando en el espigón será material procedente de la zona occidental de la playa por lo que el material aquí depositado tendrá que ser redistribuido periódicamente para evitar que la erosión en el tramo occidental avance. De este modo se evita tener que recurrir a fuentes externas de aportación de material y, además, se asegura la duración en el tiempo de los volúmenes vertidos.

De acuerdo al Shore Protection Manual (elaborado por US Army Corps of Engineers) la capacidad de retención de material de un espigón depende de la relación entre la profundidad de éste y el nivel mínimo del agua (BMVE): para profundidades mayores a 3 m el 100% del transporte longitudinal será retenido mientras que para profundidades comprendidas entre 1,2 y 3,0 m será retenido el 75%. En nuestro caso se ha proyectado un espigón hasta la cota -2.50 m (CA), teniendo en cuenta que la bajamar se encuentra a la cota -1.50 m, se tiene una profundidad de agua de 1 m por lo que la retención del transporte será menor de 75%.

En la modelación realizada se ha obtenido que durante los dos primeros años el material retenido será aproximadamente 94.345 m^3 , de donde se deduce que la acumulación anual será del orden de $47.000 \text{ m}^3/\text{año}$. Teniendo en cuenta la tasa de transporte calculada en el Anejo 6. Dinámica litoral, de casi $100.000 \text{ m}^3/\text{año}$, se tiene una retención del 47%.

Se reitera, no obstante, que las modelaciones se han realizado a partir de un tamaño de sedimento $D_{50} = 0,32 \text{ mm}$ y una batimetría determinada. En esta zona se han realizado rellenos de emergencia en los últimos meses por lo que es posible que la granulometría, así como la topobatimetría de la zona, haya cambiado respecto a los datos de campo tomados en 2016 y la tasa de transporte longitudinal sea diferente con la nueva granulometría.

4.2. PERFIL DE EQUILIBRIO

El modelo teórico de perfil de equilibrio ha sido el perfil propuesto por Dean, cuya formulación teórica se expone en el **Anejo 6. Dinámica Litoral**.

El tamaño medio de la arena de aportación considerado ha sido $D_{50} = 0.50 \text{ mm}$, según los resultados de los análisis granulométricos presentados en el **Anejo 8. Búsqueda y caracterización de préstamos**. Con base a este diámetro se ha calculado el perfil medio de la playa, aplicando la formulación del perfil de Dean: $h = A x^{\frac{2}{3}}$, obteniéndose el parámetro A en función de la velocidad de caída del grano ' ω ' (expresada en m/s): $A = K\omega^{0.44}$, con $K = 0.51$.

La Figura 2 muestra el perfil teórico de regeneración de playa obtenido mediante el software SMC (Sistema de Modelado Costero) y a partir del cual se han realizado las mediciones.

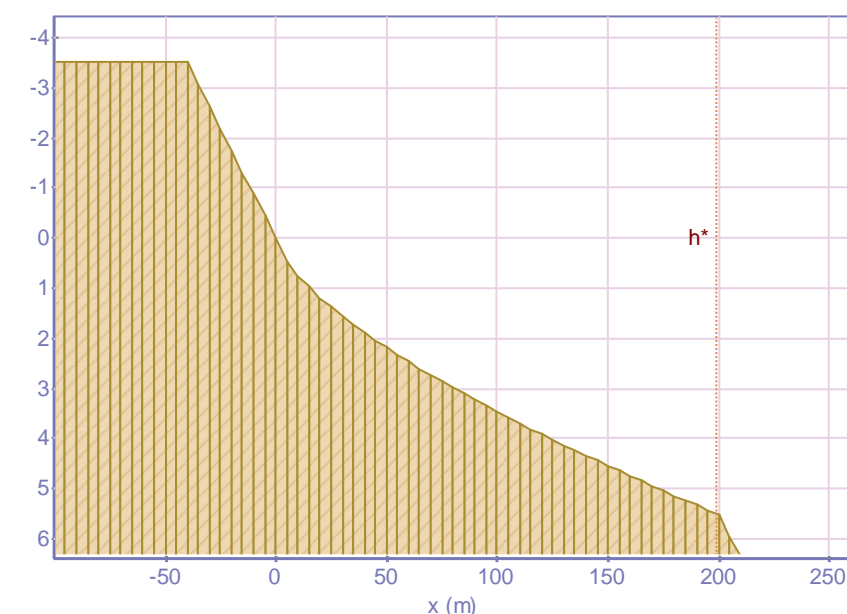


Figura 5. Perfil de la regeneración de la playa (SMS)

La cota de la berma se ha tomado variable, desde el extremo de poniente hasta el comienzo de la línea de edificación, se ha tomado igual a $+3.50 \text{ m}$, mientras que en la zona de las edificaciones se ha tomado igual a $+3.00 \text{ m}$ (ambas cotas referidas al cero de Alicante). El talud entre la línea de orilla y la berma se ha tomado $1\text{V}:12\text{H}$. En la zona de las edificaciones la berma queda por encima de la cota a la que éstas están edificadas por lo que tras la berma se proyecta una pequeña pendiente hacia las casas hasta alcanzar la cota $+2.50 \text{ m}$ permitiendo así el acceso a las viviendas.

