Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

TRABAJO FINAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE PROTECCIÓN EN PASEOS MARÍTIMOS BAJO DIFERENTES ESCENARIOS DE EROSIÓN

Trabajo realizado por:

Añez Suarez, Langdon Seth

Dirigido por:

Puig Damians, Ivan

Gironella I Cobos, Francesc Xavier

Barcelona, octubre de 2024

Grado en:

Ingeniería de Obras Públicas (2010)

ÍNDICE GENERAL

Resumen 7

1. Introducción 8

1.1. Antecedentes 8

1.1.1. Historia de los Paseos Marítimos 8

1.1.2. Estructuras de Contención/Protección y Cambio Climático 9

1.2. Objetivos 10

1.2.1. Objetivo General 10

1.2.2. Objetivos Específicos 10

1.3. Metodologías y Enfoques 10

1.3.1. Método Analítico Tradicional (MAT) 11

1.3.1.1. Análisis Inicial de Estabilidad 11

1.3.1.2. Escenario 1: Erosión 15

1.3.1.3. Escenario 2: Carga Variable de Agua 21

1.3.1.4. Escenario 3: Combinación de Erosión y Carga de Agua 25

1.3.2. Método de Análisis de Elementos Finitos (MEF) 26

1.3.2.1. Plaxis 26

1.4. Análisis de estudios previos 27

1.4.1. Evaluación de la estabilidad en muro ciclópeo y voladizo utilizando modelos numéricos 28

1.4.2. Estabilidad externa en muros de concreto armado y ciclópeo utilizando modelos numéricos 31

2. Marco Teórico 34

2.1. Importancia del Estudio 34

2.4. Estudios Previos y Teorías Relacionadas 35

2.4.1. Estabilidad de Estructuras Marítimas 35

2.4.2. Erosión Costera 36

2.4.3. Efectos de Cargas Variables de Agua 37
2.4.4. Fallos en Sistemas de Drenaje 38
2.4.5. Factores de Seguridad 39
2.5. Clasificación General de Estructuras de Contención y Protección para Paseos Marítimos 41
2.5.1. Muros de Contención 42
2.5.1.1. Muros Gravitacionales 42
2.5.2.2. Muros en Ménsula 44
2.5.2.3. Muros de Contrafuerte 45
2.5.2.4. Muros Tablestacados 47
2.5.2. Diques Rompeolas 48
2.5.2.1. Diques Rompeolas Flotantes 48
2.5.2.2. Diques Rompeolas Rígidos 49
2.5.3. Revestimientos y Escolleras 51
2.5.4. Espigones 53
2.5.5. Restauración de Dunas 55
2.6. Análisis de la Costa Catalana 56
2.6.1. Descripción Geográfica 56
2.6.2. Clima Mediterráneo 57
2.6.3. Dinámica Litoral y Procesos Sedimentarios 58
2.6.4. Desafíos Específicos 58
2.6.4.1 Erosión Costera: Causas y Efectos 58
2.6.4.2. Impacto del Cambio Climático 59
2.6.5. Paseos Marítimos en la Costa Catalana 59
2.7. Normativas y Legislaciones Vigentes 62
3. Análisis Estructural 65
3.1. Elección de Estructura y Justificación 65

3.2. Análisis Estructural por Método Analítico Tradicional (MAT) 70

3.2.1. Análisis Inicial de Estabilidad 70

3.2.3. Escenario 1: Erosión 74

3.2.4. Escenario 2: Carga Variable de Agua 76

3.2.5. Escenario 3: Combinación de Erosión y Carga de Agua..... 79

3.3. Análisis Estructural por Método de Análisis de Elementos Finitos (MEF) 80

3.3.1. Flujo de Trabajo 80

3.3.2. Características del Modelo 82

3.3.3. Resultados 84

3.4. Comparación de resultados obtenidos por MAT y MET..... 88

4. Conclusiones 91

5. Referencias Bibliográficas 96

ÍNDICE TABLAS

Tabla 1. Resultados de factor de seguridad. Método análitico y por método numérico. Muro ciclópeo.. 29
Tabla 2. Casos de estudio establecidos por Briceño et al. (2022)..... 30
Tabla 3. Casos de análisis. H, es la altura del muro, C, representa la cohesión del suelo de relleno y Ep, corresponde al empuje pasivo. 32
Tabla 4. Resultados de factor de seguridad y desplazamiento total. 32
Tabla 5. Normas y Leyes Españolas. 62
Tabla 6. Normativas y Directrices internacionales..... 63
Tabla 7. Normativas y Leyes Catalanas. 64
Tabla 8. Tabla comparativa de las cualidades técnicas de diferentes opciones de protección/contención para el paseo marítimo de La Mar Bella. 67
Tabla 9. Tabla comparativa de las variables económicas generales referidas a las diferentes opciones de protección/contención para el paseo marítimo de La Mar Bella. 69
Tabla 10. Características más relevantes del material de relleno, del suelo de fundación y del muro. 83
Tabla 11. Propiedades Mecánicas Elásticas. 83
Tabla 12. Propiedades Mecánicas en Rotura..... 83
Tabla 13. Propiedades Hidraúlicas..... 83
Tabla 14. . Comparación de FSd obtenidos para MAT y MEF. 89

INDICE FIGURAS

Figura 1. Método Americano. Fuente: Universidad Politécnica de Cataluña (s.f.) 12
Figura 2. Diagrama básico de estabilidada exhibiendo el empuje pasivo (Ep) y el emupje activo (Ea).. 17
Figura 3. Empuje pasivo Rankine, según Método Americano. 18
Figura 4. Esquema de fuerzas de subpresión en la base del muro..... 22
Figura 5. Geometría del modelo utilizado en Plaxis 2D. 27
Figura 6. Condiciones geométricas y de borde del modelo para un muro ciclópeo.. 28
Figura 7. Imagen Plaxis. Condiciones geométricas. Muro en voladizo. 31
Figura 8. Muro gravitacional. a) Sin cimiento diferenciado, b) Con cimento diferenciado.. 42
Figura 9. Muro de Ménsula..... 44
Figura 10. Muro de Contrafuerte. a) En trasdós, b) En intradós. 46
Figura 11. Esquema Rompeolas Flotante. 48
Figura 12. Esquema Rompeolas en Talud. 50
Figura 13. Esquema Rompeolas Vertical. 50
Figura 14. Proceso constructivo de una escollera artificial.. 52
Figura 15. Espigón en el Canal del Morro, Chile. 54
Figura 16. Paseo Marítimo de La Mar Bella. Ajuntament de Barcelona. 65
Figura 17. Análisis inicial de estabilidad del muro de ménsula, construido en el Paseo Marítimo de La Mar Bella como estructura de contención, aplicando el Método Americano. 72
Figura 18. Variación de los factores de seguridad frente a diferentes escenarios de erosión..... 76
Figura 19. Fases simuladas asociadas a las condiciones evaluadas..... 82
Figura 20. Output Plaxis: a) Estado inicial – sin erosión ni carga variable de agua, b) Erosión de la base, c) Carga variable en el intradós y d) Erosión de la base y carga variable de agua. 84
Figura 21. Factores de Seguridad Global para cada Situación Analizada. 85
Figura 22. A) Output Fase 4: Factor de Seguridad Caso erosión A) y B) Output Fase 8: Caso Combinado de Erosión y Carga Variable de Agua. 86

Figura 23. Deformaciones de corte en rotura (rango 0 - 5%): a) Estado inicial – sin erosión ni carga variable de agua, b) Erosión de la base, c) Carga variable en el intradós y d) Erosión de la base y carga variable de agua. 87

Resumen

El presente Trabajo de Fin de Grado se centra en el análisis y evaluación de la estabilidad de los muros de contención más importantes del Paseo Marítimo de La Mar Bella, Barcelona, bajo diferentes escenarios de erosión y carga variable de agua. Se utilizó el método analítico tradicional (MAT) para determinar los factores de seguridad al vuelco y al deslizamiento en condiciones normales y adversas. Luego, estos valores se contrastaron con los factores de seguridad obtenidos, para las mismas situaciones consideras para el MAT, por medio del método de análisis de elementos finitos (MEF) utilizando el software Plaxis.

Los resultados obtenidos con el MAT indicaron que, en condiciones normales, los factores de seguridad eran satisfactorios, 2,68 para el vuelco y 2,06 para el deslizamiento. Sin embargo, al introducir situaciones hipotéticas de erosión y carga variable de agua, estos factores disminuyeron significativamente, llegando a cruzar límites críticos en ambos escenarios para el factor de seguridad al deslizamiento ($FS_{Deslizamiento}$). Por otra parte, el MEF arrojó valores menos conservadores en todas las situaciones evaluadas, superando en todos los casos los límites críticos recomendados para este tipo de estructuras. No obstante, los resultados obtenidos con el MEF mostraron coherencia en relación a lo obtenido con el MAT en lo que respecta a la influencia de cada condición analizada sobre las magnitudes de los FS.

Finalmente, se presentaron recomendaciones específicas para mejorar la estabilidad de los muros de contención en el Paseo Marítimo de La Mar Bella. Estas incluyeron, la revisión e implementación de sistemas de drenaje, la estabilización del suelo mediante inyecciones de cemento y geotextiles, y la combinación de diferentes tipos de estructuras de contención y protección. Además, se sugirió la utilización de tecnologías de monitoreo en tiempo real para detectar cambios estructurales y anticipar posibles fallos, asegurando así la vida útil de las infraestructuras costeras frente a los desafíos climáticos y ambientales emergentes.

1. Introducción

El presente trabajo se centra en el análisis estructural del Paseo Marítimo de La Mar Bella, más específicamente, en las estructuras de contención y protección que constituyen dicho paseo. Siguiendo esta línea, este estudio examinará la estructura de contención/protección más importante dentro de las contempladas, evaluando su estabilidad bajo diferentes condiciones ambientales y los desafíos específicos que enfrentan debido a la erosión costera y las cargas de agua.

Además, se revisarán estudios previos y teorías relevantes, que forman la base del conocimiento actual en el análisis estructural de estas construcciones. Cabe destacar que, también, se abordarán de forma teórica y práctica las metodologías empleadas, MAT y MEF, para evaluar la estabilidad y seguridad de las estructuras.

Por otro lado, se proporcionará una visión general de la evolución histórica de los paseos marítimos, destacando su importancia en la infraestructura costera y su impacto socioeconómico. Asimismo, se abordarán las leyes y normativas españolas aplicables a las construcciones marítimas, proporcionando un marco legal y regulador que guía el diseño y mantenimiento de estas infraestructuras. Esto último, permitirá entender no solo los aspectos técnicos, sino también los requisitos legales y normativos que deben cumplirse para garantizar la seguridad y sostenibilidad de los paseos marítimos en la costa catalana.

1.1. Antecedentes

1.1.1. Historia de los Paseos Marítimos

Los paseos marítimos han sido una característica prominente de las ciudades costeras desde la antigüedad, por ejemplo, en la Roma clásica, se construían caminos costeros para facilitar el comercio y el transporte (Marsh, 2012). Pero no fue hasta la época del Renacimiento, que estos paseos comenzaron a adquirir un carácter más recreativo, especialmente en las ciudades europeas como Venecia y Génova. En el siglo XIX, con el auge del turismo marítimo, muchas ciudades costeras europeas, como Brighton en Inglaterra y Niza en Francia, desarrollaron paseos marítimos más elaborados, destinados a proporcionar espacios de esparcimiento para residentes y turistas (Travis, 1993).

En España, ciudades como San Sebastián y Barcelona comenzaron a desarrollar sus paseos marítimos a principios del siglo XX, integrándolos en

planes urbanos más amplios para mejorar la accesibilidad costera y promover el turismo (García, 2010). En especial, La Playa de la Concha en San Sebastián, es un ejemplo destacado de cómo los paseos marítimos han sido fundamentales en el desarrollo urbano y turístico de las regiones en las que han sido construidos. En este contexto, la combinación de belleza natural y accesibilidad ha hecho de estos lugares un elemento esencial en la infraestructura costera española, sirviendo tanto para la recreación como para la protección contra la erosión y las inundaciones (Barragán, 2003).

1.1.2. Estructuras de Contención/Protección y Cambio Climático

Las estructuras de contención y protección en paseos marítimos han experimentado un desarrollo considerable, adaptándose a los desafíos ambientales y climáticos contemporáneos.

Inicialmente, se utilizaban materiales locales y técnicas constructivas tradicionales, que ofrecían una resistencia limitada frente a fenómenos naturales como oleajes intensos y erosión. Con el avance de la ingeniería y la ciencia de materiales, se han desarrollado técnicas y materiales más sofisticados que mejoran la durabilidad y efectividad de estas estructuras.

En la costa catalana, en particular, la vulnerabilidad y el deterioro de las playas se han acentuado en las últimas décadas debido a los frecuentes azotes de temporales, incluyendo lluvias intensas, fuertes oleajes, erosión e inundaciones, y el aumento del nivel del mar (Gironella et al., 2023). Estos fenómenos han agravado los problemas existentes, haciendo visibles las deficiencias de las infraestructuras costeras y generando preocupaciones sobre el futuro de los paseos marítimos y otras construcciones litorales ante eventuales cambios climáticos (Lopez-Doriga, 2022). En este contexto, la administración de la Generalitat de Catalunya destaca el Plan de Estudios al Cambio Climático elaborado para un conjunto representativo de paseos marítimos de la costa catalana, implementado en 2023. Este plan expone una diagnosis actual de la situación y los potenciales riesgos derivados del cambio climático, enfatizando en la necesidad de adaptar y reforzar las infraestructuras costeras para mitigar los efectos adversos, actuales y futuros, del entorno (Gironella et al., 2023).

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

El objetivo de este trabajo es evaluar la estabilidad de la estructura principal de protección/contención del Paseo Marítimo de La Mar Bella ubicado en Barcelona, bajo diferentes escenarios adversos. Esto se realizará implementando modelos matemáticos y técnicas de ingeniería, con el fin de elaborar soluciones eficientes que mejoren la resistencia y durabilidad de esta infraestructura, garantizando su funcionalidad y seguridad a largo plazo. Además, se contemplarán las normativas y legislaciones vigentes en España y en Catalunya.

1.2.2. Objetivos Específicos

I. Evaluar la estabilidad del paseo marítimo escogido bajo condiciones genéricas: Considerando el peso de la estructura, la carga de uso y el sistema de drenaje.
II. Analizar la influencia de la erosión en la estabilidad de la estructura: Evaluar la pérdida de material delante de la estructura y su impacto en la estabilidad.
III. Estudiar el impacto de una cantidad variable de agua sobrepasando la estructura: Evaluar la acumulación de agua en el trasdós debido a un sistema de drenaje ineficiente y su impacto en la estabilidad.
IV. Integrar los escenarios de erosión y carga de agua: Evaluar el impacto conjunto en la estabilidad y factores de seguridad de la estructura.
V. Determinar los factores de seguridad al deslizamiento y al vuelco en cada uno de los escenarios anteriores.

1.3. Metodologías y Enfoques

En este apartado se detallan las metodologías empleadas para abordar los procedimientos de cálculo numérico y los métodos analíticos requeridos para evaluar la estabilidad del muro de contención tipo ménsula, la estructura de protección más relevante del Paseo Marítimo de La Mar Bella, bajo diversas condiciones específicas.

Cabe agregar que, la selección de la estructura sometida a estudio fue realizada en base a documentos pertenecientes al Ajuntament de Barcelona, en los cuales

se puede apreciar la predominancia del muro tipo ménsula sobre otras estructuras que integran el Paseo Marítimo de La Mar Bella. Esto último, es explicado con más detalle en la *sección 3.1*.

Adicionalmente, es importante mencionar que el marco teórico vinculado con las *secciones 1.3.1*. y *1.3.2.*, abordadas a continuación, será implementado de forma práctica a lo largo del *apartado 3.*

1.3.1. Método Analítico Tradicional (MAT)

Los métodos analíticos tradicionales (MAT) son enfoques clásicos que se utilizan para evaluar la estabilidad de estructuras costeras. Estos, se basan en comparaciones sencillas de fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras, calculando un Factor de Seguridad (FS) según el criterio de falla de Mohr-Coulomb. En el análisis de estabilidad inicial, el MAT permite determinar si la estructura puede resistir condiciones normales, por otro lado, para situaciones de erosión y cargas de agua variables, estos métodos son aplicados ajustando las condiciones de borde.

1.3.1.1. Análisis Inicial de Estabilidad

Para llevar a cabo este análisis, se utilizará la metodología expuesta en los apuntes teóricos de clase; Universidad Politécnica de Cataluña (s.f.).

En primer lugar, de debe calcular el peso de la estructura mediante la siguiente ecuación:

$$W = \gamma_h * B * h_m$$

Donde:

W: es el peso de la estructura; kN/m.

γ_h: es el peso específico del hormigón armado; kN/m³.

B: es la longitud transversal de la base del muro, teniendo en cuenta el espesor del muro y la longitud del talón trasdós; m.

h_m: es la altura total del muro; m. Aquí, a efectos prácticos, se puede considerar un promedio entre la mayor altura y menor altura observadas.

Una vez establecida la ecuación que permite determinar el peso de la estructura, se debe calcular el empuje activo (E_a). No obstante, para poder obtener dicho valor, es necesario calcular K_a. Este último factor se logra determinar aplicando el Método Americano (*figura 1*) que, a su vez, considera la aplicación de Rankine para obtener K_a.

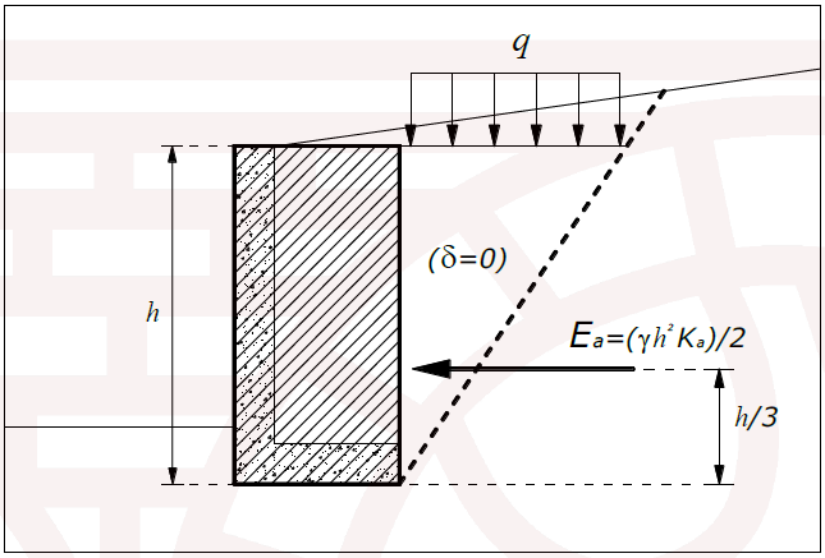


Figura 1. Método Americano. Fuente: Universidad Politécnica de Cataluña (s.f.)

El método americano es una estrategia simplista que puede aplicarse a tipos de muro con trasdós no vertical, incluyendo trasdós tipo L o T invertida, como es el caso del tipo de muro analizado en el presente proyecto. La antes mencionada metodología, consiste en convertir cualquiera de estos muros trasdós no verticales (tanto L como T invertida) en verticales, a partir del punto más interior del mismo y luego calcular el empuje activo mediante el método de Rankine ($\boldsymbol{\delta}$ = 0; Siendo este factor el ángulo de contacto tierras-muro).

A posterior, se aplicará la metodología Rankine que considera suelos no cohesivos ($c = 0$):

$$K_a = tan^2(45^o - \frac{\phi}{2})$$

Donde:

K_a: coeficiente de empuje activo del suelo; adimensional.

ϕ: es el ángulo de fricción interna del suelo; grados.

Una vez obtenido K_a es posible determinar el empuje activo del suelo, E_a, mediante la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * (h_m)^2$$

Donde:

γ_s: es el peso específico del suelo no saturado; kN/m³.

E_a: es el empuje activo del suelo; kN/m.

Al valor de h_m se le puede incluir un valor adicional que corresponde con la altura de tierras, h_0, que produciría la sobrecarga q, siendo este último valor referido a la sobrecarga uniformemente repartida en la superficie del trasdós.

$$h_o = \frac{q}{\gamma}$$

Dicha sobrecarga *q* es debida al tránsito vehicular y de transeúntes sobre el Paseo Marítimo de La Mar Bella. Estos valores están tabulados y ampliamente estudiados para diferentes casos, uno de estos estudios se encuentra plasmado en un documento publicado por Indian Standard en 1989 y revisado en 2008.

Al incorporar dicho valor al cálculo, la ecuación de E_a queda de la siguiente manera:

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * (h_m + h_0)^2$$

Una vez realizado el análisis exploratorio antes explicado, es indispensable calcular los factores de seguridad para poder evaluar la estabilidad de la estructura. Los factores a calcular serán, el factor de seguridad al vuelco y al deslizamiento.

$$FS_{Vuelco} = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}}$$

Donde:

$\sum M_{estabilizadores}$: momentos estabilizadores; kN.

$\sum M_{volcadores}$: momentos volcadores; kN.

Teniendo cuenta solo el peso del muro y el empuje activo en el trasdós (es una práctica habitual despreciar el empuje pasivo en el intradós), es posible aplicar la siguiente fórmula simplificada:

$$FS_{Vuelco} = \frac{Wc}{E_a a}$$

Donde:

a*:* es la distancia perpendicular desde la línea de aplicación del empuje activo al punto de vuelco; m.

c*:* es la distancia perpendicular desde la línea de aplicación del peso al punto de vuelco; m.

Según el Método Americano expuesto en la *figura 1*, a y c se obtienen de la siguiente manera:

$$a = \frac{h_m}{3}$$

$$c = \frac{B}{2}$$

Se exige, en general, que FS_{Vuelco} sea superior o igual a 2 en estados permanentes y 1,5 para estados transitorios.

Por último, se calcula el $FS_{Deslizamiento}$:

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{\sum T_{resistentes}}{\sum T_{desestabilizadores}}$$

Donde:

$\sum T_{resistentes}$: fuerzas estabilizadoras, resistencia al corte del contacto tierra-muro (rozamiento); kN.

$\sum T_{desestabilizadores}$: fuerzas desestabilizadoras, empuje; kN.

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{(W + E_{av}) * \tan(\phi)}{E_{ah}}$$

Donde:

E_{av}: es la componente vertical del empuje activo del suelo; kN/m.

E_{ah}: es la componente horizontal del empuje activo del suelo; kN/m.