4.3. CARACTERÍSTICAS DE LA ARENA DE APORTACIÓN

Según los resultados obtenidos en el análisis granulométrico de la zona de préstamos que se incluye en el **Anejo 8. Búsqueda y caracterización de préstamos**, el diámetro D_{50} considerado en el perfil de equilibrio es de $0,50 \text{ mm}$.

4.4. VOLUMEN DE APORTACIÓN

El volumen de aportación se obtiene a partir del valor teórico medido mediante perfiles multiplicándolo por el denominado Factor de sobrellenado R_A (*Overfill ratio* en inglés), que tiene en cuenta las diferentes características de la arena nativa (representado por la “n” de nativa) y la arena de aportación (representado por la “b” de *borrow*, préstamo en inglés) y que representa el volumen de arena de aportación (en m³) que se requiere para obtener 1 m³ de playa estable.

La condición mínima que conviene exigirle a la arena de aportación es que su tamaño medio D_{50} sea al menos igual que el de la arena nativa; también conviene que la dispersión granulométrica (medida a partir de la desviación típica σ) sea lo más parecida a la de la arena nativa. De esta manera el valor de R_A será menor, como puede apreciarse en la figura a continuación.

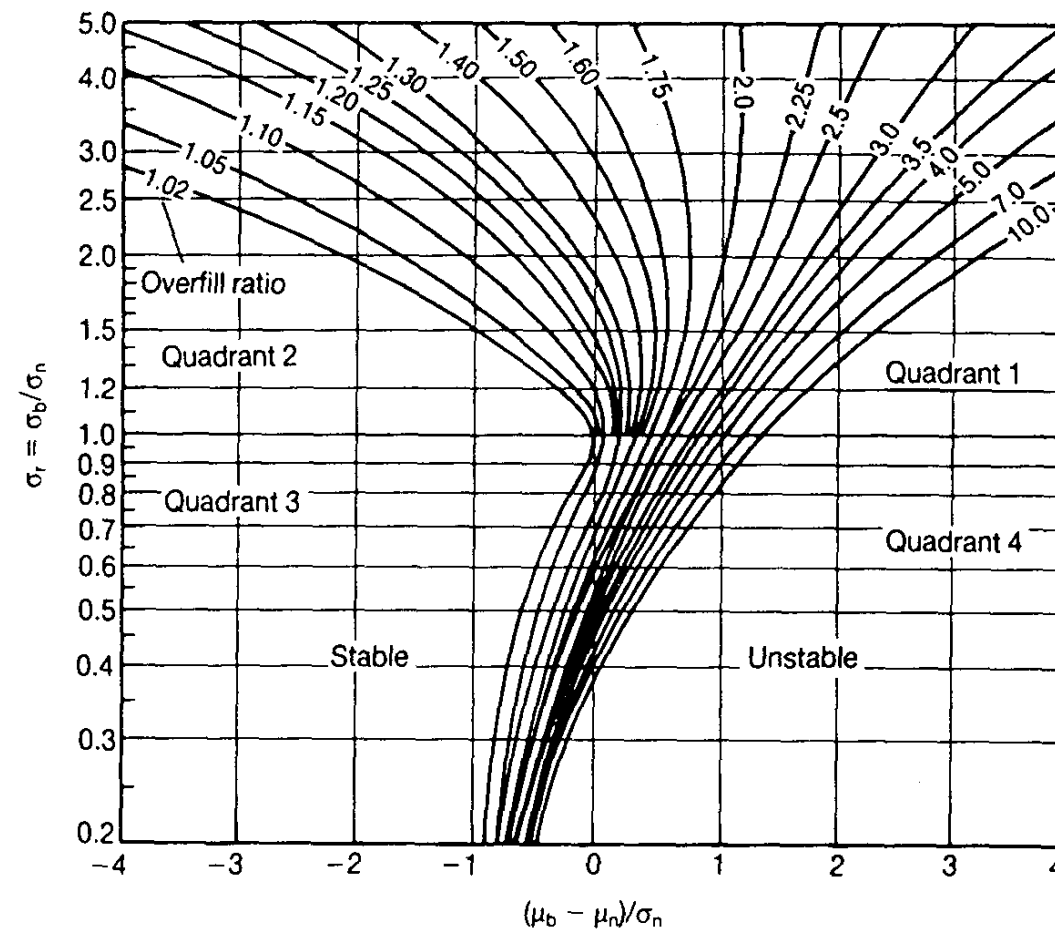


Figura 6. Factor de sobrellenado (Fuente: Coastal Engineering Manual)

En la Figura 7 se muestra la comparativa granulométrica de la arena nativa y de préstamo, donde se puede comprobar que la arena de préstamos tiene un tamaño y distribución similar:

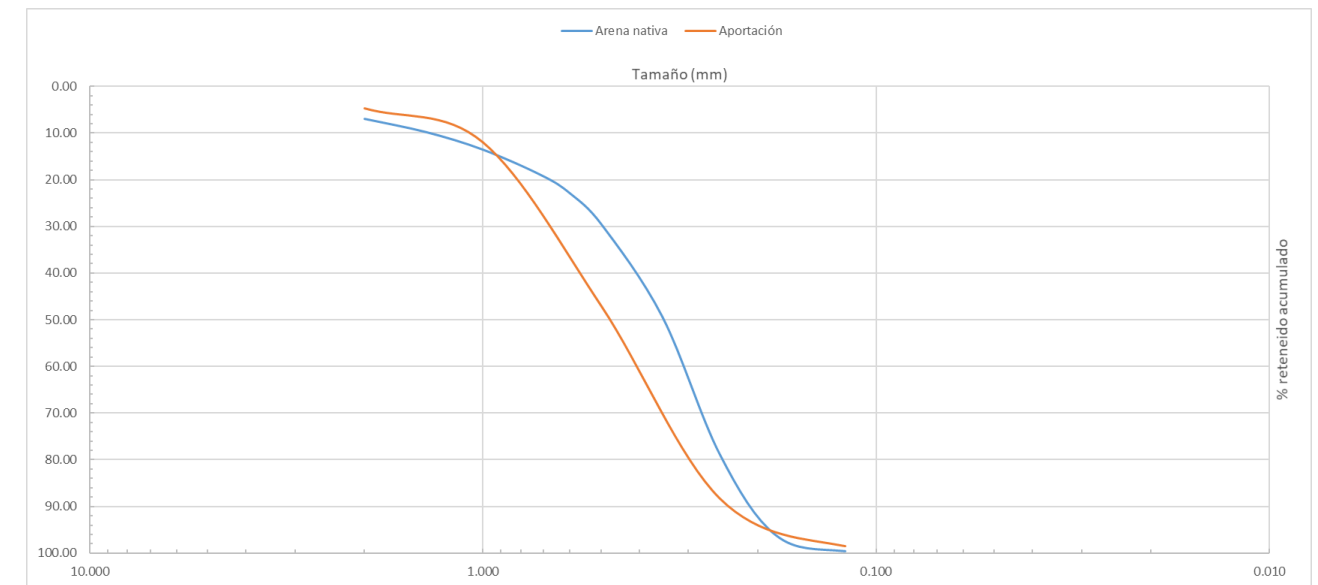


Figura 7. Comparación granulométrica de las arenas nativa y de préstamo

A partir de las características de la arena nativa y de préstamo, se obtiene el factor de llenado mediante el ábaco de la Figura 6, y a partir de los siguientes parámetros:

$$\frac{M_{\phi b} - M_{\phi n}}{\sigma_{\phi n}}$$

$$\sigma_{\phi b} / \sigma_{\phi n}$$

Donde M_{ϕ} es el diámetro medio de la arena y su desviación estándar, que pueden obtenerse mediante las expresiones:

$$M_{\phi} = (\phi_{84} + \phi_{50} + \phi_{16}) / 3$$

$$\sigma_{\phi} = (\phi_{84} + \phi_{16}) / 4 + (\phi_{95} + \phi_5) / 6$$

Donde:

ϕ se calcula mediante la expresión $\phi_x = -\log_2(D_x)$, siendo x el % de retención de la muestra. Por ejemplo, D_{84} es el tamaño del tamiz que retiene el 84% de la muestra.

	D ₅ (mm)	D ₁₆ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₈₄ (mm)	D ₉₅ (mm)
Arena nativa (n)	2.10	0.85	0.35	0.15	0.1
Arena préstamo (b)	2.03	0.98	0.48	0.19	0.1

Tabla 5. Diámetros del sedimento

	Ø ₅	Ø ₁₆	Ø ₅₀	Ø ₈₄	Ø ₉₅	MØ	σ _Ø
Arena nativa (n)	-1.07	0.23	1.51	2.74	3.32	1.50	1.36
Arena préstamo (b)	-1.02	0.03	1.06	2.40	3.32	1.16	1.32

Tabla 6. Cálculo del factor de sobrellenado

$$\frac{M_{\phi b} - M_{\phi n}}{\sigma_{\phi n}} = -0.246$$

$$\frac{\sigma_{\phi b}}{\sigma_{\phi n}} = 0.969$$

Entrando con estos parámetros en el ábaco de la Figura 6, resulta que estamos en el cuadrante 3, es decir, el material de préstamos es algo más grueso que el nativo y está mejor distribuido, de manera que el material de préstamo es apto para la regeneración, con un factor de sobrellenado de R_A=1.05.

Por tanto, el volumen de arena obtenido a partir de los perfiles de medición del Documento Nº 2 (Planos) y las Mediciones Auxiliares del Documento Nº 4, deberá ser multiplicado por este factor de sobrellenado. El volumen resultante será el volumen de arena que realmente deberá ser aportado.