En este caso en particular, dada la aplicación del Método Americano, se puede considerar que se está analizando un trasdós vertical y, por tanto, α = 0º.

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{(W + \mathrm{E}_a \cdot \mathrm{sen}(\alpha)) * \tan(\phi)}{\mathrm{E}_a \cdot \cos(\alpha)}$$

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{(W) * \tan(\phi)}{\mathrm{E}_a}$$

Se exige, FS_{Vuelco} sea superior a 1,5 en todos los casos.

Es importante agregar que, aunque el muro a estudiar es del tipo ménsula, es decir, una T invertida, solo se muestra el talón correspondiente al trasdós en la *figura 1,* ya que era la forma en la que el método americano fue explicado en los apuntes de clase de la Universidad Politécnica de Cataluña (s.f.). Lo antes mencionado no cambia el enfoque a aplicar, como se verá en la *sección 3.2*., sin embargo, se optó por mantener la explicación proveniente de la bibliografía sin realizar cambios, con el fin de proporcionar un entendimiento integral de la metodología abordada aquí.

1.3.1.2. Escenario 1: Erosión

En el procedimiento de cálculo explicado en la sección anterior, no se tuvo en cuenta el empuje pasivo, debido a que presenta varios desafíos prácticos y teóricos que justifican su exclusión.

En primer lugar, las deformaciones necesarias para el desarrollo completo del empuje pasivo son significativamente mayores que las requeridas para el empuje activo, lo cual puede ser incompatible con las condiciones de la estructura y las infraestructuras circundantes. Además, los métodos tradicionales, como los de

Coulomb y Rankine, suelen sobreestimar el empuje pasivo debido a la simplificación de suponer superficies de rotura planas cuando en realidad son curvas. Este sobreestimado puede llevar a una falsa sensación de seguridad y comprometer la precisión de los cálculos de estabilidad (Universidad Politécnica de Cataluña, s.f.; Terzaghi et al., 1996).

Por otra parte, la zona donde se desarrolla el empuje pasivo, en la base del muro del intradós, a menudo está compuesta de terreno de aportación, el cual puede no estar suficientemente compactado y es susceptible a variaciones como excavaciones, instalación de servicios y erosión a lo largo del tiempo. La falta de conocimiento precisa sobre este terreno en el pie del muro puede llevar a importantes errores en los cálculos (Universidad Politécnica de Cataluña, s.f.; Terzaghi et al., 1996).

Desde una perspectiva práctica, se puede decir que, no considerar el empuje pasivo puede ser una estrategia de diseño conservadora para asegurar la estabilidad estructural. Por ejemplo, el terreno en esta área puede sufrir cambios significativos debido a factores ambientales o actividades humanas, lo cual puede reducir la efectividad del empuje pasivo. Por esta razón, a menudo se opta por no incluirlo en los cálculos, para garantizar que el diseño no dependa de variables difíciles de controlar (Universidad Politécnica de Cataluña, s.f.; Terzaghi et al., 1996).

El empuje pasivo, como ya fue mencionado, ejerce su efecto en la base del muro del lado del intradós, como puede observarse en la *figura 2*. Este empuje es favorable para la estabilidad, aunque no haya sido tenido en cuenta en la metodología planteada en la *sección 1.3.1.*, por las razones explicadas en los párrafos anteriores.

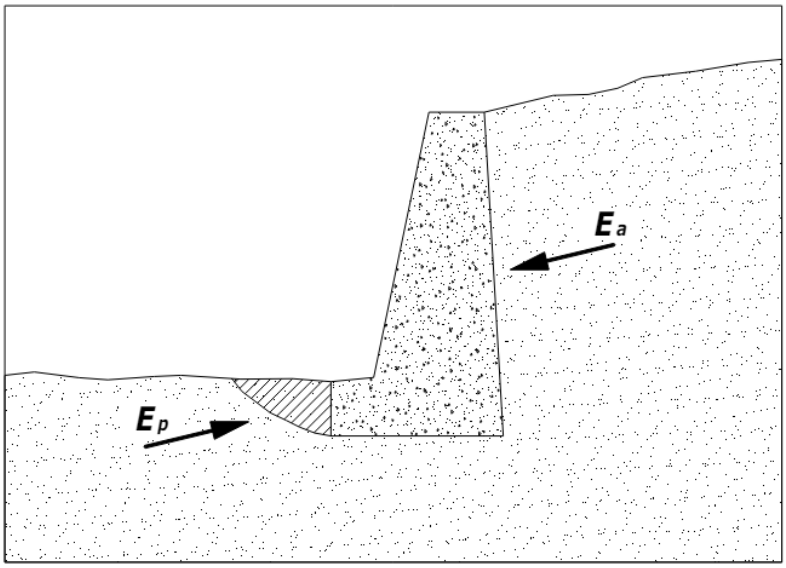


Figura 2. Diagrama básico de estabilidada exhibiendo el empuje pasivo (Ep) y el emupje activo (Ea). Fuente: Universidad Politécnica de Cataluña, s.f.

En el caso de un escenario de erosión conocido, es necesario tener en cuenta este empuje, ya que los factores seguridad al vuelco y al deslizamiento se verán afectados, y, por ende, se verá afectada la estabilidad de la estructura.

La *figura 2*, muestra un muro en forma de L afectados por un empuje activo y otro pasivo. Aunque la estructura estudiada en el presente proyecto tiene forma de T invertida, la imagen antes mencionada puede servir como punto de partida para explicar las condiciones que serán tenidas en cuenta según el escenario planteado en este apartado.

Una vez establecidas las bases teóricas que permitirán entender el procedimiento de cálculo, es importante establecer un escenario de erosión de probable ocurrencia en las costas catalanas. En este sentido, se considerará un escenario de erosión que implique una reducción del 50% del nivel de material del lado del intradós. Este elevado porcentaje permitirá poner a prueba la estabilidad de la estructura en una condición sumamente extrema, aunque no tan improbable según las proyecciones publicadas por el Gobierno de España (2020) para el año 2100.

Esta reducción se aplicará al nivel aproximado del terreno del lado del intradós. Dado que, en análisis previos, no se utilizó el empuje pasivo para evaluar la estabilidad mediante los factores de vuelco y desplazamiento, y considerando que el empuje pasivo es un efecto estabilizante, se tomará esta reducción del terreno como una situación desestabilizadora. De este modo, no será necesario

introducir el empuje pasivo pre-erosión (E_p) como un factor estabilizante en la metodología ya implementada en los cálculos realizados previamente (*sección 1.3.1.)*, sino que, se evaluarán los factores ya estimados en el análisis inicial de estabilidad y, teniendo en cuenta las mismas suposiciones, simplemente se introducirá un término desestabilizante proveniente de la resta de los empujes pasivos pre y post erosión.

Inicialmente, para llevar a cabo lo antes explicado, es necesario considerar lo siguiente:

- Afines prácticos, E_p será denominado empuje pasivo pre-erosión y se sumará otro término para hacer referencia al empuje pasivo post-erosión, E_{pr}.
- La altura h_m corresponderá con la sección del muro recubierta en el intradós.
- Se considerará el Método Americano también, para mantener coherencia con la metodología explicada en la *sección 1.3.1.*, por lo cual, α = 0º para trasdós vertical. De esta manera, el intradós, al igual que se consideró para el trasdós, será valorado como pseudovertical.
- En línea con el Método Americano, se utilizará la metodología Rankine (por tanto: $\boldsymbol{\delta}$ = 0) para obtener los valores de los empujes pasivos (*Figura 3*).

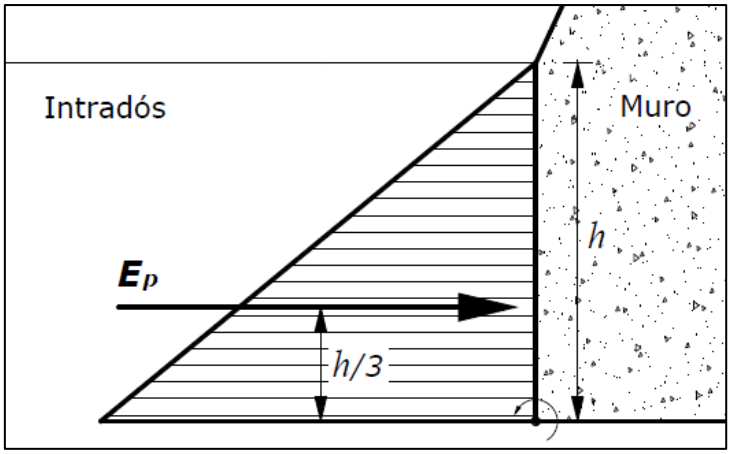


Figura 3. Empuje pasivo Rankine, según Método Americano. Fuente: Universidad Politécnica de Cataluña, s.f.

Una vez abordado todo el marco conceptual referido al procedimiento de cálculo que será aplicado, se pueden plantear las ecuaciones a utilizar para el cálculo de E_p y E_{pr}.

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_s * (h_{mi})^2$$

$$E_{pr} = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_s * (h_{mir})^2$$

Donde:

h_{mi}: es la sección del muro recubierta en el intradós pre-erosión; m.

h_{mir}: es la sección del muro recubierta en el intradós post-erosión; m.

K_P: coeficiente de empuje pasivo del suelo; adimensional.

Según el método de Rankine, K_P se puede determinar de la siguiente forma:

$$K_p = tan^2(45^o + \frac{\phi}{2})$$

Luego de establecer el procedimiento de cálculo para E_p y E_{pr}, se pueden abordar los factores de seguridad.

Por un lado, con respecto al factor de vuelco se tendrá que:

$$FS_{Vuelco} = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}}$$

$$FS_{Vuelco} = \frac{Wc - (E_p b - E_{pr} b_r)}{E_a a}$$

Donde:

$(E_p b - E_{pr} b_r)$: momento estabilizante perdido por el efecto de la erosión; kN.

E_p: empuje pasivo antes del proceso erosionante; kN/m.

E_{pr}: empuje pasivo luego del proceso erosionante; kN/m.

b: es la distancia perpendicular desde la línea de aplicación del empuje pasivo al punto de vuelco antes del proceso erosionante; m.

b_r: es la distancia perpendicular desde la línea de aplicación del empuje pasivo al punto de vuelco luego del proceso erosionante planteado; m.

Por otro lado, para el factor de deslizamiento, se tomará en cuenta lo siguiente:

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{\sum T_{resistentes}}{\sum T_{desestabilizadores}}$$

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{\left(W + E_{av} - E_{pv}\right) * \tan(\phi)}{E_{ah} - E_{ph}}$$

Donde:

E_{pv}: es la componente vertical del empuje pasivo del suelo antes del proceso erosionante; kN/m.

E_{ph}: es la componente horizontal del empuje pasivo del suelo antes del proceso erosionante; kN/m.

Pero, considerando el escenario de erosión planteado:

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{\left(W + E_{av} + (E_{pv}b - E_{pvr}b_r)\right) * \tan(\phi)}{E_{ah} + (E_{ph}b - E_{phr}b_r)}$$

Donde:

$(E_{pv}b - E_{pvr}b_r)$: fuerza estabilizadora ganada por el efecto de la erosión; kN.

$(E_{ph}b - E_{phr}b_r)$: fuerza desestabilizadora ganada por el efecto de la erosión; kN.

E_{pvr}: es la componente vertical del empuje pasivo del suelo después del proceso erosionante; kN/m.

E_{phr}: es la componente horizontal del empuje pasivo del suelo después del proceso erosionante; kN/m.

Pero como α = 0º, la ecuación antes mostrada se puede desarrollar de la siguiente manera:

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{\left(W + \mathrm{E}_a \cdot \mathrm{sen}(\alpha) + (E_p \,.\mathrm{sen}(\alpha) - E_{pr} \cdot \mathrm{sen}(\alpha))\right) * \tan(\phi)}{\mathrm{E}_a \cdot \cos(\alpha) + (E_p \,.\cos(\alpha) - E_{pr} \cdot \cos(\alpha))}$$

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{(W) * \tan(\phi)}{\mathrm{E}_a + (E_p - E_{pr})}$$

Es importante destacar que la metodología propuesta hasta aquí se desarrolló utilizando distintas referencias como apoyo, entre ellas, Universidad Politécnica de Cataluña (s.f.), Worley Pearson (2013), Das (2010) y Terzaghi (1996).

1.3.1.3. Escenario 2: Carga Variable de Agua

La metodología aplicada en este escenario propuesto consistirá en simular una carga variable de agua en ambos lados del muro de contención, la cual, se acumula debido a un sistema de drenaje ineficiente.

El análisis de este escenario implicará estudiar dos situaciones distintas asociadas a la ocurrencia de una tormenta, cuya duración total será de 6 horas:

- Por un lado se considerará que el agua que sobrepasa la estructura y se acumula de forma progresiva a ambos lados del muro, alcanzando una altura máxima de 2 m tanto en el intradós (generando una saturación completa) y el trasdós en un periodo de 3 horas.
- Por otro lado, se evaluará una situación en la que, tras un período de 6 horas y una vez concluida la tormenta, se asume que el nivel freático se incrementó en la zona del trasdós hasta alcanzar una altura de 4,5 m y de 2 m en el intradós, generándose, de esta manera, una saturación total a ambos lados del muro.

Para poder estudiar los factores de seguridad al vuelco y al deslizamiento es necesario, inicialmente, abordar el cálculo del peso efectivo de la estructura considerando la fuerza de subpresión o empuje ascendente causado por el agua sobre la base de la estructura:

$$W_{efectivo} = W - F_{subp}{}'$$

Donde:

$W_{efectivo}$: peso efectivo de la estructura, kN/m.

W: es el peso de la estructura; kN/m.

$F_{subp}{}'$: es la fuerza de subpresión o empuje ascendente causado por el agua, que depende del área en contacto con el agua y la presión hidrostática; KN/m

A su vez, la fuerza de subpresión ($F_{subp}{}'$), esquematizada en la *figura 4*, se expresa de la siguiente manera:

$$F'_{subp} = F_{subp_1} + F_{subp_2}$$

Donde:

F_{subp_1}: Presión hidrostática sobre la base del muro

F_{subp_2}: Presión hidrostática adicional que se genera en la parte superior del muro

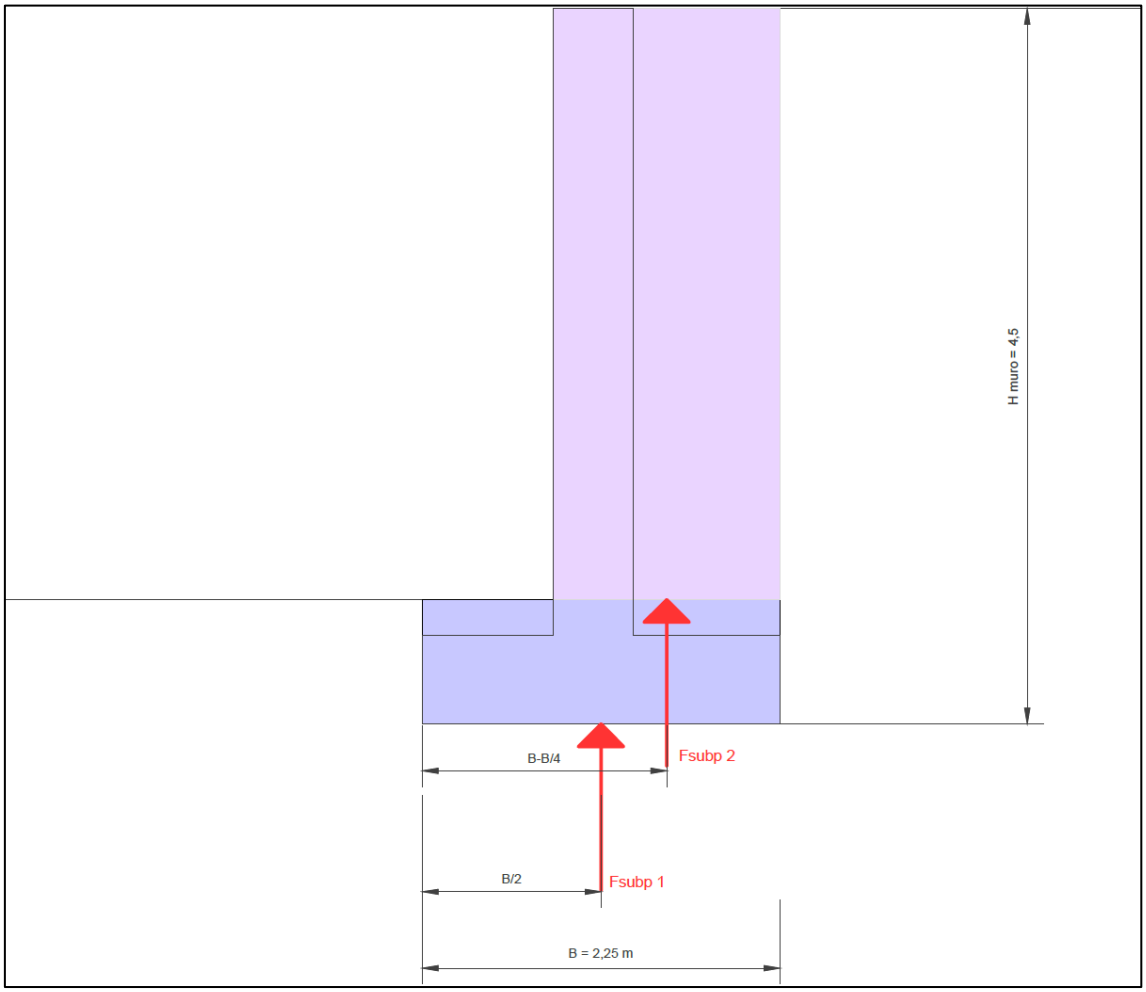


Figura 4. Esquema de fuerzas de subpresión en la base del muro

A su vez:

$$F_{subp_1} = \gamma_w \times {h_{NF}}^2 \times B$$

$$F_{subp_2} = \gamma_w \times (h'_{NF} - h_{NF})^2 * \frac{B}{2}$$

Donde:

γ_w: es el peso especifico del agua 9,81 KN/m³

$(h_{NF} - h_{NF})$: es la diferencia de altura del nivel freatico entre el trasdós y el intrados con respecto a la subpresión generada en la cara interna del muro.

A posterior, se debe ajustar la ecuación que permite obtener el empuje activo total, abordada en la *sección 1.3.1.1,* de la siguiente manera:

$$E_{a_{Total}} = E_a{}' + E_{a_w}$$

Donde*:*

$E_{a_{Total}}$: empuje activo total empuje total activo de tierras, teniendo en cuenta el empuje activo del suelo saturado y el empuje incorporado por la acumulación de agua en el trasdós; kN/m.

$E_a{}'$: empuje activo efectivo; kN/m.

E_{a_w}: empuje activo del agua; kN/m.

El empuje activo efectivo se puede expresar de la siguiente manera:

$$E_a{}' = E_{a1} + E_{a2} + E_{a3} + E_{a4}$$

Donde:

E_{a1}: $empuje\ acticvo\ generado\ por\ la\ carga\ de\ uso\ variable\ q\ aplicado\ sobre\ la\ superficie\ del\ terreno;$ kN.

E_{a2}: $empuje\ activo\ generado\ por\ el\ suelo\ seco;$ kN.

E_{a3}: $empuje\ generado\ por\ el\ suelo\ saturado\ por\ debajo\ del\ nivel\ freático;$ kN.

E_{a4}: $empuje\ adicional\ generado\ por\ la\ carga\ y\ el\ peso\ seco, que\ actua\ sobre\ una\ porción\ del\ suelo\ saturado;$ kN.

Cada uno de esto empujes, pueden encontrarse mediante las siguientes ecuaciones:

$$E_{a1} = q * H_{seco} * k_a$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * (H_{seco})^2$$

$$E_{a3} = \frac{1}{2} * K_a * \gamma' * (h_w)^2$$

$$E_{a4} = k_a * (q + \gamma_s * H_{seco}) * h_w$$

Donde:

h_w: es la altura del nivel freático en el trasdós; m.

γ': peso específico sumergido del suelo bajo el N.F.; kN/m³.

H_{seco}: es la altura de suelo seco ($H_{seco} = h_m - h_w$)

A su vez, el peso específico sumergido del suelo bajo el N.F. (γ') se obtiene de la resta entre el peso específico del suelo saturado y el peso específico del agua.

$$\gamma' = \gamma_{s_{saturado}} - \gamma_w$$

Donde:

γ_w: es el peso específico del agua; 9,8 kN/m³.

$\gamma_{saturado}$: es el peso específico del suelo saturado; kN/m³.

Por otra parte, el empuje activo del agua se calcula de la siguiente manera:

$$E_{a_w} = \frac{1}{2} * K_a^w * \gamma_w * (h_w)^2$$

Donde:

K_a^w: coeficiente de empuje activo del agua; adimensional.

h_w: es la altura total del agua en el trasdós; m.

Para el agua, el coeficiente de empuje activo es igual a la unidad $K_a^w = 1$, por tanto:

$$E_{a_w} = \frac{1}{2} * \gamma_w * (h_w)^2$$

Finalmente, considerando que el nivel freático se va incrementando nos invita a pensar que ahora el empuje pasivo no se puede despreciar ya que con el efecto del agua se tiene que tener en cuenta y se calcularía de la siguiente manera:

$$E_{p_{sat}} = \frac{1}{2} * k_p * (\gamma_{sat} - \gamma_w) * (h_w)^2$$

Donde:

k_P: es el coeficiente de empuje pasivo

$$E_{p_w} = \frac{1}{2} * \gamma_w * (h_w)^2$$

Una vez establecido el empuje activo total, las ecuaciones para obtener los factores de seguridad en el marco del *escenario 2* serán las siguientes:

$$FS_{Vuelco} = \frac{(Wc - (cF_{subp1} + cF_{subp2}) + (MEp_{sat} + MEp_w)}{\Sigma E_i a}$$

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{(W_{efectivo}) * \tan(\phi)}{E_{a_{Total}}}$$

Donde:

c: *es la mitad de la longitud de la base del muro, es decir* $\frac{B}{2}$; *m.*

1.3.1.4. Escenario 3: Combinación de Erosión y Carga de Agua

El procedimiento analítico para abordar este escenario simplemente se basará en una integración de los análisis efectuados en las *secciones 1.3.2.* y *1.3.3.*

$$FS_{Vuelco} = \frac{(Wc - (cF_{subp1} + cF_{subp2}) + (cEp_{sat} + cEp_w - c(E_p - E_{pr}))}{\Sigma cE_i a}$$

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{(W) * \tan(\phi)}{E_{a_{Total}} + (E_p - E_{pr})}$$

Tomando las ecuaciones logradas luego de analizar el escenario de erosión y, sustituyendo E_a por $E_{a_{Total}}$, siendo este último término el empuje activo total que incluye el efecto del agua acumulada en el trasdós, fue posible lograr una combinación que permitirá evaluar la estabilidad de la estructura en condiciones especiales combinadas, de erosión y carga variable de agua.

1.3.2. Método de Análisis de Elementos Finitos (MEF)

El Método de Elementos Finitos (MEF) es una técnica numérica ampliamente utilizada para resolver problemas complejos de ingeniería que involucran la interacción de estructuras y suelos. A diferencia de los métodos analíticos tradicionales (MAT), el MEF permite abordar sistemas con geometrías y condiciones de carga más realistas, incorporando no linealidades materiales y geométricas que serían difíciles o imposibles de resolver de otra manera (Cook et al., 2002).

El MEF discretiza un dominio continuo, como un muro de contención y el suelo que lo rodea, en un número finito de elementos más pequeños y manejables, conectados entre sí por nodos. Esta discretización convierte el problema en un sistema de ecuaciones algebraicas que describe el equilibrio de fuerzas y desplazamientos en cada nodo. Los parámetros clave que gobiernan el comportamiento del sistema, como las propiedades mecánicas del suelo y las condiciones de contorno, se definen para cada elemento y se resuelven de manera iterativa hasta que se alcanza un equilibrio global (Cook et al., 2002; Zienkiewicz et al., 2005).

Una de las ventajas del MEF es su capacidad para modelar la respuesta del sistema bajo diferentes condiciones de carga y estados de deformación, como los que se encuentran en escenarios de erosión y carga variable de agua. Esta capacidad permite una evaluación precisa de factores de seguridad y desplazamientos, así como la identificación de posibles modos de falla que no podrían ser capturados adecuadamente con los métodos analíticos tradicionales Zienkiewicz et al., 2005).

1.3.2.1. Plaxis

Para implementar el método de análisis de elementos finitos (MEF) se utilizó el software Plaxis, *versión 2024.1*. El uso de este programa en el análisis de

estabilidad de muros bajo escenarios extremos, como el de erosión y cargas variables de agua, se fundamenta en el método de elementos finitos (MEF), el cual permite modelar la interacción suelo-estructura de manera precisa. En este contexto, el software Plaxis puede evaluar la estabilidad a través del factor de seguridad global (FSg), utilizando el método que se conoce como reducción de resistencia al cortante, basado en el criterio de Mohr-Coulomb reduciendo gradualmente los parámetros de resistencia al corte (cohesión (C) y ángulo de fricción interna del suelo (Ø)) provocando la rotura inicial y finalmente la rotura global (Briceño et al., 2021; Briceño et al., 2022).

La implementación del software requirió de la consulta de tutoriales de Plaxis 2D, aportados por la empresa Bentley, y las características y condiciones del modelo se ajustaron a lo establecido para el MAT, con el fin de poder comparar luego los resultados de ambos. El diseño logrado se puede observar en la *figura 5*, y el mecanismo de uso Plaxis junto con las propiedades más importantes del modelo implementado, en cada situación considerada, serán estudiadas en la *sección 3.3.1.*

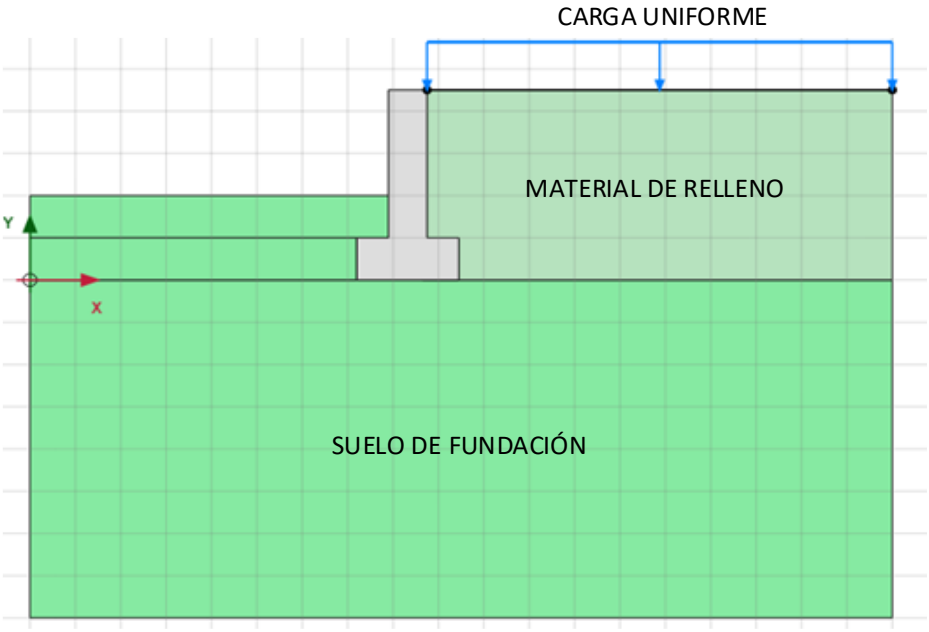


Figura 5. Geometría del modelo utilizado en Plaxis 2D.

1.4. Análisis de estudios previos

Se realizó una búsqueda y posterior inspección de trabajos de investigación cuyos fines y metodologías aplicadas fueran similares a los de este TFG. Si bien, no se pudieron encontrar estudios que analizaran la estabilidad de muros de

contención construidos en paseos marítimos abordando escenarios de erosión y carga variable de agua, si fue posible encontrar trabajos cuyo fin era estudiar la estabilidad general de muros de contención con una geometría similar a la que posee la estructura objeto de estudio del presente trabajo. Además, es importante agregar que estos trabajos tampoco hacen alusión a zonas costeras, pero su enfoque y resultados son de gran utilidad para comparar con los obtenidos respecto al muro de contención tipo ménsula instalado en el Paseo Marítimo de La Mar Bella.

1.4.1. Evaluación de la estabilidad en muro ciclópeo y voladizo utilizando modelos numéricos

Este trabajo, publicado por Briceño et al. (2022), analiza la estabilidad externa de dos tipos de muros de contención, ciclópeos y en voladizo, utilizando métodos numéricos basados en el análisis de elementos finitos mediante el *software* Plaxis *V8.2*. Asimismo, se planteó una ubicación del muro, condiciones geométricas de la estructura y del terreno adyacente como se puede observar en la *figura 6*.

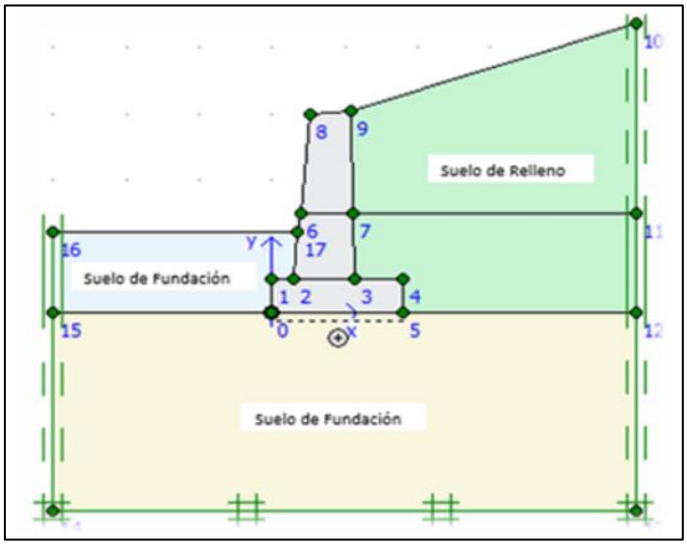


Figura 6. Condiciones geométricas y de borde del modelo para un muro ciclópeo. Fuente: Evaluación de la estabilidad en muro ciclópeo y voladizo utilizando modelos numéricos, Briceño et al. (2022).

La investigación aborda la evaluación de muros con y sin análisis sísmico, considerando dos alturas distintas, así como diferentes condiciones del suelo de relleno y de empuje pasivo generado por el terreno delante del muro. Las propiedades elásticas y mecánicas del suelo, así como las condiciones

geométricas de los muros, fueron tomadas de bases de datos predefinidas y ajustadas para simular condiciones realistas.

El análisis de estabilidad se realizó determinando los factores de seguridad al deslizamiento, volcamiento y desplazamiento total, tanto por métodos numéricos como por métodos analíticos convencionales. Se consideraron diferentes casos para evaluar la influencia de la cohesión del suelo de relleno y el empuje pasivo en la estabilidad. Además, se incluyó un análisis sísmico para estudiar cómo estas condiciones afectan la estabilidad de los muros en situaciones dinámicas.

Los resultados obtenidos, exhibidos en la *tabla 1*, indicaron que los factores de seguridad global calculados mediante métodos numéricos son mayores que el mínimo requerido para diseño, incluso en situaciones sísmicas. No obstante, también, se observó que, en casi todos los casos simulados, dichos factores calculados mediante MEF fueron levemente más pequeños que los valores de factor de seguridad al volcamiento y al deslizamiento por medio de MAT, dejando el análisis de estabilidad estructural con métodos numéricos del lado de la seguridad, ya que se introdujo un menor margen para el diseño con respecto al mínimo recomendado.

Tabla 1. Resultados de factor de seguridad. Método análitico y por método numérico. Muro ciclópeo. Fuente: Evaluación de la estabilidad en muro ciclópeo y voladizo utilizando modelos numéricos, Briceño et al. (2022).

Caso	Altura (H) (m)	Método analítico (MA)					Método numérico (MN)	
		FSv	FSd	FSq_{max}	FSq_{min}	ΔT (m)	FSg	ΔT (m)
1	3	2,7	3,5	5,56	34,16	$1{,}41 \times 10^{-2}$	2,43	$9{,}11 \times 10^{-3}$
2		7,2	3,52	3,76	15,67	$1{,}41 \times 10^{-2}$	2,72	$8{,}49 \times 10^{-3}$
3		2,96	4,3	3,82	147,2	$1{,}41 \times 10^{-2}$	4,6	$7{,}08 \times 10^{-3}$
4		10,41	4,51	3,01	16,81	$1{,}41 \times 10^{-2}$	4,93	$4{,}75 \times 10^{-3}$
5	5	2,5	2,2	3,25	39,04	$2{,}35 \times 10^{-2}$	2,04	$2{,}66 \times 10^{-2}$
6		9,65	2,56	3,24	6,82	$2{,}35 \times 10^{-2}$	2,16	$2{,}53 \times 10^{-2}$
7		2,98	2,38	3,01	28,28	$2{,}35 \times 10^{-2}$	3,04	$1{,}55 \times 10^{-2}$
8		14,32	3,21	3,13	7,39	$2{,}35 \times 10^{-2}$	3,34	$1{,}50 \times 10^{-2}$
Con análisis sísmico								
1	3	2,35	3,1	8,31	22,55	1,41E-02	1,87	2,05E-02
2		3,35	3,41	120,6	7,23	1,41E-02	1,79	1,90E-02
3		2,6	3,85	4,75	160,54	1,41E-02	3,25	1,87E-02
4		3,5	4,02	4,96	4,87	1,41E-02	3,88	1,70E-02
5	5	2,23	1,75	5,01	165,17	2,35E-02	1,68	3,66E-02
6		2,3	2,04	4,87	9,25	2,35E-02	1,77	3,10E-02
7		2,45	2.18	4,5	19,64	2,35E-02	2,25	3,12E-02
8		2,55	2,19	5,65	11,47	2,35E-02	2,4	2,80E-02

FSv: es el factor de seguridad al volcamiento, FSd: representa el factor de seguridad al deslizamiento, FSq: corresponde al factor de seguridad a la capacidad de carga del suelo, ΔT: es el desplazamiento total del muro, FSg: es el factor de seguridad global.

Otro tema de interés, como ya fue mencionado, fue la comparación de los diferentes valores de factores de seguridad obtenidos entre los distintos

escenarios planteados por los autores, los cuales pueden ser apreciados en la *tabla 2*. En línea con esto último, se pudo apreciar que los valores más bajos de estabilidad se observaron en casos donde ni la cohesión del suelo de relleno ni el empuje pasivo fueron considerados, lo cual, era de esperar. Además, este estudio confirma que omitir la cohesión del suelo de relleno y el empuje pasivo generado por el suelo delante del muro, como en los casos 1 y 5 (*tabla 1* y *tabla 2*) donde $C = 0$ y $Ep = 0$, permite evaluar las condiciones más exigentes en términos de estabilidad. Esto, respalda la selección de las condiciones aplicadas en la modelización de la situación del muro estudiado en el presente proyecto, en la que C y E_p se consideraron nulos, con lo que se buscó proporcionar un análisis más conservador y reflejar el escenario más desfavorable posible para el diseño del muro tipo ménsula que forma parte fundamental del Paseo Marítimo La Mar Bella.

Tabla 2. Casos de estudio establecidos por Briceño et al. (2022). Fuente: Briceño et al. (2022)

Caso	Altura (H) (m)	Cohesión (C) del suelo de relleno (kN/m^2)	Empuje pasivo (E_p), suelo delante del muro (kN/m^2)
1 y 5	3 m y 5 m	$C = 0$	$Ep = 0$
2 y 6	3 m y 5 m	$C \neq 0$	$Ep = 0$
3 y 7	3 m y 5 m	$C = 0$	$Ep \neq 0$
4 y 8	3 m y 5 m	$C \neq 0$	$Ep \neq 0$

La investigación concluye que los métodos numéricos basados en elementos finitos proporcionan una herramienta eficiente y segura para el análisis de estabilidad externa de muros de contención, reduciendo significativamente el tiempo de análisis en comparación con los métodos analíticos, salvo en el caso de análisis sísmicos, donde los requerimientos computacionales aumentan considerablemente. Además, se observó que los métodos numéricos ofrecen la ventaja de analizar simultáneamente deformaciones y desplazamientos, permitiendo variar las condiciones de contorno y los parámetros del material sin modificar completamente el modelo.

1.4.2. Estabilidad externa en muros de concreto armado y ciclópeo utilizando modelos numéricos

Este estudio, publicado por Briceño et al. (2021), examina la estabilidad externa de muros de concreto armado y ciclópeo, comparando el comportamiento de estas estructuras bajo diferentes condiciones del suelo de relleno mediante métodos analíticos tradicionales (MAT) y modelos numéricos basados en el método de elementos finitos (MEF), utilizando el software Plaxis. Para poder ejecutar la simulación del modelo MEF en dicho programa, se planteó una ubicación del muro, condiciones geométricas de la estructura y del terreno adyacente como se puede observar en la *figura 7*.

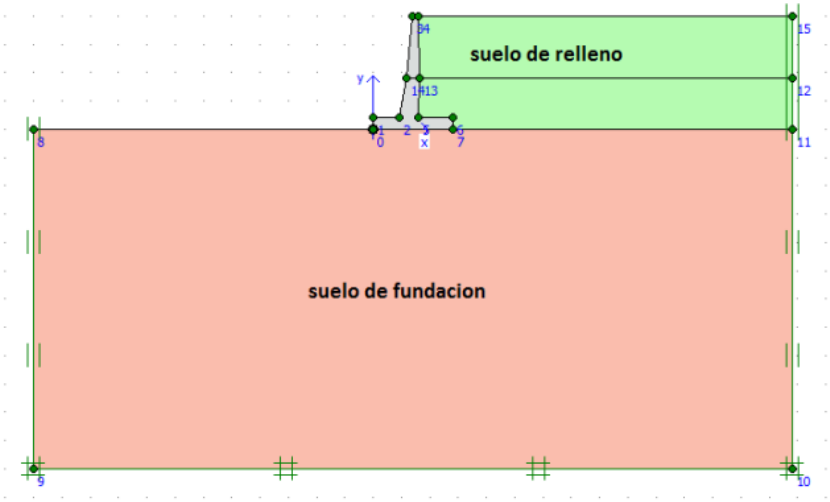


Figura 7. Imagen Plaxis. Condiciones geométricas. Muro en voladizo. Fuente: Estabilidad externa en muros de concreto armado y ciclópeo utilizando modelos numéricos, Briceño et al. (2021).

La investigación realizada evalúa el factor de seguridad al volcamiento (FSv) y al deslizamiento (FSd) de estas estructuras, considerando variaciones en la cohesión del suelo y la altura de los muros, así como la exclusión del empuje pasivo generado por el suelo en frente del muro.

En este contexto, se analizaron ocho casos de estudio, cuyas caracterizaciones se pueden observar en la *tabla 3*, que incluyen muros ciclópeos y en voladizo de alturas entre 4 y 6 metros, considerando escenarios donde la cohesión del suelo de relleno es igual a cero $(C = 0)$ o tiene un valor positivo $(C \neq 0)$. Además, como ya fue mencionado, se excluye el empuje pasivo $(Ep = 0)$ en todos los casos, lo cual genera una condición de diseño más desfavorable. El método analítico tradicional se basó en la teoría de Rankine para determinar las fuerzas

de empuje del suelo y el criterio de Mohr-Coulomb para el cálculo de los factores de seguridad, comparando las fuerzas estabilizantes y desestabilizantes. Por otro lado, los modelos numéricos realizados con Plaxis simularon el comportamiento del suelo utilizando un modelo elastoplástico basado en el criterio de Mohr-Coulomb, donde se reducen gradualmente los parámetros de resistencia al corte hasta alcanzar la falla.

Tabla 3. Casos de análisis. H, es la altura del muro, C, representa la cohesión del suelo de relleno y Ep, corresponde al empuje pasivo. Fuente: Estabilidad externa en muros de concreto armado y ciclópeo utilizando modelos numéricos, Briceño et al. (2021).

Casos	Tipos de muro	
	Ciclópeo (Ep=0)	Voladizo (Ep=0)
1	H= 4m ,C=0	H= 4m ,C=0
2	H= 4m ,C≠0	H= 4m ,C≠0
3	H= 6m ,C=0	H= 6m ,C=0
4	H= 6m ,C≠0	H= 6m ,C≠0

Los resultados obtenidos revelaron que el método analítico tradicional es más conservador que los modelos numéricos en lo que respecta a FSd, arrojando factores de seguridad un 77% más bajos en promedio, excepto en el caso 2 (muros de 4m, $Ep = 0$ y $c \neq 0$), como puede observarse en la *tabla 4*. No obstante, los resultados obtenidos mediante el MEF son confiables y muestran un desempeño adecuado para evaluar la estabilidad de estas estructuras, con la ventaja adicional de requerir menor tiempo de cálculo.

Tabla 4. Resultados de factor de seguridad y desplazamiento total. Fuente: Estabilidad externa en muros de concreto armado y ciclópeo utilizando modelos numéricos, Briceño et al. (2021).

Tipo de Muro	Caso	Altura (H) (m)	Condiciones	**Método tradicional analítico**			Modelo numérico **(MEF)**	
			Cohesión del suelo de relleno (kN/m^2)	FSv	FSd	$\Delta Tx10^{-2}$ (m)	**FSd**	$\Delta Tx10^{-3}$ (m)
Voladizo	1	4	0	4.5	1.5	1.88	3.1	7.34
	2		10	4.5	4.2	1.88	3.7	7.17
	3	6	0	4.5	1.5	2.82	2.5	15.92
	4		10	4.5	1.8	2.82	2.9	17.21
Ciclópeo	1	4	0	5.0	1.7	1.88	3.2	7.04
	2		10	4.8	3.9	1.88	3.7	6.74
	3	6	0	4.8	1.6	2.82	2.6	15.92
	4		10	4.9	3.4	2.82	2.9	16.48

Otro hallazgo relevante fue en relación a la influencia de la cohesión del suelo de relleno sobre la estabilidad de los muros. Los casos donde no se considera cohesión $(C = 0)$ muestran menores factores de seguridad, confirmando que la cohesión contribuye significativamente a la estabilidad del muro.

En base al desarrollo de la investigación, se destacan varias recomendaciones clave.

Los autores sugieren la necesidad de realizar estudios adicionales con geometrías diferentes de los muros, incorporando fuerzas externas horizontales, condiciones de carga, y otros parámetros del suelo de relleno y de fundación que no fueron considerados en esta investigación, ya que estos factores podrían afectar negativamente la estabilidad externa del muro. También se propone no considerar el empuje pasivo ni la cohesión del suelo de relleno en ciertos análisis para explorar escenarios más críticos, además, se recomienda utilizar otros programas de simulación como referencia comparativa.

Asimismo, se alienta la comunidad de ingenieros geotecnistas a implementar el uso de modelos numéricos basados en el MEF como una herramienta complementaria o alternativa para el análisis de estabilidad externa de muros de contención.

Finalmente, se sugiere ampliar la investigación para incluir el estudio de la estabilidad interna de los mismos muros en voladizo y ciclópeo.

2. Marco Teórico

2.1. Importancia del Estudio

Como ya fue mencionado en el *apartado 1.1.1.*, los paseos marítimos son componentes esenciales de la infraestructura costera debido a su multifuncionalidad, que combina el ocio y la accesibilidad, con la protección litoral asociada a la erosión y a las inundaciones costeras (Nordstrom, 2000). Por ende, la implementación de paseos marítimos bien diseñados puede reducir significativamente la vulnerabilidad de las áreas urbanas costeras frente a los eventos climáticos extremos y el aumento del nivel del mar (Klein et al., 2003).

En la costa catalana, por ejemplo, los paseos marítimos desempeñan un papel muy importante en la delimitación del dominio público marítimo-terrestre y en la gestión integrada de las zonas costeras. En este contexto, las normativas de planificación y gestión costera, como las establecidas por el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, hacen hincapié en la importancia de mantener y mejorar estas estructuras para asegurar su funcionalidad a largo plazo (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, 1978).

Por otra parte, desde el punto de vista económico, estas estructuras atraen a millones de turistas cada año, generando ingresos substanciales a través del turismo y las actividades recreativas (Barragán, 2003; Houston, 2013). Tal como es, el caso de Estados Unidos, en donde se estima que los paseos marítimos como el de Atlantic City generan ingresos multimillonarios anualmente, impulsando las economías locales y estatales (Dolan, 2020).

Socialmente, los paseos marítimos proporcionan espacios públicos accesibles que promueven el bienestar comunitario y la interacción social. La accesibilidad y la disponibilidad de espacios recreativos costeros mejoran la calidad de vida de los residentes y visitantes, ofreciendo oportunidades para actividades físicas, recreación y esparcimiento (Nordstrom, 2000). Además, la presencia de paseos marítimos bien mantenidos puede aumentar el valor de las propiedades cercanas y fomentar un sentido de identidad comunitaria y orgullo local (Hall & Page, 2014).

Sin embargo, la falta de estabilidad de estas estructuras puede tener consecuencias desastrosas, tanto económicas como sociales. La erosión y los daños causados por tormentas pueden resultar en costos de reparación

elevados y la pérdida de ingresos derivados del turismo. Es por estas razones es que el análisis de los impactos que generan los paseos marítimos en ciudades costeras es un campo de estudio de gran importancia. No solo por su influencia económica y social, sino también, por su repercusión en aspectos relacionados con la seguridad costera.

2.4. Estudios Previos y Teorías Relacionadas

2.4.1. Estabilidad de Estructuras Marítimas

La estabilidad de las estructuras marítimas es un aspecto extensamente estudiado en el ámbito de la ingeniería costera y marina. Estas estructuras deben diseñarse para resistir las fuerzas dinámicas del entorno marino, incluyendo las olas, las corrientes, y la carga de uso, lo cual, garantiza su funcionalidad y seguridad a largo plazo.

Estos diseños se basan en principios de la mecánica de suelos y la ingeniería estructural. En dichos proyectos, los ingenieros deben considerar la interacción entre las estructuras y el medio marino, incluyendo la presión hidrostática, la fuerza de las olas, y el impacto de las corrientes (Sumer & Fredsøe, 2002). También es importante tener en cuenta las cargas estáticas y dinámicas; las primeras incluyen el peso propio de la estructura y la presión del agua, mientras que las segundas hacen referencia al impacto de las olas y las corrientes (Goda, 2000). Además, es fundamental considerar la fatiga y la corrosión, ya que las estructuras marítimas están expuestas a un ambiente agresivo que puede deteriorar los materiales con el tiempo (Melchers, 2020).

Cabe agregar que, diversas teorías y modelos son implementados en el diseño y análisis de estructuras marítimas.

La teoría de Morison, por ejemplo, se aplica para calcular las fuerzas ejercidas por las olas en estructuras delgadas, combinando efectos inerciales y de arrastre para proporcionar una estimación precisa de las cargas hidrodinámicas (Morison et al., 1950). Según dicho autor, las fuerzas totales se descomponen en dos componentes principales: una fuerza inercial, que es proporcional a la aceleración del fluido, y una fuerza de arrastre, que depende de la velocidad del fluido. Dicha hipótesis proporciona una ecuación de gran utilidad que permite evaluar las cargas dinámicas conociendo la densidad del fluido, el coeficiente de

arrastre, el área proyectada de la estructura, la velocidad del fluido y el coeficiente de masa añadida.

Otros enfoques meritorios de mención son la teoría de la flexibilidad estructural y la teoría de la mecánica de fractura. La primera permite analizar cómo las estructuras flexibles responden a las cargas dinámicas, ayudando a optimizar el diseño para minimizar daños y prolongar la vida útil. Por otra parte, la segunda, se emplea para entender y predecir la propagación de grietas en materiales sometidos a ciclos repetidos de carga, un aspecto determinante en ambientes marinos donde la corrosión puede acelerar este proceso (Anderson, 2005).

2.4.2. Erosión Costera

La erosión costera es un proceso dinámico que implica la pérdida de sedimentos y el retroceso de la línea de costa debido a la acción de las olas, corrientes y mareas (Lionello et al., 2006). Estudios previos han identificado que algunas de las causas principales de este tipo de erosión son: la acción directa de las olas, el aumento del nivel del mar, y las actividades humanas como la construcción de infraestructuras costeras y la extracción de arena.

En relación con lo antes mencionado, varias teorías y modelos han tratado de explicar los procesos de erosión litoral.

La teoría de la acción de las olas, por ejemplo, se centra en cómo las olas generan fuerzas que desplazan los sedimentos de la costa. Dean (1991) desarrolló el concepto de perfiles de equilibrio de playa, que describe cómo las playas tienden a ajustarse a una forma particular que minimiza la energía de las olas incidentes. Este concepto es fundamental para entender la respuesta de las playas a los cambios en el oleaje y el nivel del mar.

Otro modelo relevante es el de la dinámica de corrientes litorales, que se basa en cómo las corrientes generadas por las olas transportan sedimentos a lo largo de la costa. Komar (1998) describió cómo estas corrientes pueden causar tanto la erosión como la deposición de sedimentos, dependiendo de factores como la dirección del oleaje y la configuración costera. La interacción entre las olas y el relieve submarino es muy importante para comprender estos procesos y predecir cambios en la morfología de la ribera.

En relación con el aumento del nivel del mar, existen algunos modelos de proyección como el del IPCC (2014) o el del Gobierno de España (2020), que

estiman cómo diferentes escenarios de emisiones afectarán el nivel del mar y, por ende, la dinámica de la erosión costera. Dichos modelos, integran datos de temperatura, expansión térmica del agua y derretimiento de glaciares para proporcionar predicciones a largo plazo.

2.4.3. Efectos de Cargas Variables de Agua

Las cargas variables de agua, como las causadas por las mareas, oleajes y precipitaciones extremas, tienen un impacto significativo en la estabilidad de las estructuras costeras y marítimas. Estas cargas pueden generar fluctuaciones en la presión hidrostática y en las fuerzas dinámicas que actúan sobre las estructuras, produciendo fallos estructurales importantes si no se gestionan adecuadamente.

En esta línea, varios estudios basados en modelos numéricos y experimentales han demostrado que las cargas variables de agua pueden inducir vibraciones resonantes en las estructuras, amplificando así las fuerzas actuantes y provocando daños significativos. La resonancia ocurre cuando la frecuencia de las olas coincide con la frecuencia natural de la estructura, aumentando considerablemente el riesgo de fatiga y fallo estructural (Sumer & Fredsøe, 2002). Este fenómeno es particularmente crítico en estructuras expuestas a condiciones de oleaje fluctuante, donde las variaciones en la altura y la frecuencia de las olas pueden desencadenar respuestas resonantes repetidas.

Además de las cargas dinámicas del oleaje, la carga de agua debido a la acumulación de precipitaciones también puede impactar negativamente la estabilidad de las estructuras costeras. Durante eventos de lluvias intensas, el incremento del flujo de agua superficial puede saturar el suelo circundante, reduciendo su capacidad de soporte y aumentando el riesgo de deslizamientos y colapsos (Terzaghi et al., 1996). Para mitigar estos riesgos, la modelización hidrológica y geotécnica resulta de gran importancia, permitiendo predecir estos efectos adversos y diseñar sistemas de drenaje que puedan manejar eficientemente el exceso de agua (Chanson, 2004).

Dado lo mencionado anteriormente, se deduce que, en el ámbito de la ingeniería costera, es de vital importancia entender y predecir los efectos de estas cargas variables, con el objeto de diseñar estructuras que puedan resistir eventos extremos e impredecibles en muchas ocasiones. En este contexto, existen

algunas teorías que son clave al momento de abordar el diseño antes mencionado.

Una de ellas es la teoría de la interacción fluido-estructura, que estudia cómo las estructuras responden a las fuerzas inducidas por el movimiento del agua. Esta teoría abarca tanto los efectos inerciales, causados por la aceleración del fluido, como los efectos de arrastre, producidos por la fricción del agua en movimiento sobre la superficie estructural (Pilarczyk, 1998). La correcta aplicación de este postulado permite a los ingenieros modelar y prever cómo las estructuras costeras reaccionarán ante diversas condiciones hidrodinámicas, optimizando así su diseño para minimizar el riesgo de fallo.

La ecuación de Morison, cuyo marco teórico fue abordado en la *sección 2.4.1.*, también es una herramienta muy usada en esta área, ya que, como fue mencionado en la sección antes indicada, permite calcular las fuerzas ejercidas por las olas y las corrientes sobre estructuras cilíndricas delgadas, como pilotes y tubos.

2.4.4. Fallos en Sistemas de Drenaje

Tal y como es posible deducir a partir de lo comentado al inicio de la *sección 1.3.3.*, los sistemas de drenaje son componentes sumamente importantes en cualquier infraestructura costera, ya que están diseñados para gestionar el flujo de agua superficial y subterránea. Lo cual permite evitar la acumulación de líquido evitando que la estabilidad de las estructuras se vea comprometida (Suárez-Inclán, 2020). Sin embargo, los fallos en estos sistemas pueden tener consecuencias graves, incluyendo inundaciones, erosión acelerada y pérdida de estabilidad estructural.

En el contexto antes explicado, algunas investigaciones han podido demostrar que los sistemas de drenaje ineficaces pueden llevar a la saturación del suelo, aumentando la presión del agua intersticial y reduciendo la resistencia al corte del suelo. Esto puede provocar deslizamientos y colapsos de taludes, especialmente en áreas con pendientes pronunciadas (Lambe & Whitman, 1979). Además, la acumulación de agua puede aumentar la presión hidrostática en las estructuras de contención, superando su capacidad de resistencia y provocando fallos (Craig, 2004). Por tanto, el mantenimiento regular y la inspección de los sistemas de drenaje son esenciales para garantizar su

funcionalidad debido a que, la acumulación de sedimentos y detritos puede obstruir los conductos de drenaje, reduciendo su eficiencia y aumentando el riesgo de fallos (Woods Ballard et al., 2015).

Para abordar de manera eficiente los fallos en los sistemas de drenaje, es fundamental aplicar teorías y modelos que permitan calcular y prever estos problemas.

En el marco antes descripto, la teoría de la percolación y la mecánica de fluidos en medios porosos es fundamental para entender cómo los sistemas de drenaje deben ser diseñados y mantenidos (Suárez-Inclán, 2020). Los trabajos de Darcy (1856) sobre el flujo de agua a través de medios porosos establecieron las bases para la ingeniería de drenaje, proporcionando ecuaciones muy útiles para calcular la permeabilidad del suelo y diseñar sistemas de drenaje efectivos. En línea con lo antes mencionado, la Ley de Darcy, que relaciona la velocidad del flujo con la permeabilidad del medio y el gradiente de presión, es muy usada para dimensionar los sistemas de drenaje y prever su rendimiento bajo diferentes condiciones de flujo.

Adicionalmente, la teoría del flujo no saturado, desarrollada por Richards (1931), es valiosa para comprender el comportamiento del agua en suelos parcialmente saturados, una condición común en la mayoría de los sistemas de drenaje. La ecuación de Richards extiende la Ley de Darcy para incluir el movimiento del agua en el suelo no saturado, permitiendo a los ingenieros predecir cómo el agua se infiltra y se mueve a través de la zona no saturada. Esta teoría es particularmente relevante para el diseño de sistemas de drenaje en áreas donde la variabilidad en la saturación del suelo puede afectar significativamente el flujo de agua y la presión intersticial.

2.4.5. Factores de Seguridad

El abordaje realizado a lo largo del *apartado 1.3.*, introdujo los conceptos de factor de seguridad al vuelvo y al deslizamiento. Estos, como pudo ser apreciado en la sección antes indicada, son importantes en el análisis cualitativo final, ya que a partir de sus valores se puede determinar si el diseño de la estructura estudiada es apropiado para las condiciones climáticas y geográficas a las que será expuesta en el lugar en el que será construida. Por ende, se consideró relevante tratar brevemente los conceptos básicos vinculados a los factores de

seguridad estructurales y su importancia asociada desde el punto de vista de la ingeniería marítima.

Los factores de seguridad (FoS), en la ingeniería costera y marítima, son necesarios para asegurar que las estructuras y sistemas puedan soportar las cargas y condiciones extremas a las que pueden estar expuestos. Estos factores proporcionan un margen adicional que cubre las incertidumbres inherentes en las condiciones de carga, las propiedades de los materiales y las metodologías de diseño utilizadas (Baecher & Christian, 2003). En la ingeniería costera, los FoS son aplicados para abordar los desafíos asociados con la erosión costera, la estabilidad de estructuras marítimas, los efectos de cargas variables de agua y los fallos en sistemas de drenaje (Chanson, 2004).

El FoS se define matemáticamente como la relación entre la resistencia máxima de una estructura y las cargas esperadas sobre ella:

$$FoS = \frac{Resistencia}{Carga}$$

Un FoS mayor que uno indica que la resistencia excede las cargas esperadas, proporcionando un margen de seguridad. En aplicaciones costeras, los FoS típicos varían entre 1,5 y 3, dependiendo de la criticidad de la estructura y las condiciones específicas del sitio (Goda, 2000).

En el contexto de la erosión costera, los FoS deben considerar las variaciones en la energía de las olas y las corrientes, así como el impacto del cambio climático en el nivel del mar. Las estructuras diseñadas para mitigar la erosión, como espigones y rompeolas, deben tener un FoS que contemple eventos extremos como tormentas y marejadas ciclónicas, que pueden causar una erosión severa y rápida (Komar, 1998).

Para las estructuras marítimas, los FoS abordan la capacidad de la estructura para resistir tanto cargas estáticas como dinámicas, incluyendo el peso propio, la presión del agua y las fuerzas de las olas y corrientes (Goda, 2000). Con respecto a esto, las normativas internacionales, como el Eurocódigo 7, especifican los FoS necesarios para diversas estructuras (European Union, 2004). Además, los modelos numéricos y análisis de elementos finitos ayudan a

optimizar estos diseños, garantizando que las estructuras puedan soportar condiciones extremas y prolongadas (Sumer & Fredsøe, 2002).

En referencia a las cargas variables de agua, como las causadas por las mareas y precipitaciones extremas, se requiere de un análisis detallado de los FoS. Las estructuras deben diseñarse para manejar las fluctuaciones en la presión hidrostática y las fuerzas dinámicas inducidas por estas cargas. Los estudios de Morison et al. (1950) sobre la fuerza ejercida por las olas en estructuras proporcionan una buena base para estos diseños, asegurando que las estructuras puedan resistir tanto condiciones normales como adversas (Morison et al., 1950).

Con respecto a los sistemas de drenaje, los FoS pueden ser críticos para garantizar la funcionalidad y estabilidad estructural durante eventos de flujo máximo. Los sistemas deben estar diseñados para manejar la acumulación de agua debido a precipitaciones extremas y evitar la saturación del suelo, situación que podría reducir su capacidad de soporte y provocar deslizamientos (Lambe & Whitman, 1979). El mantenimiento regular y el monitoreo son estrategias muy útiles que sirven para asegurar que estos sistemas continúen funcionando eficientemente a lo largo del tiempo, haciendo uso de FoS adecuados para el desgaste y la obstrucción gradual (Woods Ballard et al., 2015).

2.5. Clasificación General de Estructuras de Contención y Protección para Paseos Marítimos

Si bien, este estudio se centrará en el análisis estructural de los muros tipo ménsula, debido a que son las construcciones más importantes en el paseo marítimo de la Mar Bella, es imprescindible realizar un abordaje teórico breve de otras estructuras comúnmente utilizadas en paseos marítimos con el fin de elaborar recomendaciones integradoras, sobre el final de este trabajo y en base a análisis estructural presentado en la *sección 3*, tomando como base el tipo de muro indicado al inicio de este párrafo.

La integración antes mencionada es una estrategia ampliamente usada para mejorar los factores de seguridad y resolver problemas de estabilidad que puedan surgir debido a la interacción compleja entre el oleaje, la erosión y las características específicas del terreno. Por ende, es importante proponer métodos constructivos que consideren diversas estructuras complementarias

con el objeto de optimizar la protección del paseo marítimo de la Mar Bella, garantizando su durabilidad y funcionalidad frente a los desafíos naturales.

2.5.1. Muros de Contención

Los muros de contención son las estructuras más comunes y ampliamente utilizadas en paseos marítimos debido a su efectividad en retener el suelo y proteger contra la erosión y el impacto directo de las olas. Los tipos más comunes de muros de contención en paseos marítimos son los muros gravitacionales, muros en ménsula y muros de contrafuerte. Estas estructuras son esenciales en áreas urbanas costeras donde es necesario mantener la integridad del terreno adyacente al paseo marítimo (Bowles, 1996; Calavera, 1989).

2.5.1.1. Muros Gravitacionales

Los muros gravitacionales dependen de su propio peso para resistir las fuerzas ejercidas por el suelo y el agua. Suelen estar construidos de concreto, mampostería de piedra o bloques de hormigón prefabricados. Por otro lado, la estabilidad en este tipo de estructuras se logra mediante una amplia base que distribuye las cargas, disminuyendo así, las probabilidades de vuelco y deslizamiento. Esta característica se puede observar en la *figura 8*, en donde se muestran dos de los tipos de muros gravitacionales más utilizados; a), sin cimiento diferenciado con sección transversal trapezoidal, y b), con sección transversal y con cimiento diferenciado, siendo esto último, una losa horizontal adicional que ayuda a maximizar la resistencia a las fuerzas de deslizamiento (Calavera, 1989; Das, 2010).

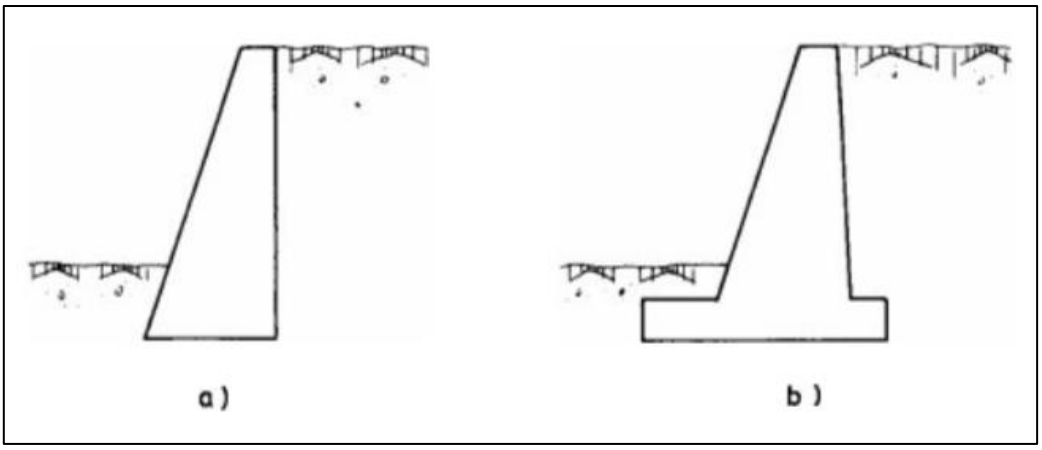


Figura 8. Muro gravitacional. a) Sin cimiento diferenciado, b) Con cimento diferenciado. Fuente: Calavera, 1989.

Este tipo de muros se utilizan en áreas donde el suelo de fundación es suficientemente fuerte para soportar el peso del propio muro, como en terrenos rocosos o bien compactados. Son particularmente adecuados en ubicaciones donde se requiere una solución robusta y duradera para soportar las fuerzas laterales ejercidas por el suelo y el agua. Además, se suelen instalar en zonas con alto riesgo de erosión costera y donde la estabilidad del terreno es una preocupación principal (Das, 2010).

Al diseñar este tipo de muros, es importante considerar la presión lateral del suelo, la presión hidrostática detrás del muro y el empuje dinámico de las olas. El diseño debe asegurar que el muro pueda resistir tanto el deslizamiento como el vuelco, mediante una base suficientemente amplia y un sistema de drenaje que permita reducir la presión del agua (Bowles, 1996). Además, es fundamental considerar los materiales de construcción y su durabilidad frente a las condiciones ambientales marinas.

En relación con las dimensiones que esta categoría de muros puede alcanzar, se logró apreciar, en la bibliografía revisada, que la altura típica varía entre 3 y 6 metros, con una base que puede ser de 0,5 a 0,7 veces la altura del muro. Además, suelen tener un grosor de 0,3 a 0,5 metros en la parte superior, aumentando gradualmente hacia la base para proporcionar estabilidad adicional. No obstante, las dimensiones exactas dependen de factores como la altura del talud que debe retenerse y las cargas adicionales previstas (Das, 2010; Hurtado Alva, 2012).

Los muros gravitacionales ofrecen varias ventajas, incluida su alta resistencia y durabilidad, ya que, pueden soportar grandes cargas y son efectivos para controlar la erosión en áreas costeras expuestas. Sin embargo, requieren una base sólida, lo que puede ser un desafío en suelos sueltos o inestables (Bowles, 1996; Calavera, 1989). Además, debido al volumen de material necesario, pueden ser costosos de construir (Bowles, 1996).

Un ejemplo notable de aplicación de este tipo de estructura se encuentra en el paseo marítimo de Barcelona, el cual utiliza grandes bloques de hormigón para resistir la erosión marina y proporcionar un entorno seguro y atractivo para los visitantes.

2.5.2.2. Muros en Ménsula

Los muros en ménsula utilizan una base de concreto armado para resistir la presión lateral del suelo. Estos, son adecuados para áreas donde la fundación es más débil, lo cual implica la necesidad de una base más amplia para distribuir las cargas y un menor peso estructural que los muros gravitacionales. Esto se puede observar en la *figura 9,* donde se muestra un tipo de muro en ménsula, que tiene un diseño delgado en la parte superior con una losa horizontal en la base que actúa como una palanca para mejorar la estabilidad y resistir las fuerzas laterales (Bowles, 1996; Calavera, 1989).

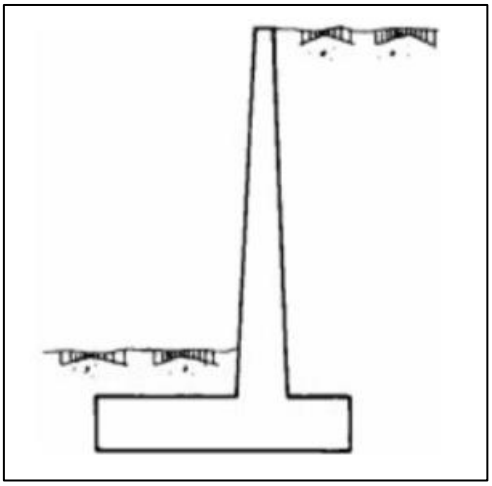


Figura 9. Muro de Ménsula. Fuente: Calavera, 1989.

La aplicación ideal de este tipo de muros es en áreas donde la fundación no es lo suficientemente fuerte para soportar un muro gravitacional, como suele pasar en suelos arenosos o arcillosos. Asimismo, son utilizados, comúnmente, en paseos marítimos donde el espacio es limitado y se necesita una estructura delgada pero fuerte, también, son particularmente útiles en proyectos de urbanización costera donde el terreno requiere estabilización adicional sin ocupar mucho espacio (Bowles, 1996).

El diseño de los muros en ménsula debe manejar tanto las fuerzas estáticas como dinámicas, incluyendo el empuje del suelo y las olas. La base de concreto armado debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad y debe incluir un sistema de drenaje para reducir la presión hidrostática detrás del muro. También es importante considerar la flexibilidad del diseño para adaptarse a las condiciones del terreno y las cargas variables (Calavera, 1989; Das, 2010).

La bibliografía consultada muestra que la altura de estas estructuras suele ser de 3 a 5 metros, con una base que se extiende de 0,4 a 0,6 veces la altura del muro. Por otra parte, la base de concreto armado puede tener un grosor de 0,4 a 0,6 metros, dependiendo de las cargas previstas y las propiedades del suelo. No obstante, las dimensiones específicas dependen del análisis geotécnico del sitio y las cargas previstas (Bowles, 1996; Hurtado Alva, 2012).

Estos muros ofrecen varias ventajas, como el uso eficiente del espacio y la capacidad de soportar grandes cargas con menos material que los muros gravitacionales, además, son más económicos y rápidos de construir debido a su diseño más ligero (Bowles, 1996). Sin embargo, requieren una base de concreto armado, lo que puede aumentar los costos de construcción. Otra limitación importante es que pueden ser menos estables en suelos muy blandos o sueltos, donde la base puede necesitar refuerzos adicionales (Calavera, 1989; Das, 2010).

Un ejemplo de aplicación se puede encontrar en el paseo marítimo de Marañuelas, perteneciente al Municipio de Mogán en las Islas canarias, donde los muros en ménsula se utilizan debido a la naturaleza arenosa del suelo (Barbero, 2017). Otro ejemplo relevante, es en el paseo marítimo de La Mar Bella, sector costero objeto de estudio del presente trabajo.

2.5.2.3. Muros de Contrafuerte

Los muros de contrafuerte son similares a los muros en ménsula, pero incluyen contrafuertes adicionales en la parte posterior para proporcionar mayor resistencia y estabilidad. Los tipos más comúnmente utilizados pueden consistir en un contrafuerte en el trasdós, *figura 10 a)*, o un contrafuerte en el intradós, *figura 10 b)* (Calavera, 1989; Chen & Liu, 2012). Estas construcciones ofrecen una gran estabilidad y pueden soportar mayores presiones del suelo comparados con otros tipos de muros (Chen & Liu, 2012). No obstante, requieren más espacio debido a los contrafuertes y pueden ser más complicados y costosos de construir (Bowles, 1996; Das, 2010).

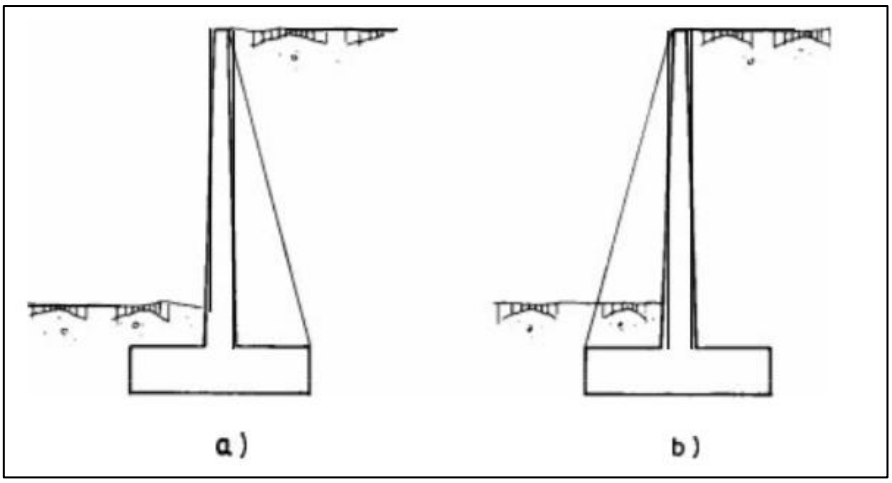


Figura 10. Muro de Contrafuerte. a) En trasdós, b) En intradós. Fuente: Calavera, 1989.

Esta variedad de muro es de gran utilidad para ubicaciones donde se requiere de una resistencia adicional contra el empuje del suelo y en áreas con suelos débiles. Además, son comúnmente encontrados en paseos marítimos situados en acantilados o áreas elevadas donde el riesgo de deslizamiento del suelo es significativo (Bowles, 1996; Chen & Liu, 2012). En este sentido, un ejemplo de aplicación es el que se da en el paseo marítimo de Miguel Hernández, en Murcia, donde los muros de contrafuerte se utilizan para estabilizar los taludes y prevenir deslizamientos de tierra (Inestec, 2018).

El diseño de estas estructuras debe contemplar la colocación de los contrafuertes a intervalos regulares, típicamente a una distancia de 0,3 a 0,5 veces la altura del muro, lo cual, permite distribuir uniformemente las cargas y reducir los momentos flectores y esfuerzos cortantes en la placa del muro. Además, es importante evaluar la interacción entre el muro y el suelo circundante, considerando las presiones de tierra activa y pasiva, así como las presiones hidrostáticas y las fuerzas dinámicas inducidas por las olas, que pueden afectar significativamente la estabilidad de dicha estructura. (Calavera, 1989; Das, 2010). Con respecto a las dimensiones se encontró, mediante investigación bibliográfica, que la altura de los muros de contrafuerte puede variar entre 5 y 7 metros, con contrafuertes que se extienden, hacia el intradós o hacia el trasdós, en una distancia de 0,5 a 0,75 veces la altura del muro. Por otro lado, cabe agregar que, dichos contrafuertes suelen tener un grosor de 0,3 a 0,5 metros (Chen & Liu, 2012; Hurtado Alva, 2012).

2.5.2.4. Muros Tablestacados

Los muros tablestacados son estructuras de contención utilizadas para soportar terrenos y proteger contra la erosión en áreas costeras. Están compuestos por estacas largas y delgadas de acero, madera o vinilo, que se clavan en el suelo formando una barrera continua. Este tipo de estructura es especialmente útil en áreas con espacio limitado y suelos blandos o arcillosos donde la capacidad de carga del suelo es baja (Gobierno de España, 2008; Worley Pearson, 2013). Además, se emplean en proyectos temporales o permanentes, ofreciendo una solución flexible que se adapta a diversas condiciones del sitio (Jiménez, 2021).
El diseño de los muros tablestacados debe considerar la profundidad de hincado de las estacas, la resistencia del material y las fuerzas laterales que deben resistir. Es de vital importancia asegurar que las estacas sean lo suficientemente largas para alcanzar capas de suelo más firmes que proporcionen estabilidad adicional. Además, las uniones entre las estacas deben ser diseñadas para proporcionar una barrera continua y evitar la filtración de agua (Jiménez, 2021).
En muchos casos, se añade un sistema de anclaje para aumentar la estabilidad del muro, especialmente en áreas con altos empujes laterales del suelo y del agua (Jiménez, 2021; Gobierno de España, 2008).
Las dimensiones de estos muros varían según el material utilizado y las condiciones específicas del sitio. Las estacas de acero pueden tener longitudes de 10 a 20 metros y un espesor de 10 a 20 milímetros, mientras que, las estacas de vinilo y plástico son generalmente más cortas y delgadas. Por otra parte, la profundidad de hincado depende de la resistencia del suelo y puede variar considerablemente, con profundidades típicas que van de 5 a 15 metros (Jiménez, 2021; Gobierno de España, 2008).
Con respecto a las ventajas que proporcionan estas construcciones, se puede mencionar su facilidad de instalación en suelos blandos y su capacidad para ser instalados en áreas con espacio limitado. Son más ligeros que otros tipos de muros de contención y pueden ser instalados rápidamente con el equipo adecuado. Además, los materiales como el vinilo y el plástico proporcionan resistencia a la corrosión, reduciendo los costos de mantenimiento a largo plazo (Jiménez, 2021). Sin embargo, estos muros presentan limitaciones en su capacidad para resistir grandes cargas laterales, lo que puede restringir su uso

en áreas con altos empujes del suelo, a su vez, la instalación en terrenos muy rocosos puede ser desafiante y requerir equipos especiales, lo que incrementa significativamente los costos (Day, 2010).

2.5.2. Diques Rompeolas

Los diques rompeolas son usados para proteger los paseos marítimos debido a su capacidad de reducir la energía del oleaje antes de que llegue a la costa, lo cual refuerza la protección de los paseos marítimos y permite crear áreas de aguas tranquilas (Pilarczyk, 1998).

Los diques construidos con más frecuencia son los flotantes y los rígidos, por tanto, serán abordados, brevemente, en las siguientes secciones.

2.5.2.1. Diques Rompeolas Flotantes

Estos diques suelen estar anclados al fondo marino y cuentan con una estructura flotante en la superficie del agua, como puede ser apreciado en la *figura 11*. Son especialmente útiles en ubicaciones donde no es viable construir estructuras permanentes debido a las condiciones del suelo o la profundidad del agua, utilizándose frecuentemente en entornos urbanos costeros y turísticos para crear zonas de aguas tranquilas y seguras para actividades recreativas (Dean, 2002; Worley Pearson, 2013).

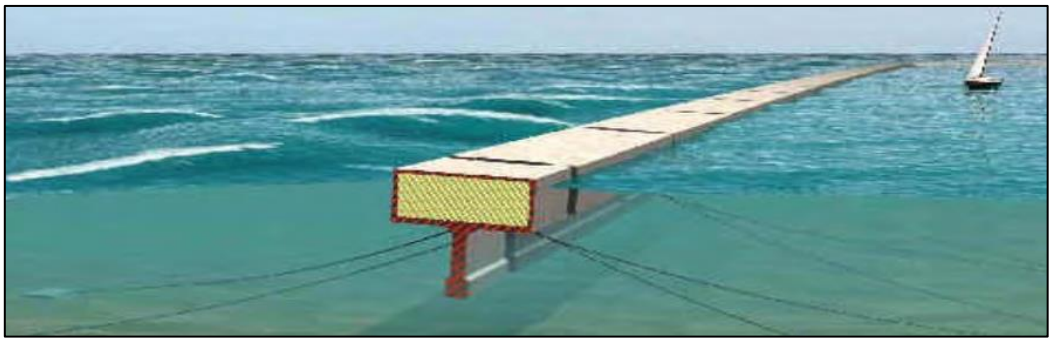


Figura 11. Esquema Rompeolas Flotante. Fuente: Worley Pearson, 2013

El diseño de los diques rompeolas flotantes debe considerar la flotabilidad, la estabilidad y la capacidad de absorción de la energía del oleaje. Estas estructuras suelen estar construidos de módulos de concreto armado, acero o materiales sintéticos flotantes, conectados entre sí para formar una barrera continua. Además, se deben implementar sistemas de anclaje caracterizados por una gran firmeza, para asegurar que los diques permanezcan en su posición durante condiciones climáticas adversas (Dean, 2002; Worley Pearson, 2013).

Con respecto a las dimensiones habituales, el análisis de la literatura reveló que la longitud de estos diques puede variar ampliamente, desde unos pocos metros hasta varios cientos de metros, dependiendo de la extensión del área que necesitan proteger. Por otra parte, la altura por encima del agua suele ser de 1 a 2 metros, y el calado (parte sumergida) puede variar de 1 a 3 metros. Sin embargo, cabe mencionar, que las dimensiones específicas se determinan en función de la energía del oleaje y las condiciones locales del sitio (Pilarczyk, 1998).

Estas estructuras flotantes ofrecen varias ventajas, incluida la flexibilidad en su ubicación y la capacidad de ser instalados y retirados rápidamente. Son efectivos para proteger áreas costeras sin interferir significativamente con la dinámica sedimentaria y la vida marina. Sin embargo, su construcción y mantenimiento pueden ser costosos, y su eficacia puede verse reducida en condiciones de oleaje extremadamente alto o tormentas severas (Worley Pearson, 2013). Además, requieren sistemas de anclaje robustos para evitar desplazamientos durante eventos climáticos adversos, lo cual implica un costo económico elevado en la mayoría de los casos (Dean, 2002).

En España, un puerto que cuenta con este tipo de rompeolas es el de Algeciras, que fue construido con hormigón pretensado y armado, en el marco de la ampliación del Puerto de Mónaco (Barceló et al., 2003).

2.5.2.2. Diques Rompeolas Rígidos

Los diques rompeolas rígidos se utilizan en áreas con alta energía de oleaje, y donde se requiere una protección más permanente y resistente para los paseos marítimos y las costas. La estabilidad que estas estructuras presentan se basa en su masa y diseño estructural, que les permite resistir tanto las fuerzas horizontales del oleaje como las fuerzas verticales de su propio peso. Son ideales en zonas donde la profundidad del agua y las condiciones del suelo permiten la construcción de estructuras fijas, empleándose, frecuentemente, en puertos y marinas para proteger las infraestructuras portuarias y crear áreas de aguas tranquilas (Pilarczyk, 1998).

Existen dos tipos principales de diques rígidos:

- Dique en talud: Se refiere a diques construidos con una pendiente, con una configuración similar a la observada en la *figura 12*. Típicamente, dicha

pendiente está recubierta de un “manto” constituido por materiales como roca o bloques de concreto que permiten a las olas romper y disipar su energía gradualmente (Pilarczyk, 1998).

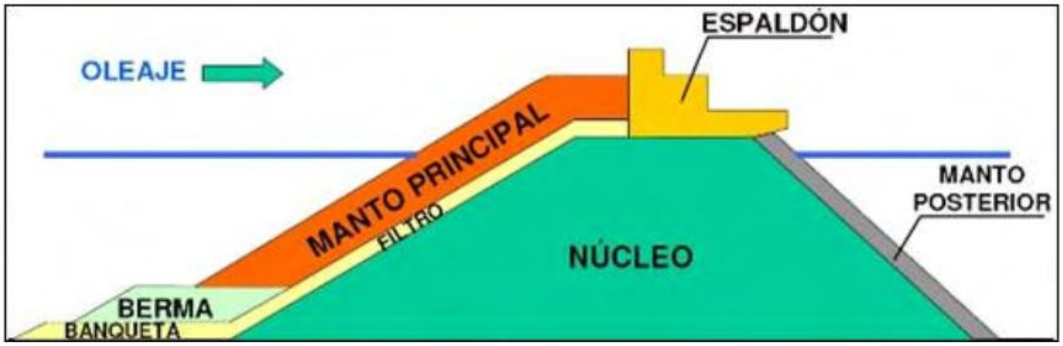


Figura 12. Esquema Rompeolas en Talud. Fuente: Worley Pearson, 2013

- Dique vertical: Estas estructuras son construidas, generalmente, con concreto y se consideran como otro tipo de diques rompeolas rígidos. Como se puede observar en la *figura 13*, los diques verticales presentan una superficie lisa y perpendicular al flujo de las olas, lo cual permite que las olas se reflejen en lugar de disiparse gradualmente como ocurre con los diques en talud. (Pilarczyk, 1998).

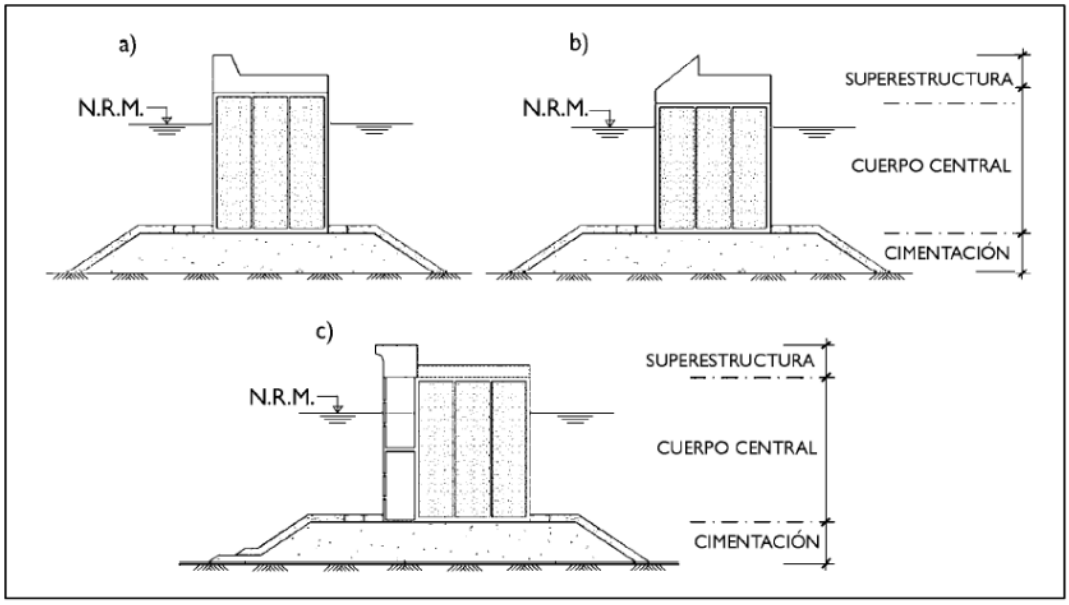


Figura 13. Esquema Rompeolas Vertical. Fuente: Worley Pearson, 2013

La longitud de estos diques puede variar considerablemente, desde decenas hasta varios cientos de metros, dependiendo del área que necesiten proteger. La altura suele ser de 2 a 5 metros por encima del nivel del mar, con una base ancha que se extiende varios metros hacia el mar para proporcionar estabilidad (Pilarczyk, 1998).

Si bien, los diques rompeolas sólidos ofrecen una protección firme y de larga duración contra el oleaje y la erosión costera, su construcción es costosa y requiere una planificación y un diseño complejo, en relación con otras opciones de protección/contención. Además, pueden alterar la dinámica sedimentaria local y afectar los ecosistemas marinos, algo que debe ser considerado durante el proceso de diseño y planificación (Dean, 2002; Worley Pearson, 2013).

Un caso de aplicación, de meritoria mención, es el paseo marítimo de Málaga, donde se han implementado diques rompeolas sólidos para proteger la costa y las infraestructuras turísticas (Gobierno de España, 2008).

2.5.3. Revestimientos y Escolleras

Los revestimientos y las escolleras son métodos utilizados para la protección costera, diseñados para absorber la energía del oleaje y prevenir la erosión.

Los revestimientos por su lado están, generalmente, compuestos por capas de roca o concreto, y son aplicados directamente sobre las pendientes y taludes costeros para estabilizarlos y protegerlos del impacto directo de las olas. Mientras que, las escolleras, por otro lado, son acumulaciones de grandes bloques de piedra o concreto situadas a lo largo de la línea de la costa para formar una barrera robusta contra la erosión y las fuerzas del mar (Sabatier, 2007; Gobierno de España, 2008). Cabe destacar que, las funciones de estos métodos de protección/contención suelen ser complementarias en la defensa costera, proporcionando tanto protección directa contra la erosión como estabilidad estructural a largo plazo en áreas expuestas a altas energías de oleaje (Sabatier, 2007).

Las dimensiones de los componentes de estas estructuras pueden variar ampliamente según las necesidades específicas del proyecto y las condiciones locales. Los revestimientos de roca, por ejemplo, suelen tener una capa de 0,5 a 1,5 metros de espesor, mientras que las escolleras pueden estar compuestas por bloques de piedra de varios metros cúbicos cada uno. No obstante, las dimensiones exactas dependen del análisis geotécnico y las cargas previstas (Dean, 2002).

Un proceso constructivo típico vinculado con las escolleras, mediante bloques de concreto, puede observarse en la *figura 14*, la cual, permite apreciar las dimensiones de los bloques generalmente utilizados.

Figura 14. Proceso constructivo de una escollera artificial. Fuente: Gobierno de España, 2008.

El diseño de estas estructuras complementarias requiere de una cuidadosa evaluación de ciertos factores específicos que permiten garantizar su efectividad y durabilidad.

Por ejemplo, en el caso de los revestimientos de roca, es fundamental seleccionar material con alta resistencia al desgaste y a la fractura, asegurando que puedan absorber y disipar la energía del oleaje sin deteriorarse rápidamente. Por otro lado, la disposición de las rocas debe seguir un patrón intercalado para maximizar la estabilidad y prevenir el deslizamiento de los materiales (Pilarczyk, 1998; Sabatier, 2007).

En el caso de las escolleras, los bloques de piedra o concreto deben ser de tamaño y peso adecuados para resistir el movimiento bajo condiciones de oleaje intenso. Además, se debe considerar la inclinación del talud, que generalmente varía entre 1:1,5 y 1:2, para permitir una adecuada disipación de la energía de las olas (Pilarczyk, 1998; Dean, 2002).

Con respecto a las ventajas, ambas estructuras ofrecen una solución relativamente económica y fácil de instalar, siendo, a la vez, muy efectivas en la absorción de la energía de las olas debido a su estructura porosa, que permite la disipación gradual de la energía del oleaje. Por otra parte, los materiales que integran ambas estructuras pueden ser ajustados y reparados fácilmente a lo largo del tiempo, lo cual permite su mantenimiento y adaptación a las condiciones cambiantes del entorno costero, algo de gran importancia si se tiene en cuenta las proyecciones referidas al cambio climático (Pilarczyk, 1998; Sabatier, 2007).

Además, pueden integrarse con otras estructuras costeras, como diques y muros de contención, para ofrecer una protección adicional y mejorar la fortaleza de la costa (Gobierno España, 2008).

En referencia a las limitaciones y desventajas, se puede argumentar, en base a la revisión bibliográfica realizada, que los revestimientos, aunque económicos, pueden requerir mantenimiento regular para asegurar su efectividad a largo plazo. Además, la acumulación de sedimentos y el crecimiento de vegetación pueden afectar su rendimiento, lo que implica costos adicionales de limpieza y reparación. También pueden afectar la estética natural de la costa y pueden ser disruptivos para los hábitats locales durante su instalación (Gobierno España, 2008; Sabatier, 2007). Las escolleras, por su parte, tienen un alto costo de construcción debido a la necesidad de grandes volúmenes de material y maquinaria pesada para su instalación. Asimismo, también pueden alterar la dinámica sedimentaria local, lo que puede resultar en erosión en otras áreas no protegidas (Gobierno España, 2008; Pilarczyk, 1998).

Ejemplos de revestimientos se pueden observar en el paseo marítimo de La Barceloneta en Barcelona y en el paseo marítimo de Alboraya en Valencia (Ramos Blasco, 2015). Por otro lado, las escolleras se pueden apreciar en el Paseo Marítimo Estribela-Pontevedra en Pontevedra (Pérez, 2016).

2.5.4. Espigones

Los espigones son estructuras construidas perpendicularmente a la línea de costa, tal y como puede verse en la *figura 15*, que muestra el Espigón en el Canal del Morro, en Chile. Estas estructuras están diseñadas para interrumpir el flujo de sedimentos y reducir la erosión costera, por ende, se colocan estratégicamente en áreas litorales con problemas significativos de erosión y desplazamiento de sedimentos (Dean, 2002; Worley Pearson, 2013). El principio de su uso se basa en que, al interrumpir el flujo de sedimentos, ayudan a mantener la forma y la estabilidad de la playa, reduciendo la necesidad de reposición de arena y otras medidas de mitigación (Dean, 2002; Worley Pearson, 2013).

A pesar de las ventajas antes mencionadas, también presentan ciertas limitaciones. La construcción de espigones puede ser costosa y requiere una planificación cuidadosa para evitar efectos adversos en las áreas costeras

adyacentes. Por otra parte, es importante mencionar que pueden causar erosión en las playas adyacentes debido a la interrupción del flujo natural de sedimentos, situación que, en la mayoría de los casos, puede requerir de la implementación de medidas adicionales costosas para mitigar dicho impacto (Pilarczyk, 1998).

Figura 15. Espigón en el Canal del Morro, Chile. Fuente: Worley Pearson, 2013.

En lo que respecta al diseño, por un lado, es importante seleccionar materiales de alta resistencia, como roca, concreto o bloques de hormigón, capaces de soportar la fuerza del oleaje y las corrientes marinas. Por otro, la longitud y la altura de los espigones deben ser calculadas cuidadosamente para optimizar la interrupción del transporte litoral de sedimentos sin causar erosión en las áreas adyacentes no protegidas (Worley Pearson, 2013). Además, es importante diseñar los espigones con una inclinación adecuada para maximizar la disipación de la energía del oleaje y reducir el impacto directo sobre la estructura (Pilarczyk, 1998).

Las dimensiones más frecuentes de los espigones varían según las condiciones específicas de la costa y los objetivos del proyecto. Típicamente, pueden tener longitudes que oscilan entre 50 y 500 metros, con alturas de 2 a 5 metros sobre el nivel del mar. La base de estas estructuras suele ser más ancha que la parte superior para proporcionar estabilidad adicional, con una inclinación que permite una mejor disipación de la energía del oleaje. El tamaño de los bloques de material utilizados también es determinante, con bloques de piedra o concreto que pueden pesar varias toneladas cada uno (Dean, 2002).

Un caso práctico es este tipo de estructuras puede encontrarse en el Puerto de Talcahuano en Chile, el cual posee aproximadamente, 500 metros de longitud (SIOP, 2008). Otro ejemplo puede apreciarse en el Paseo Marítimo Estribela-Pontevedra, en Pontevedra, donde el espigón instalado posee una longitud de 98,7 metros, aproximadamente (Ramos Blasco, 2015).

2.5.5. Restauración de Dunas

La restauración de dunas, tanto naturales como construidas con maquinaria, es una práctica común para proteger los paseos marítimos. Esta técnica implica la adición de arena y la plantación de vegetación resistente para estabilizar las dunas, reduciendo la erosión y proporcionando una barrera natural contra el oleaje, siendo especialmente efectiva en áreas donde se necesita una solución ecológica y sostenible para la protección costera (Nordstrom, 2000).

Las dunas restauradas se encuentran típicamente en costas arenosas donde el riesgo de erosión es alto, siendo, frecuentemente observas, en áreas urbanas y turísticas donde es necesario proteger la infraestructura costera y mantener la estabilidad de las playas (Nordstrom, 2000; Worley Pearson, 2013), ya que, actúan como barreras, naturales o “cuasi” naturales, contra el oleaje y las tormentas, reduciendo el riesgo de inundaciones y daños a las propiedades costeras (Nordstrom, 2000).

La planificación de la restauración de dunas debe considerar la selección de vegetación nativa adecuada, la composición y granulometría de la arena, y la topografía de la costa (Nordstrom, 2000). Con respecto a las dunas naturales, se requiere una gestión cuidadosa para promover el crecimiento de la vegetación y la acumulación de arena de manera sostenible. Por otro lado, en el caso de las dunas montadas con máquinas o “cuasi” naturales, es de vital importancia asegurar que la arena añadida sea compatible con la arena existente y que las máquinas utilizadas no ocasionen daños el entorno natural (Nordstrom, 2000; Worley Pearson, 2013).

Las dimensiones de las dunas pueden variar significativamente según las necesidades específicas del sitio y las condiciones locales. Las dunas naturales pueden alcanzar alturas de hasta 10 metros o más, con anchos que varían según el suministro de arena y las condiciones de viento. Mientras que, las dunas “cargadas” con máquinas suelen ser diseñadas para alcanzar alturas y

volúmenes similares a las dunas naturales, pero a través de una construcción mucho más rápida (Nordstrom, 2000).

En referencia a las ventajas, por su parte, las dunas construidas naturalmente promueven la biodiversidad y proporciona un hábitat para la vida silvestre, ofreciendo así, una solución sostenible y de bajo mantenimiento para la protección costera. Mientras que, las dunas artificiales, tienen la ventaja que pueden ser construidas velozmente y a medida, permitiendo una intervención de carácter "urgente" para proteger áreas críticas, pudiendo ser ajustadas y ampliadas según las necesidades (Nordstrom, 2000).

Con respecto a las limitaciones de las dunas naturales, se puede destacar el enorme tiempo de construcción que necesitan para establecerse, siendo vulnerables a eventos climáticos extremos antes de que la vegetación se establezca completamente. Por otro lado, las dunas artificiales pueden ser muy costosas y requieren maquinaria pesada, algo que puede impactar negativamente el entorno natural si no se maneja correctamente (Nordstrom, 2000).

Una implementación práctica de duna, "cuasi" natural en este caso, se encuentra en la playa de Les Deveses, en Alicante, donde los trabajos consistieron en abrir una zanja en la arena, que luego se rellenó con algas secas. Una vez recubierta, se plantaron especies compatibles con las dunas montadas (Marina Alta, 2022).

2.6. Análisis de la Costa Catalana

2.6.1. Descripción Geográfica

La costa catalana se extiende a lo largo de aproximadamente 580 kilómetros en el noreste de España, limitando al este con el Mar Mediterráneo. Esta región costera incluye diversas formaciones geológicas y paisajes, desde playas arenosas hasta acantilados rocosos (Pérez & Navas, 2014).

La Costa Brava, situada en la provincia de Girona, es conocida por sus abruptos acantilados y pequeñas calas, mientras que la Costa Dorada, en Tarragona, se caracteriza por sus amplias playas de arena dorada (Pérez & Navas, 2014). Estas dos costas son particularmente significativas debido a su importancia turística y su diversidad geológica.

La plataforma continental frente al litoral catalán es relativamente estrecha, lo cual provoca que las olas y corrientes marinas tengan un impacto significativo.

Esta angosta plataforma facilita la proximidad de las ondas de tempestad y el oleaje generado por tormentas a la costa, incrementando la energía con la que impactan en las estructuras costeras (Guillén & Palanques, 1992). Además, el relieve submarino de la plataforma continental, caracterizado por cañones submarinos y pendientes abruptas, juega un papel determinante en la dirección y magnitud de las corrientes marinas, así como en la redistribución de los sedimentos transportados por estas corrientes (Palanques et al., 2001).

El patrón de dichas corrientes, en la plataforma continental catalana, está influenciado por la circulación general del Mediterráneo occidental, así como por la descarga de los ríos locales, siendo el río Ebro el más significativo. Estas contribuyen al transporte lateral de sedimentos a lo largo de la costa, lo que afecta la estabilidad y configuración de las playas. Con respecto a esto, un dato a destacar es que las áreas con mayores tasas de erosión suelen coincidir con regiones donde las corrientes y las olas interactúan más intensamente con la morfología submarina, provocando cambios dinámicos en el perfil costero (Sánchez-Arcilla et al., 1998).

2.6.2. Clima Mediterráneo

El clima mediterráneo de la costa catalana se caracteriza por veranos calurosos y secos e inviernos suaves y húmedos. La precipitación media anual varía entre 500 mm y 700 mm, con picos de lluvia principalmente en otoño y primavera (Martin-Vide & Olcina Cantos, 2001). Las temperaturas medias oscilan entre los 14°C y 20°C, con máximas que pueden superar los 30°C en verano (Lorenzo & Alvarez, 2022).

El régimen de vientos predominantes en la costa catalana tiene una influencia significativa en los procesos de erosión y sedimentación. Los vientos de levante, que soplan desde el este, suelen ser responsables de los temporales más intensos y de la mayor parte del transporte de sedimentos a lo largo de la costa (Jiménez & Sánchez-Arcilla, 1993). Dada la influencia de los vientos sobre el comportamiento de las corrientes de agua y, por ende, sobre los procesos erosivos, es importante conocer la clasificación de los más predominantes:

- Mistral (NW): Vientos fuertes que pueden ocurrir en cualquier época del año, soplan con fuerza y pueden alcanzar fácilmente velocidades de hasta 95 km/h, con ráfagas a veces de hasta 170 km/h (Albentosa, 1990).

- Tramontana (N): Viento frío del norte, comúnmente afecta a las Islas Baleares y el noreste de Cataluña. Puede persistir durante varios días, con ráfagas que pueden alcanzar hasta 200 km/h (Albentosa, 1990).
- Gregal (NE): Viento frío y seco que con frecuencia causa fuertes oleajes y marejadas en la costa (Albentosa, 1990).
- Levante (E): Se origina en el Mediterráneo central, cerca de las Islas Baleares, y se dirige hacia la costa catalana, a menudo provocando condiciones meteorológicas adversas y grandes temporales (Albentosa, 1990).

2.6.3. Dinámica Litoral y Procesos Sedimentarios

La dinámica litoral está dominada por procesos de erosión y sedimentación que moldean constantemente la línea costera. Las corrientes litorales generadas por la acción de las olas transportan sedimentos a lo largo de la costa catalana, redistribuyendo las arenas y afectando la morfología de las playas (Sánchez-Arcilla et al., 1998).

El aporte sedimentario a la costa de Cataluña proviene principalmente de los ríos, con el Ebro como la fuente más significativa de sedimentos, como ya fue mencionado en la *sección 2.6.1.,* sin embargo, la construcción de embalses y otras infraestructuras ha reducido considerablemente el flujo de sedimentos hacia la costa, exacerbando los problemas de erosión (Ibáñez et al., 1996).

Por otra parte, las playas de la costa catalana también experimentan variaciones estacionales en su perfil debido a la acción de las tormentas y los temporales de invierno, que suelen provocar la pérdida de arena y el retroceso de la línea de costa. En verano, la acción más moderada de las olas favorece la recuperación parcial de las playas (Sallenger, 2000).

2.6.4. Desafíos Específicos

2.6.4.1 Erosión Costera: Causas y Efectos

La erosión costera es uno de los desafíos más críticos que enfrenta la costa catalana, ya que, las principales causas de la erosión incluyen la acción de las olas, las corrientes litorales, los temporales y la actividad humana. En relación con esto último, la reducción del aporte sedimentario debido a la construcción de embalses y otras infraestructuras en los ríos, sumada a la construcción de

puertos y espigones en las costas, ha exacerbado el problema (Ibáñez et al., 1996; Gobierno de España, 2020; Jiménez & Sánchez-Arcilla, 1993). Este tipo de escenario resulta en la pérdida de playas y dunas, lo cual disminuye la protección natural contra inundaciones y afecta negativamente los ecosistemas costeros y la infraestructura turística.

Las zonas más afectadas por la erosión incluyen áreas de la Costa Brava y la desembocadura del río Ebro. Los estudios han demostrado que las tasas de erosión en estas áreas son altas, con una pérdida significativa de línea de costa y volumen de arena (Sánchez-Arcilla et al., 1998).

2.6.4.2. Impacto del Cambio Climático

El cambio climático presenta desafíos adicionales, principalmente a través del aumento del nivel del mar y la mayor frecuencia e intensidad de los temporales (Gobierno de España, 2020).

En este contexto, se espera que el nivel del mar en el Mediterráneo aumente entre 0,3 y 0,5 metros para finales del siglo XXI, lo cual, podría exacerbar la erosión costera y las inundaciones (Gobierno de España, 2020; IPCC, 2014). Por otra parte, este aumento del nivel del mar también generaría inundaciones en áreas bajas, afectando a comunidades costeras y a la infraestructura marítima (Nicholls & Cazenave, 2010).

Además, el cambio climático también está asociado, como ya fue mencionado al inicio de este apartado, con cambios en los patrones de precipitación y el incremento de eventos meteorológicos extremos, como fuertes lluvias y tormentas. Estas alteraciones pueden aumentar el escurrimiento superficial y la erosión de los suelos, contribuyendo a la pérdida de sedimentos y a la degradación de las playas (Lionello et al., 2006).

La combinación de todos estos factores hace que la planificación y gestión costera sean tareas desafiantes y de urgente realización.

2.6.5. Paseos Marítimos en la Costa Catalana

La historia de los paseos marítimos en la Costa Catalana comienza a finales del siglo XIX y principios del XX, cuando se empezaron a desarrollar las infraestructuras costeras para aprovechar el auge del turismo y mejorar la accesibilidad a las playas. El primer paseo marítimo de gran importancia en esta región fue el de la Barceloneta, construido en la década de 1880, coincidiendo

con la expansión urbana de Barcelona y el interés creciente por las actividades recreativas junto al mar (Caparrós-Lera, 2001; Jiménez et al., 2006). Durante el transcurso del siglo XX, con la consolidación de Cataluña como un destino turístico de primer orden, se desarrollaron nuevos paseos marítimos en diversas localidades costeras, cada uno con su propia historia y características distintivas. Por ejemplo, el paseo de Sitges se transformó en un punto focal de la vida social y cultural, especialmente con la llegada del ferrocarril en 1881, lo cual facilitó el acceso a esta localidad (Caparrós-Lera, 2001).

Estas estructuras están distribuidas a lo largo de la Costa Catalana en diversas ciudades y pueblos, destacándose en particular Barcelona, Tarragona, y otras localidades turísticas de la Costa Brava y la Costa Dorada (Torrado, 2020). En Barcelona, los paseos marítimos como La Rambla de Mar y la Barceloneta están directamente vinculados con los puertos de Port Vell y Port Olímpic, respectivamente. Mientras que, en la Costa Dorada, ciudades como Cambrils y Tarragona cuentan con paseos que no solo ofrecen belleza escénica, sino también acceso a puertos pesqueros y deportivos vitales para la economía local (Torrado, 2020; Jiménez et al., 2006).

En la actualidad, existen aproximadamente 31 paseos marítimos en la Costas de Cataluña, de los cuales, a fines prácticos, se mencionarán solo 10 de los más relevantes en lo que respecta concurrencia, atención mediática e importancia entorno al puerto del cual dependen. El objetivo de dicha mención es ofrecer un marco descriptivo que facilite la comprensión de los usos y la influencia que estos paseos marítimos tienen sobre las ciudades litorales catalanas y sus habitantes.

- La Rambla de Mar en Barcelona: Conecta el Port Vell con La Rambla y es conocida por su puente de madera que se abre para permitir el paso de barcos. Este paseo se inauguró en 1995 como parte de la renovación del Port Vell y se ha convertido en un icono turístico de la ciudad.
- Paseo Marítimo de Sitges: A solo 42 km de Barcelona, este paseo es famoso por sus playas de arena dorada y sus aguas tranquilas. Sitges es conocida por su carnaval y el Festival Internacional de Cine Fantástico, atrayendo a numerosos visitantes anualmente.
- Paseo Marítimo de Tarragona: A lo largo de la playa del Miracle, este paseo ofrece vistas al mar Mediterráneo y acceso a atracciones históricas como el

anfiteatro romano y el barrio de El Serrallo, conocido por sus restaurantes de mariscos. Tarragona, antigua Tarraco, es un sitio del Patrimonio Mundial de la UNESCO.

- Paseo de la Barceloneta en Barcelona: Uno de los paseos más concurridos y conocidos, con una amplia oferta de restaurantes, bares y actividades deportivas. La Barceloneta fue renovada para los Juegos Olímpicos de 1992, revitalizando esta histórica zona pesquera.
- Paseo Marítimo de Cambrils: Este paseo es conocido por su ambiente tranquilo, excelentes restaurantes y playas. Cambrils es considerada la capital gastronómica de la Costa Dorada y su puerto ha sido históricamente un centro pesquero importante.
- Paseo Marítimo de Lloret de Mar: En la Costa Brava, Lloret de Mar ofrece un paseo lleno de vida nocturna, tiendas y playas populares, atrayendo a turistas de todo el mundo. Lloret es también conocida por su patrimonio modernista y sus jardines de Santa Clotilde.
- Paseo Marítimo de Blanes: Conocido como la puerta de entrada a la Costa Brava, Blanes ofrece hermosas playas y jardines botánicos, convirtiéndose en un destino favorito para los turistas durante el verano. Su puerto deportivo y pesquero es uno de los más grandes de la región.
- Paseo Marítimo de Calella: Este paseo ofrece una excelente infraestructura turística con numerosas playas, hoteles y restaurantes, siendo un destino muy popular entre los turistas europeos. Calella de la Costa es famosa por su festival de cine y su hospitalidad turística.
- El Paseo Marítimo de la Mar Bella: Se encuentra en el distrito de Sant Martí de Barcelona y es uno de los más importantes de la costa catalana por su enfoque en la sostenibilidad y la adaptación al cambio climático. Este paseo se renovó en 1992 y es conocido por sus playas nudistas y espacios inclusivos.
- Paseo Marítimo de Cadaqués: Este paseo en el pintoresco pueblo de la Costa Brava es famoso por sus casas encaladas y su ambiente artístico, frecuentado históricamente por artistas como Salvador Dalí. Cadaqués es un lugar de gran belleza natural y atractivo cultural.

Cage recordar que, el presente proyecto estará enfocado en la evaluación de la estabilidad de la estructura asociada al Paseo Marítimo de La Mar Bella. La justificación de la elección de dicho paseo por sobre otros, también relevantes, será abordada en la *sección 3.1*.

2.7. Normativas y Legislaciones Vigentes

La construcción y mantenimiento de infraestructuras costeras, incluyendo paseos marítimos y estructuras de protección, están regulados por un conjunto de normativas y leyes que buscan garantizar la sostenibilidad y seguridad de estas obras frente a los desafíos ambientales.

En España, la Ley de Costas y sus desarrollos reglamentarios constituyen el principal marco normativo para la gestión del litoral, estableciendo criterios y requisitos para la planificación, ejecución y conservación de las obras marítimas (Gobierno de España, 1988). Con el fin de comprender el marco práctico abarcado por estas normas y leyes vigentes en España, referido a la construcción de estructuras marítimas y costeras, en la *tabla 5* se presenta un breve resumen de estas.

Tabla 5. Normas y Leyes Españolas. Fuente: Elaboración propia en base a información extraída de la Web oficial del Gobierno español.

Normativa/Ley	Descripción	Año
Ley de Costas (Ley 22/1988)	Regula la gestión, uso y protección del litoral español, estableciendo medidas para preservar la integridad física y ecológica del dominio público marítimo-terrestre.	1988
Real Decreto 876/2014, Reglamento General de Costas	Desarrolla y complementa la Ley de Costas, detallando las disposiciones sobre uso, protección y conservación del litoral, así como los procedimientos administrativos relacionados.	2014
Plan Nacional de Adaptación al Cambio Climático (PNACC)	Marco estratégico que incluye medidas específicas para la protección de la costa frente a los efectos del cambio climático, como la subida del nivel del mar y la erosión costera.	2006
Código Técnico de la Edificación (Real Decreto 314/2006)	Incluye disposiciones específicas sobre la construcción en zonas costeras, abordando aspectos como la resistencia estructural y las medidas de protección frente a inundaciones y erosión.	2006
Directrices de Ordenación del Litoral	Establecen criterios para la planificación y ordenación del territorio costero, promoviendo el desarrollo sostenible y la protección del medio ambiente marino y costero.	2011

Por otra parte, a nivel internacional, existen diversas directrices y acuerdos que complementan estas normativas nacionales, promoviendo estándares uniformes y prácticas sostenibles en la ingeniería costera. Estas, mencionadas y brevemente descriptas en la *tabla 6*, fomentan la cooperación y el intercambio de conocimientos entre diferentes países y regiones, promoviendo la adopción de estrategias comunes para enfrentar desafíos globales como el cambio climático, la subida del nivel del mar y la erosión costera. Además, establecen marcos regulatorios y metodologías que garantizan la protección del medio ambiente marino, la biodiversidad y la resiliencia de las comunidades costeras.

Tabla 6. Normativas y Directrices internacionales. Fuente: Elaboración propia

Normativa/Directriz	Descripción	Organización /Año
Convenio de Barcelona	Acuerdo regional para la protección del mar Mediterráneo contra la contaminación, incluyendo directrices para la gestión sostenible de las zonas costeras y la prevención de la erosión.	UNEP, 1976
Directiva Marco sobre la Estrategia Marina (2008/56/CE)	Establece un marco para la acción comunitaria en el ámbito de la política del medio marino, con el objetivo de alcanzar un buen estado ambiental de las aguas marinas de la UE.	Unión Europea, 2008
Protocolo de Gestión Integrada de Zonas Costeras (GIZC)	Protocolo del Convenio de Barcelona que proporciona un marco para la gestión integrada y sostenible de las zonas costeras, promoviendo la coordinación entre políticas ambientales, económicas y sociales.	UNEP, 2008
Guía de Buenas Prácticas para la Protección del Litoral	Directrices elaboradas por la Comisión Europea para apoyar la implementación de medidas de protección costera y adaptación al cambio climático, basadas en experiencias y estudios de caso de diversos países.	Comisión Europea, 2010
Recomendaciones del PIANC	Publicaciones y guías técnicas del Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC) que proporcionan recomendaciones sobre diseño, construcción y mantenimiento de infraestructuras marítimas y costeras.	PIANC, varias fechas

Adicionalmente, Cataluña cuenta con normativas específicas que complementan y refuerzan las regulaciones nacionales e internacionales, atendiendo a las particularidades de su costa. Dichas normativas pueden ser apreciadas, a continuación, en la *tabla 7*.

Tabla 7. Normativas y Leyes Catalanas. Fuente: Elaboración propia en base a datos extraídos de la Web Oficial del Gobierno de Catalunya

Normativa/Ley	Descripción	Año
Ley 2/2010, de Protección y Gestión del Litoral de Cataluña	Establece medidas específicas para la protección y gestión del litoral catalán, promoviendo el desarrollo sostenible y la conservación de los ecosistemas costeros.	2010
Plan Director Urbanístico del Sistema Costero (PDUSC)	Plan que regula el uso del suelo y la ordenación urbanística en el ámbito del litoral, con el objetivo de proteger el medio ambiente y promover un desarrollo equilibrado y sostenible.	2005
Decreto 179/2009, de Medidas de Protección Ambiental en la Costa Catalana	Regula las actividades y construcciones en el litoral catalán para minimizar el impacto ambiental y promover la conservación de los recursos naturales.	2009

3. Análisis Estructural

3.1. Elección de Estructura y Justificación

Luego de un análisis minucioso de la situación de cada uno de los paseos marítimos más destacados de la costa catalana, los cuales fueron discutidos en el *apartado 2.6.5.,* se decidió trabajar con el paseo marítimo de La Mar Bella, el cual, posee una longitud total de, aproximada, 1,5 kilómetros, incluyendo varios puntos de acceso principales, como los puentes de Bac de Roda, Selva de Mar y Josep Pla (Ajuntament de Barcelona, 2021). La antes mencionada distribución urbanística del paseo marítimo en cuestión puede ser observada en la *figura 16*.

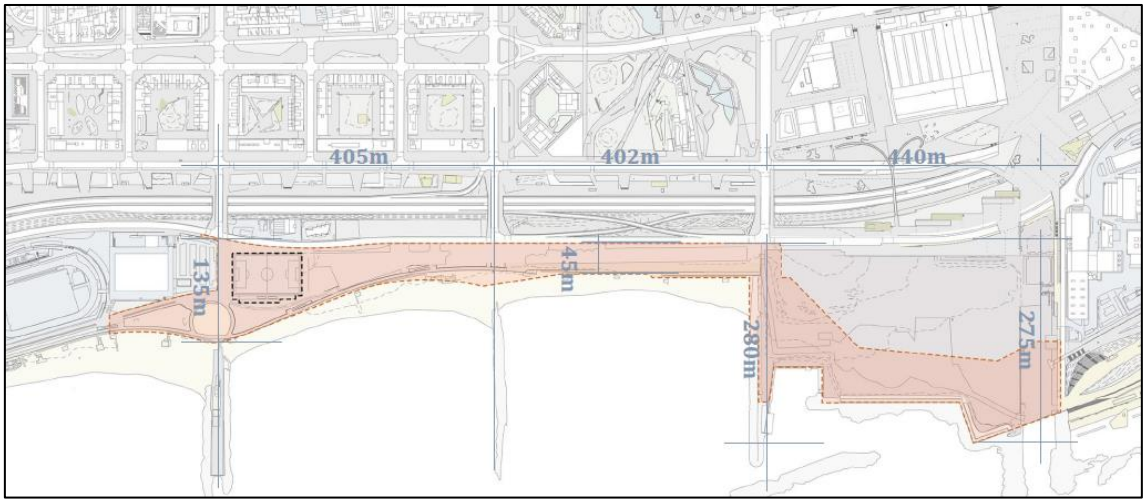


Figura 16. Paseo Marítimo de La Mar Bella. Ajuntament de Barcelona. Fuente: Gerència d'arquitecte en cap. Setembre 2021

Optar por este paseo marítimo por sobre otros más concurridos y relevantes, como el de la Barceloneta, se justifica debido a sus avanzados planes de renovación y su enfoque actual en la sostenibilidad y adaptación al cambio climático. A diferencia de otros paseos de la Costa Catalana, el proyecto de Mar Bella tiene planes de incorporar elementos que no solo mejoran la infraestructura y la accesibilidad, sino que también promueven un entorno preparado para los desafíos medioambientales actuales y futuros. En este sentido, el plan de mejora actual incluye la construcción de un paseo peatonal de 12 metros de ancho, un carril de bicicleta de 4 metros, y la plantación de 15.000 m^2 de zonas verdes con 1.000 árboles y arbustos (Ajuntament de Barcelona, 2021; Barcelona Secreta, 2023).

Además, los estudios complementarios de estabilidad y la cantidad de datos técnicos disponibles, en el contexto del proyecto mencionado en el párrafo

anterior, sobre las estructuras de contención del paseo de la Mar Bella refuerzan su elección, ya que facilitan las evaluaciones a realizar en el presente estudio de estabilidad (Ajuntament de Barcelona, 2021).

Cabe agregar también que, el Paseo Marítimo de la Mar Bella en Barcelona cuenta con varias estructuras de protección y contención diseñadas para garantizar la estabilidad y la resistencia del paseo frente a las condiciones costeras adversas. Las principales incluyen muros de hormigón armado de tipo ménsula, muros de gaviones, revestimientos de escolleras y diques rompeolas.

Dentro de las estructuras antes mencionadas, la opción más predominante es el muro de ménsula, que, según estudios históricos, están construidos de hormigón armado, con alturas variables entre 3 y 6 metros, con el talón intradós enterrado una profundidad de, aproximadamente, entre 1,5 y 2,5 metros, lo cual significa que una sección de 1,5 a 3,5 metros de la altura total se encuentra sobre el nivel del suelo. Por otra parte, las estructuras de hormigón antes mencionadas, tienen un ancho estimado, promedio, de 0,8 metros y una base cuyos valores pueden variar entre 1,5 metros y 3 metros, aproximadamente (Ajuntament de Barcelona, 2021).

Para entender la razón por la cual este tipo de muro es la estructura de protección más importante en el paseo marítimo estudiado, es vital analizar, brevemente, las características más relevantes de esa región.

En primer lugar, es importante recalcar que, la zona de La Mar Bella se caracteriza por tener una mezcla de suelos, predominantemente arenas en la superficie y en la zona intermareal, con presencia de limos y arcillas en el subsuelo. Esta combinación es típica de muchas áreas costeras y proporciona una base adecuada para la construcción de muros tipo ménsula, los cuales no requieren bases extremadamente amplias, pero sí deben distribuir las cargas de manera eficiente para mantener la estabilidad (Ajuntament de Barcelona, 2017; Ajuntament de Barcelona, 2020).

En segundo lugar, otra característica de meritoria mención, es que la costa de La Mar Bella está expuesta a fuertes oleajes y temporales debido a su orientación y ubicación en el litoral barcelonés. En estos casos, los muros de ménsula suelen ser unas de las opciones protección/contención más elegidas para enfrentar estas condiciones climáticas, ya que, pueden integrarse con sistemas de drenaje y otras infraestructuras con el fin de mejorar su solidez frente

a estos eventos. Todo esto, con un costo económico frecuentemente menor que el implicado en la construcción de otras estructuras (Ajuntament de Barcelona, 2017).

Muchas de las ventajas de los muros de ménsula, en el contexto del Paseo Marítimo de La Mar Bella, superan o igualan, a priori, a las de otras opciones de contención/protección estudiadas en apartados anteriores, como puede ser observado en las *tablas 8* y *9*. Dichas tablas, muestran diferentes categorías relacionadas con las características constructivas y económicas más relevantes de cada una de las estructuras que han sido abordadas en el *apartado 2.5.*

Tabla 8. Tabla comparativa de las cualidades técnicas de diferentes opciones de protección/contención para el paseo marítimo de La Mar Bella. Fuente: Elaboración propia.

Estructura	Resistencia a la Erosión	Durabilidad	Adaptabilidad a Suelos Blandos	Facilidad de Mantenimiento	Protección Contra Oleaje	Impacto Ambiental	Facilidad de Construcción	Tiempo de Construcción
Muro de Contención Gravitacional	Alta (1 m³ - 5 m³)	Alta (30-50 años)	Baja (<150 kPa)	Media (2 veces al año)	Media (1-3 metros)	Medio	Baja	Largo (>6 meses)
Muro de Contención en Ménsula	Alta (1 m³ - 5 m³)	Alta (30-50 años)	Alta (50-100 kPa)	Media (2 veces al año)	Media (1-3 metros)	Bajo	Alta	Medio (3-6 meses)
Muro de Contención de Contrafuerte	Muy Alta (<1 m³)	Alta (30-50 años)	Media (100-150 kPa)	Baja (>2 veces al año)	Media (1-3 metros)	Medio	Baja	Largo (>6 meses)
Muro Tablestacado	Media (5 m³ - 10 m³)	Media (15-30 años)	Muy Alta (<50 kPa)	Alta (1 vez al año)	Baja (<1 metro)	Alto	Muy Alta	Corto (<3 meses)
Dique Rompeolas Flotante	Media (5 m³ - 10 m³)	Media (15-30 años)	Alta (50-100 kPa)	Alta (1 vez al año)	Muy Alta (>5 metros)	Medio	Alta	Medio (3-6 meses)
Dique Rompeolas Rígido	Muy Alta (<1 m³)	Muy Alta (>50 años)	Baja (>150 kPa)	Media (2 veces al año)	Muy Alta (>5 metros)	Alto	Baja	Largo (>6 meses)
Revestimientos de Roca	Alta (1 m³ - 5 m³)	Media (15-30 años)	Alta (50-100 kPa)	Baja (>2 veces al año)	Alta (3-5 metros)	Medio	Media	Medio (3-6 meses)
Escolleras	Alta (1 m³ - 5 m³)	Alta (30-50 años)	Media (100-150 kPa)	Baja (>2 veces al año)	Alta (3-5 metros)	Alto	Baja	Largo (>6 meses)
Espigones	Muy Alta (<1 m³)	Alta (30-50 años)	Alta (50-100 kPa)	Media (2 veces al año)	Muy Alta (>5 metros)	Alto	Media	Largo (>6 meses)
Restauración de Dunas	Alta (1 m³ - 5 m³)	Alta (30-50 años)	Alta (50-100 kPa)	Alta (1 vez al año)	Media (1-3 metros)	Bajo	Alta	Medio (3-6 meses)

Con respecto a las cualidades técnicas mostradas en la *tabla comparativa 8,* varios factores técnicos clave se destacan.

Por un lado, la adaptabilidad a suelos blandos es un aspecto determinante, ya que, se considera que la mezcla de suelos arenosos en la superficie y suelos cohesivos (limos y arcillas) en el subsuelo presentes en la costa catalana posee una capacidad portante de entre 50-100 kPa. Esta condición hace que los muros tipo ménsula sean especialmente adecuados para este tipo de suelos, debido a que no requieren una base extremadamente amplia pero sí necesitan distribuir las cargas de manera eficiente.

Por otra parte, la durabilidad del muro tipo ménsula (30-50 años) asegura una vida útil aceptable con una frecuencia de mantenimiento moderada, algo que es sumamente importante teniendo en cuenta que las ciudades apostadas en la costa catalana buscan proyectos que no solo puedan soportar el paso del tiempo, sino que, también, sean lo suficientemente fuertes para soportar las consecuencias, ya estimadas, del cambio climático (Ajuntament de Barcelona, 2017; Ajuntament de Barcelona, 2020).

Finalmente, la resistencia a la erosión alta (1-5 m^3/año) y la protección contra oleaje moderada (1-3 metros) complementarían las cualidades necesarias para mantener la integridad del paseo marítimo frente a los desafíos ambientales, teniendo en cuenta las proyecciones realizadas por el Gobierno de España en el año 2020 (Gobierno de España, 2020).

Con respecto a las variables económicas mostradas en la *tabla comparativa 9,* varios factores económicos se destacan.

La decisión de optar por un muro tipo ménsula también se ve influenciada por factores económicos detallados en la *tabla 9*. El costo inicial moderado (400-700 €/m) del muro tipo ménsula es un factor importante a tener en cuenta, ya que proporciona una solución coste-efectiva en comparación con otras opciones cuyas ventajas técnicas también se adaptan a los requerimientos de la costa de La Mar Bella, pero que tienen costos iniciales mucho más altos. Además, los costos de mantenimiento son relativamente razonables comparados con otras alternativas, 100-200 €/m/año, y aseguran que el muro en ménsula no sólo es asequible inicialmente, sino que también es sostenible a largo plazo, lo cual es algo de gran interés para las finanzas públicas locales.

Tabla 9. Tabla comparativa de las variables económicas generales referidas a las diferentes opciones de protección/contención para el paseo marítimo de La Mar Bella. Fuente: Elaboración propia en base al marco teórico desarrollado en el presente estudio.

Estructura	Costo Inicial (€)	Costo de Mantenimiento (€/año)	Costo Total (a largo plazo, €)
Muro de Contención Gravitacional	Alto (600-1000/m)	Medio (100-200/m)	Alto
Muro de Contención en Ménsula	Medio (400-700/m)	Medio (100-200/m)	Medio
Muro de Contención de Contrafuerte	Muy Alto (800-1200/m)	Alto (200-300/m)	Muy Alto
Muro Tablestacado	Bajo (200-500/m)	Alto (200-300/m)	Medio
Dique Rompeolas Flotante	Alto (600-1000/m)	Medio (100-200/m)	Alto
Dique Rompeolas Rígido	Muy Alto (800-1500/m)	Bajo (<100/m)	Muy Alto
Revestimientos de Roca	Medio (400-800/m)	Medio (100-200/m)	Medio
Escolleras	Medio (500-900/m)	Alto (200-300/m)	Alto
Espigones	Alto (600-1000/m)	Bajo (<100/m)	Alto
Restauración de Dunas	Medio (300-600/m)	Bajo (<100/m)	Medio

Cabe mencionar que, las escalas presentadas en las *tablas 8* y *9*, provienen de la lectura analítica y exhaustiva de las diversas fuentes bibliográficas ya utilizadas hasta aquí, para el desarrollo del marco introductorio (exhibidas en la *sección 5).* Adicionalmente a las antes mencionadas referencias, cabe señalar

la utilización de algunas adicionales utilizadas específicamente en el desarrollo de esta sección:

- Resistencia a la erosión: U.S. Army Corps of Engineers. (2006); Sarpkaya, T., & Isaacson, M. (1981).
- Durabilidad: American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017); International Building Code (IBC). (2018).
- Adaptabilidad a suelos blandos: Coduto, D.P. (1999); Das, B.M. (2016).
- Facilidad de mantenimiento: Das, B.M. (2016); Fenton, G.A. & Griffiths, D.V. (2008).
- Protección contra oleaje: U.S. Army Corps of Engineers. (2006); Sarpkaya, T., & Isaacson, M. (1981).
- Impacto ambiental: Mangor, K., Dronen, K., N., Kaergaard, H., K., Kristensen, S., E. (2017); Chapman MG, Underwood AJ (2011).
- Facilidad de construcción y tiempo de construcción: Gordian, RSMeans Construction Cost Data 2020 (2019), Pray, R. (2019); Hendrickson, C., Au, T. (1990).
- Costo inicial y de mantenimiento: Gordian, RSMeans Construction Cost Data 2020 (2019); Pray, R. (2019).

Antes de finalizar este apartado, es importante recalcar que, a fines prácticos, y dado que no existen rangos de valores establecidos rigurosamente para cada una de las categorías involucradas en las *tablas 8* y *9*, muchos de ellos han sido diseñados por el autor del presente proyecto con el objeto de poder encontrar un marco justificativo que permita entender porque se escogió adoptar el muro tipo ménsula como estructura principal de protección/contención en el paseo marítimo en estudio. Por ende, el uso de estas escalas y categorías son aproximadas, estimativas y elaboradas solamente para poder ponderar la importancia de las características de cada opción de protección/contención.

3.2. Análisis Estructural por Método Analítico Tradicional (MAT)

3.2.1. Análisis Inicial de Estabilidad

Como ya fue mencionado en la *sección 1.3.*, se empleará el método americano, dada su practicidad y, debido al desconocimiento de ciertas características del

muro y del terreno que podrían generar grandes errores en caso de tratar de incluirlas mediante una estimación aproximada.

Los datos conocidos, son los siguientes:

$h_m = 4{,}5\ m\ \ (altura\ promedio\ del\ muro)$

$B = 2{,}25\ m\ (base\ promedio\ del\ muro)$

$\gamma_h = 24\dfrac{kN}{m^3}\ (para\ hormigón\ armado\ estándar)$

$\gamma_s = 18\dfrac{kN}{m^3}\ (para\ zonas\ costeras)$

$\gamma_{s_{saturado}} = 20\dfrac{kN}{m^3}\ (para\ zonas\ costeras)$

$q = 5\ kN/m^2$

$\beta = 0^o\ (se\ considerará\ terreno\ plano\ en\ el\ sector\ de\ aplicación\ de\ q)$

$\phi = 30^o$

$\delta = 0^o\ (consideración\ método\ Rankine)$

$\alpha = 0^o\ (muro\ con\ trasdós\ y\ extradós\ vertical)$

Los valores de los pesos específicos γ_h, γ_s y $\gamma_{s_{saturado}}$ fueron extraídos de diferentes referencias bibliográficas; Bowles et. al (1996) y Coduto (2001), respectivamente.

Por otra parte, q se obtuvo a partir del documento elaborado por Indian Standard (publicado en 1989 y revisado en 2008) considerando que la zona sobre la cual se aplica q se puede clasificar dentro de la categoría “iv) ASSEMBLY BUILDINGS: n) Corridors. passages subject to loads greater than from crowds,

such as wheeled vehicles, trolleys and the like. Corridors, staircases and pas· sages in grandstands".

Por último, con respecto al ángulo de fricción interna del suelo (ϕ), se consultaron varias bibliografías, Terzaghi et al. (1996) y Coduto (2001), encontrando que 30º es un valor aceptable para esta variable, considerando el tipo de arena que pueden encontrarse en las costas catalanas.

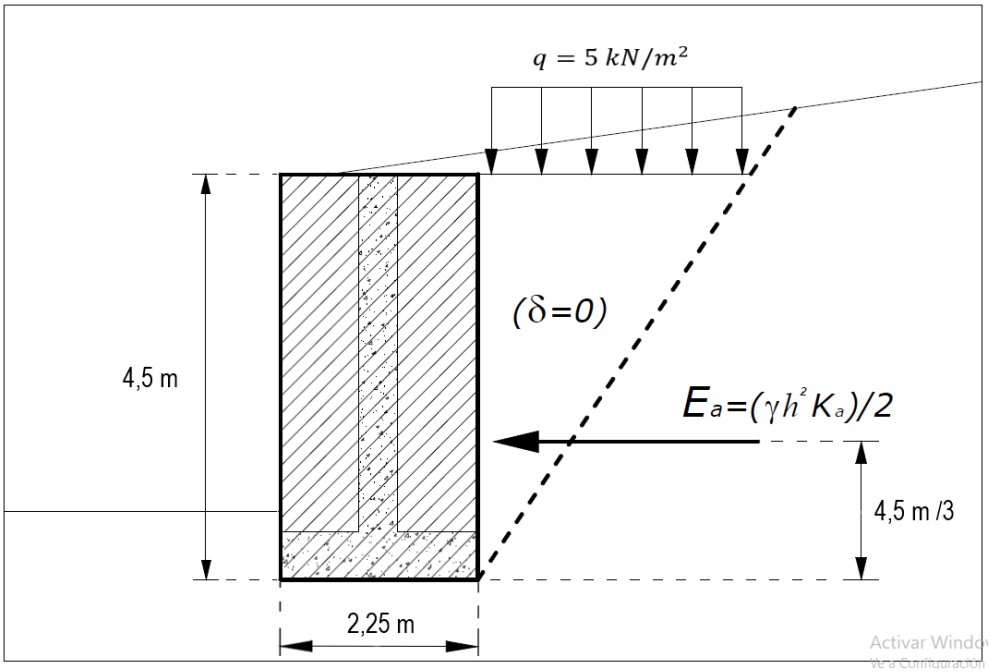


Figura 17. Análisis inicial de estabilidad del muro de ménsula, construido en el Paseo Marítimo de La Mar Bella como estructura de contención, aplicando el Método Americano. Fuente: Elaboración propia en base a apuntes de clase de Ingeniería Geotécnica.

La *figura 17*, muestra las variables más importantes del cálculo y como se aplica el Método Americano a la estructura que es objeto de estudio en este proyecto. Una vez definidas las variables necesarias para los cálculos, se calcula el peso de la estructura:

$$W = 24\frac{kN}{m^3} * 2{,}25\ m * 4{,}5\ m = \mathbf{243}\ \frac{\boldsymbol{kN}}{\boldsymbol{m}}$$

Luego, se sigue con el cálculo del coeficiente del estado activo (K_a):

$$K_a = tan^2\left(45^o - \frac{30^o}{2}\right)$$

$$K_a = \mathbf{0,33}$$

Por ende, teniendo cuenta la carga de uso uniformemente distribuida, el empuje activo del suelo será:

$$q = h_o * \gamma_s$$

$$h_o = \frac{5\ kN/m^2}{18\ \frac{kN}{m^3}} = \mathbf{0,28\ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2} * (4{,}5\ m + 0{,}28\ m)^2 * 0{,}33 * 18\ \frac{kN}{m^3} = \mathbf{67,85\ \frac{kN}{m}}$$

Por último, utilizando los valores obtenidos anteriormente referidos a la situación del muro de ménsula del Paseo Marítimo de La Mar Bella, se deben determinar los factores de seguridad frente al deslizamiento y al vuelco.

$$FS_{Vuelco} = \frac{243\ \frac{kN}{m} * \frac{2{,}25\ m}{2}}{67{,}85\ \frac{kN}{m} * \frac{4{,}5\ m}{3}} = \mathbf{2,68}$$

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{\left(243\ \frac{kN}{m} + E_{av}\right) * \tan\,(30^o)}{E_{ah}}$$

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{\left(243\ \frac{kN}{m} + (E_a * sen(0^o))\right) * \tan\,(30^o)}{67{,}85\ \frac{kN}{m} * cos\,(0^o)} = \mathbf{2,06}$$

El análisis de los factores de seguridad para el muro de ménsula del Paseo Marítimo de la Mar Bella muestra que el factor de seguridad contra deslizamiento ($FS_{Deslizamiento}$) es de aproximadamente 2,06.

Este valor indica que la fuerza de resistencia al deslizamiento, proporcionada principalmente por el peso del muro y la fricción en la base del muro, es casi el doble de la fuerza de deslizamiento inducida por el empuje activo del suelo

(Bowles, 1996; Das, 2010). Un $FS_{Deslizamiento}$ superior a 2,06 es generalmente aceptable para estructuras permanentes, lo que sugiere que el diseño actual del muro proporciona una resistencia adecuada contra el deslizamiento.

Por otro lado, el factor de seguridad contra vuelco (FS_{Vuelco}) obtenido es de 2,68. Este valor refleja una alta estabilidad del muro frente a las fuerzas que podrían causar su vuelco, esto se debe a que la base en forma de T invertida del muro de ménsula distribuye eficientemente el peso de dicha estructura, aumentando el momento resistente y reduciendo significativamente el riesgo de vuelco (Bowles, 1996; Das, 2010). Un FS_{Vuelco} mayor a 1,5 es considerado seguro para estructuras permanentes, y el valor de 2,68 asegura una resistencia aceptable contra el vuelco, garantizando la estabilidad del muro en condiciones operativas normales (Universidad Politécnica de Cataluña, s.f.).

Por último, es importante agregar que, se consideró un sistema de drenaje eficiente durante todo el análisis efectuado. Esta consideración permite omitir el factor γ_w del cálculo asociado al empuje, lo cual es posible dado que un sistema de drenaje eficiente facilita la reducción de la presión hidrostática detrás del muro, disminuyendo así el empuje activo del suelo (E_{ah}).

3.2.3. Escenario 1: Erosión

Este escenario se analizará a partir de los cálculos obtenidos en el *apartado 3.2.1.*

Según el Ajuntament de Barcelona (2021), el talón de intradós se encuentra a, aproximadamente, 1,5 metros en las zonas donde el muro es más bajo y a 2,5 metros en los sectores donde la altura del muro es mayor. Con el objetivo de proporcionar un análisis integral, se tomará un promedio de 2 metros para abordar los cálculos.

Según estas condiciones, una erosión que genere una pérdida del 50% del nivel del suelo, como la planteada en la *sección 1.3.1.2.* como “Escenario 1”, dejará solo 1 metro de arena antes de la base del muro.

En estas condiciones, los valores de E_p y E_{pr} serán:

$$K_p = tan^2\left(45^o + \frac{30^o}{2}\right) = 3$$

$$E_p = \frac{1}{2} * 3 * 18 \frac{kN}{m^3} * (2\ m)^2 = \mathbf{108\ \frac{kN}{m}}$$

$$E_{pr} = \frac{1}{2} * 3 * 18 \frac{kN}{m^3} * (1\ m)^2 = \mathbf{27\ \frac{kN}{m}}$$

Por ende, los factores de seguridad en el escenario erosión planteado en este apartado, tendrán los siguientes valores:

$$FS_{Vuelco} = \frac{\left(243\ \frac{kN}{m} * \frac{2{,}25\ m}{2}\right) - \left(108\ \frac{kN}{m} * \frac{2\ m}{3} - 27\ \frac{kN}{m} * \frac{1\ m}{3}\right)}{67{,}85\ \frac{kN}{m} * \frac{4{,}5\ m}{3}} = \mathbf{2{,}06}$$

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{\left(243\ \frac{kN}{m}\right) * \tan(30^o)}{67{,}85\ \frac{kN}{m} + (108\ \frac{kN}{m} - 27\ \frac{kN}{m})} = \mathbf{0{,}94}$$

A partir de los resultados obtenidos (*Anejo de cálculos*) se puede observar que, bajo el escenario de erosión propuesto, el factor de seguridad al vuelco sigue cumpliendo las exigencias al haberse obtenido un valor, todavía, superior a 2. Sin embargo, se logró apreciar una disminución del 23% en su valor numérico con respecto a la situación inicial, lo cual era esperable dadas las nuevas condiciones.

Por otra parte, el factor de seguridad al deslizamiento no alcanzó los valores mínimos recomendados para asegurar la estabilidad de la estructura (>1,5) en el escenario propuesto. Por tanto, sería recomendable planificar mejoras, a futuro, que refuercen la estructura.

Aunque solo fue exhibido el procedimiento de cálculo para encontrar los valores de los factores de seguridad considerando 50% de erosión, al analizar otros escenarios se pueden obtener datos interesantes. En este sentido, en la *figura 18* se puede observar cómo los factores de seguridad al vuelco y al deslizamiento se ven afectados a medida que aumenta el porcentaje de erosión, considerando como momento inicial, el establecido en el *apartado 3.2*.

Por un lado, el factor de seguridad al vuelco (FS_{Vuelco}) se mantiene por encima del límite de seguridad de 2,0 hasta un nivel de erosión del 60%, lo cual indica

una estabilidad relativa del muro contra el vuelco en este rango. Sin embargo, el factor de seguridad al deslizamiento ($FS_{Deslizamiento}$) cruza el límite de seguridad de 1,5 en, aproximadamente, en un escenario de erosión de 12,36%. Esto sugiere que, en comparación a FS_{Vuelco}, la manifestación de un pequeño grado de erosión puede comprometer la estabilidad del muro contra el deslizamiento siendo, este, el principal factor de preocupación.

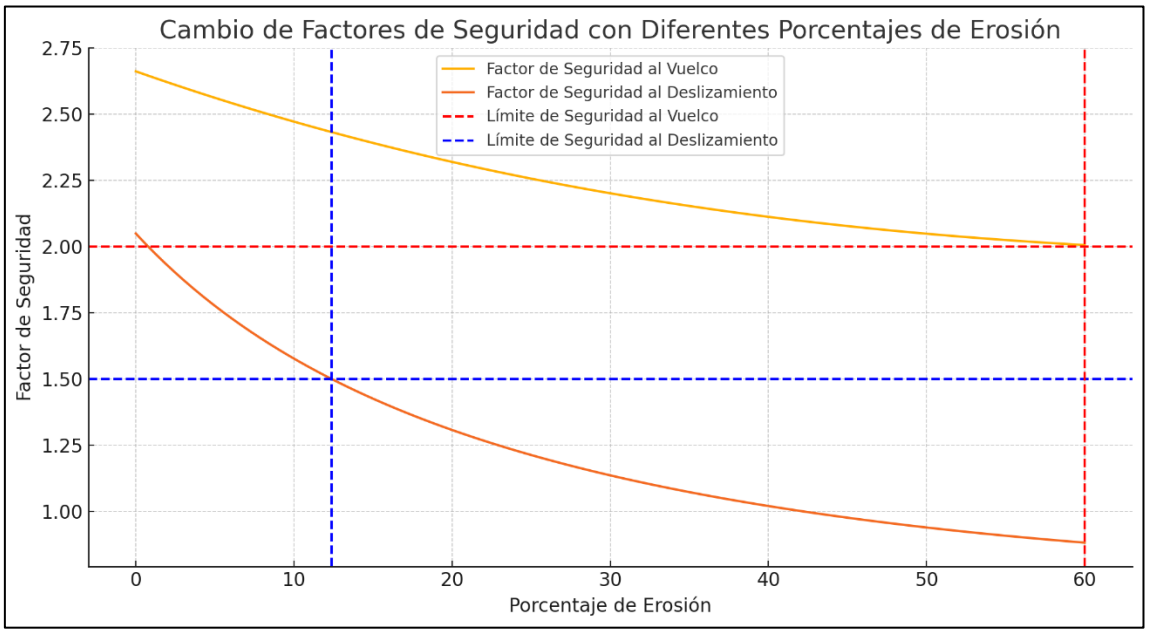


Figura 18. Variación de los factores de seguridad frente a diferentes escenarios de erosión.

3.2.4. Escenario 2: Carga Variable de Agua

Al igual que fue mencionado al inicio del *apartado 3.2.3.* este escenario se analizará a partir de los cálculos obtenidos en el *apartado 3.2.1.* y a partir de la metodología explicada en la *sección 1.3.1.3.*

Dentro de este escenario, como ya fue mencionado en la *sección 1.3.1.3.*, se considerarán dos subescenarios:

- A) El agua se acumula uniformemente durante un periodo de 3 horas hasta alcanzar una altura de 2 metros tanto en trasdós como en intradós, por tanto

$$h_w^{intradós} = h_w^{trasdós}$$

Cabe destacar que, esta situación implicará una saturación completa de la parte externa de la cara del muro y una saturación parcial en la sección interna de la cara del muro.

- B) El agua se acumulará de forma progresiva en el trasdós durante 6 horas hasta el punto de generar una total saturación por ambas partes del muro, es decir, 2 m en el intradós y 4,5 metros en el trasdós.

Análisis subescenario A):

$$E_{a1} = 5\frac{KN}{m^2} * (4{,}5 - 2)m * 0.3 = \mathbf{4,17}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m}}$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} * 0{,}3 * 18\frac{KN}{m^3} * (4{,}5 - 2)m^2 = \mathbf{18,75}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m}}$$

$$E_{a3} = \frac{1}{2} * 0{,}3 * (20 - 9{,}81)\frac{KN}{m^3} * (2)m^2 = \mathbf{3,40}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m}}$$

$$E_{a4} = 0{,}3 * \left(5 + 18\frac{KN}{m^3} * (4{,}5 - 2\right)m * 2m = \mathbf{33,33}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m}}$$

$$E_{a_w} = \frac{1}{2} * 9{,}81\frac{KN}{m^3} * (2)m^2 = \mathbf{19,62}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m}}$$

$$E_{a_{Total}} = 4{,}17\,\frac{kN}{m} + 18{,}75\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} + 3{,}40\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} + 33{,}33\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} + 19{,}62\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} = \mathbf{79,27}\,\frac{\mathbf{kN}}{\mathbf{m}}$$

$$E_{p_{sat}} = \frac{1}{2} * 3 * (20 - 9{,}8) * (2)^2 = \mathbf{61,14}\,\frac{\mathbf{kN}}{\mathbf{m}}$$

$$E_{p_w} = \frac{1}{2} * \gamma_w * (2)^2 = \mathbf{19,62}\,\frac{\mathbf{kN}}{\mathbf{m}}$$

Una vez obtenido el valor de $E_{a_{Total}}$ es posible analizar los factores de seguridad.

$$FS_{Vuelco} = \frac{227{,}89\ KN}{115{,}34\ KN} = \mathbf{1,98}$$

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{154{,}71\,\frac{kN}{m} * \tan\,(30^o)}{79{,}27\ \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}}} = \mathbf{1,13}$$

Como se puede observar, los factores de seguridad para este subescenario no cumplen con las exigencias en lo que respecta a los valores mínimos recomendados (*Anejo de cálculos*).

Análisis subescenario B):

$$E_{a1} = 5\frac{KN}{m^2} * (4{,}5 - 4{,}5)m * 0.3 = \mathbf{0}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m}}$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} * 0{,}3 * 18\frac{KN}{m^3} * (4{,}5 - 4{,}5)m^2 = \mathbf{0}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m}}$$

$$E_{a3} = \frac{1}{2} * 0{,}3 * (20 - 9{,}81)\frac{KN}{m^3} * (4.5)m^2 = \mathbf{7,64}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m}}$$

$$E_{a4} = 0{,}3 * \left(5 + 18\frac{KN}{m^3} * (4{,}5 - 4.5\right)m * 2m = \mathbf{7,50}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m}}$$

$$E_{a_w} = \frac{1}{2} * 9{,}81\frac{KN}{m^3} * (4.5)m^2 = \mathbf{99,33}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m}}$$

$$E_{a_{Total}} = 0\ \frac{kN}{m} + 0\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} + 7{,}64\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} + 7{,}50\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} + 99{,}33\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} = \mathbf{114,47}\,\frac{\mathbf{kN}}{\mathbf{m}}$$

$$E_{p_{sat}} = \frac{1}{2} * 3 * (20 - 9{,}8) * (2)^2 = \mathbf{61,14}\,\frac{\mathbf{kN}}{\mathbf{m}}$$

$$E_{p_w} = \frac{1}{2} * \gamma_w * (2)^2 = \mathbf{19,62}\,\frac{\mathbf{kN}}{\mathbf{m}}$$

Una vez obtenido el valor de $E_{a_{Total}}$ es posible analizar los factores de seguridad.

$$FS_{Vuelco} = \frac{178{,}79}{177{,}33} = \mathbf{1{,}01}$$

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{85{,}73\ \frac{kN}{m} * \tan\left(30^{o}\right)}{114{,}47\ \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}}} = \mathbf{0{,}43}$$

Como se puede observar, los factores de seguridad para este escenario tampoco cumplen con las exigencias en lo que respecta a los valores mínimos recomendados. (*Anejo de cálculos*).

3.2.5. Escenario 3: Combinación de Erosión y Carga de Agua

Para abordar este escenario se implementará la metodología propuesta en el *apartado 1.3.1.4.*

Se considerarán las mismas condiciones de erosión y carga de agua que las vistas en la *sección 3.2.3.* y *3.2.4.*, respectivamente. En base a esto, se procederá con el cálculo de los factores de seguridad.

$$FS_{Vuelco} = \frac{112{,}14\ \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}}}{177{,}33\ \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}}} = \mathbf{0{,}63}$$

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{\left(85{,}73\ \frac{kN}{m}\right) * \tan\left(30^{o}\right)}{114{,}47\,\frac{KN}{m}} = \mathbf{0{,}43}$$

El análisis del escenario 3, muestra que la estabilidad de la estructura se vería seriamente afectada si fuera expuesta a erosión (hasta 50% del nivel del suelo intradós) y a carga variable de agua (hasta 4,5 m de columna de agua), dado que ambos factores de seguridad exhibieron valores por debajo de los límites recomendados, luego de los cálculos. Dichos valores fueron, a su vez, menores que los obtenidos para los escenarios individuales de erosión y carga de agua (subescenario B). (*Anejo de cálculos*).

3.3. Análisis Estructural por Método de Análisis de Elementos Finitos (MEF)

Al final de este apartado, se presentarán los resultados obtenidos mediante la simulación de cada situación planteada con Plaxis pero, primero, se explicará el flujo de trabajo llevado a cabo y, luego, se abordarán los parámetros más relevantes del modelo y las características de los materiales considerados.

3.3.1. Flujo de Trabajo

El procedimiento de modelado numérico comenzó con la definición de la geometría del modelo en un entorno bidimensional, considerando que los estados tensiónales y de carga son uniformes a lo largo de la sección transversal (Briceño et al., 2021). El modelo desarrollado correspondió a elementos conformados por 15 nodos, que proporcionan doce puntos de evaluación de tensiones (puntos de gauss). Cada simulación incluyó un suelo de fundación, debajo del muro y material de relleno, cuyas características fueron tomadas de Briceño et al. (2022) y son mostradas en la *sección 3.3.2.*, en cuanto a las condiciones de contorno, fue importante definir un dominio suficientemente grande que minimice los efectos de borde, especialmente en análisis de carga de agua variable o de erosión. En este caso, se delimitó el área de estudio con un espacio de 4 veces la altura del muro (H) en sentido horizontal y 2H en sentido vertical, lo cual garantizó que las interacciones entre el muro y el suelo no se vieran afectadas por las fronteras del modelo. Por otro lado, las dimensiones del muro fueron las mismas que se consideraron en la *sección 3.2.1.*, las cuales, pueden ser apreciadas en la *figura 17*.

Cabe agregar que, se consideró la característica “drained” tanto para el material de relleno como para el material del suelo de fundación y no se consideró un nivel freático global en las simulaciones, excepto en las condiciones evaluadas para carga de agua variable. Además, se incluyó una carga uniforme *q* a lo largo de la superficie del material de relleno, cuyo valor será el mismo que el que se considerará para el MAT aplicado en la *sección 3.2.1.*, 5 kN/m^2.

Una vez realizado el diseño geométrico del modelo, se establecieron las propiedades de los materiales. En el caso del material de relleno, trasdós del muro, se simuló el comportamiento del suelo usando el modelo de Mohr-Coulomb y asignándole los mismos valores de cohesión (C), el ángulo de fricción interna (ϕ) y peso unitario (γ) considerados para el MAT explicado teóricamente

en la *sección 1.3.1.* y aplicado de forma práctica *en la sección 3.2.1.,* además, se especificó el módulo de elasticidad (E) del suelo, usando como referencia los datos aportados por Briceño et al. (2022). Con respecto al suelo de fundación también se simuló su comportamiento usando el modelo de Mohr-Coulomb y, como ya fue mencionado, se utilizaron las características aportadas por Briceño et al. (2022) y Manual Plaxis 2D (2024). Las características del material del muro fueron introducidas utilizando los datos aportados por Manual Plaxis 2D (2024), excepto para el peso unitario (γ). Cabe agregar que, para este último material, se utilizó el modelo "Linear Elastic" según recomendaciones del manual de uso de Plaxis antes indicado.

A posterior se realizó el mallado del modelo, utilizando una malla triangular de tamaño fino para material de relleno y muro, y una malla de tamaño medio para el suelo de fundación por recomendación de Briceño et al. (2021). Esto mejoró la precisión en la zona crítica de interacción entre el muro y el suelo de relleno, ya que las áreas cercanas a la base del muro y las zonas donde se esperan grandes desplazamientos son particularmente sensibles a la calidad del mallado. Por otra parte, el mallado fino permite capturar mejor los gradientes de tensión y deformación que se generan en el suelo debido a la carga del muro y las condiciones de contorno (Briceño et al., 2021; Briceño et al., 2022).

La simulación se realizó en etapas, como puede observarse en la *figura 19*, en las cuales se activaron y desactivaron elementos del modelo según correspondiese con las simulaciones propuestas. De esta manera, se establecieron las siguientes fases:

- Fase 1: Estabilidad inicial sin considerar condiciones adversas de erosión y carga variable de agua; "Calculation type: Plastic".
- Fase 2: Cálculo del factor de seguridad global de la Fase 1. "Calculation type: Safety".
- Fase 3: Condición adversa de erosión aplicado al suelo base del intradós. "Calculation type: Plastic".
- Fase 4: Cálculo del factor de seguridad global de la Fase 3. "Calculation type: Safety".
- Fase 5: Condición adversa de carga variable de agua en el trasdós; "Calculation type: Plastic".

- Fase 6: Cálculo del factor de seguridad global de la Fase 5. “Calculation type: Safety”.
- Fase 7: Condición adversa que combina de carga variable de agua en el trasdós y de erosión aplicado al suelo de la base del intradós. “Calculation type: Plastic”.
- Fase 8: Cálculo del factor de seguridad global de la Fase 7. “Calculation type: Safety”.

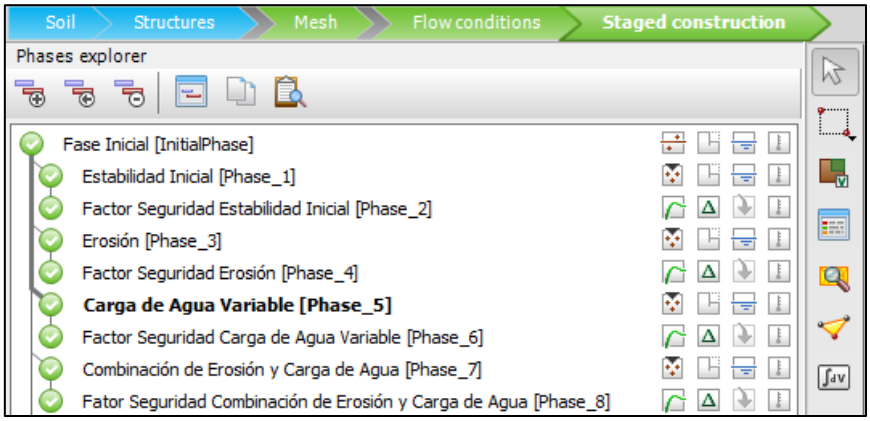


Figura 19. Fases simuladas asociadas a las condiciones evaluadas.

Las opciones de cálculo escogidas en cada fase se hicieron en base a las recomendaciones de Briceño et al. (2021), Briceño et al. (2022) y Manual Plaxis 2D (2024). Por un lado, el cálculo del factor de seguridad (FSg) se realizó utilizando el método de reducción phi-c, en el cual los parámetros de resistencia al corte, como la cohesión y el ángulo de fricción, se reducen de manera progresiva hasta que se alcanza la falla en el suelo o en la estructura. Este método es especialmente útil para identificar las condiciones críticas en las que el muro puede volcar o deslizarse. Con respecto a las Fases 1, 3, 5 y 7, se definieron las cuatro primeras etapas con un comportamiento plástico (*Plastic),* dado que este modelo permite llevar a cabo un análisis de deformación elástico-plástico (Briceño et al. 2021).

3.3.2. Características del Modelo

En las tablas que se presentan a continuación, se detalla la caracterización de los materiales, así como las propiedades fijas mecánicas e hidráulicas fundamentales que se han introducido en la interfaz de Plaxis 2D para la simulación del comportamiento del muro tipo ménsula, el suelo de fundación y el

material de relleno. Estas características, categorizadas en las *tablas 10*, *11*, *12* y *13*, reflejan los parámetros clave que determinan la respuesta estructural y geotécnica del sistema bajo las diferentes condiciones de carga analizadas.

Tabla 10. Características más relevantes del material de relleno, del suelo de fundación y del muro. Fuente: Datos del proyecto en curso, Manual Plaxis 2D (2024) y Briceño et al. (2022).

Caracterización de los Materiales		
Material	**λ_{seco} (kN/m^2)**	**λ_{sat} (kN/m^2)**
Suelo Fundación	16	17
Relleno	18	20
Muro	24	----

Tabla 11. Propiedades Mecánicas Elásticas. Fuente: Datos del proyecto en curso, Manual Plaxis 2D (2024) y Briceño et al. (2022).

Propiedades Mecánicas Elásticas			
Material	**E (kN/m^2)**	**Coeficiente de Poisson**	**Modelo Constitutivo**
Fundación	4,8 x 10^4	0,3	Mohr-Coulomb
Relleno	4,0 x 10^4	0,25	Mohr-Coulomb
Muro	360.000 (ref)	0,15	Linear Elastic

Tabla 12. Propiedades Mecánicas en Rotura. Fuente: Datos del proyecto en curso, Manual Plaxis 2D (2024) y Briceño et al. (2022).

Propiedades Mecánicas en Rotura				
Material	**ψ (º)**	**C (kN/m^2)**	**Φ (º)**	**Criterio de Rotura**
Fundación	2	60	25	Mohr-Coulomb
Relleno	2	0	32	Mohr-Coulomb
Muro	----	----	----	----

Tabla 13. Propiedades Hidraúlicas. Fuente: Manual Plaxis 2D (2024) y Briceño et al. (2022).

Propiedades Hidráulicas

Material	K_x (m/día)	K_y (m/día)	Drenado
Fundación	1,3 x 10^5	1,3 x 10^5	Drained
Relleno	1	1	Drained
Muro	0	0	Non Pours

3.3.3. Resultados

En la *figura 20* se puede apreciar el "Output" correspondiente a los cálculos "Shear plastic", para las fases 1, 3, 5 y 7; A), B), C) y D) respectivamente. En ellas se observan las deformaciones de corte. En todas las imágenes se puede apreciar que hay un alto riesgo de inestabilidad en la cara interna del muro. Pero con respecto al escenario combinado nos sugiere una mayor deformación plástica.

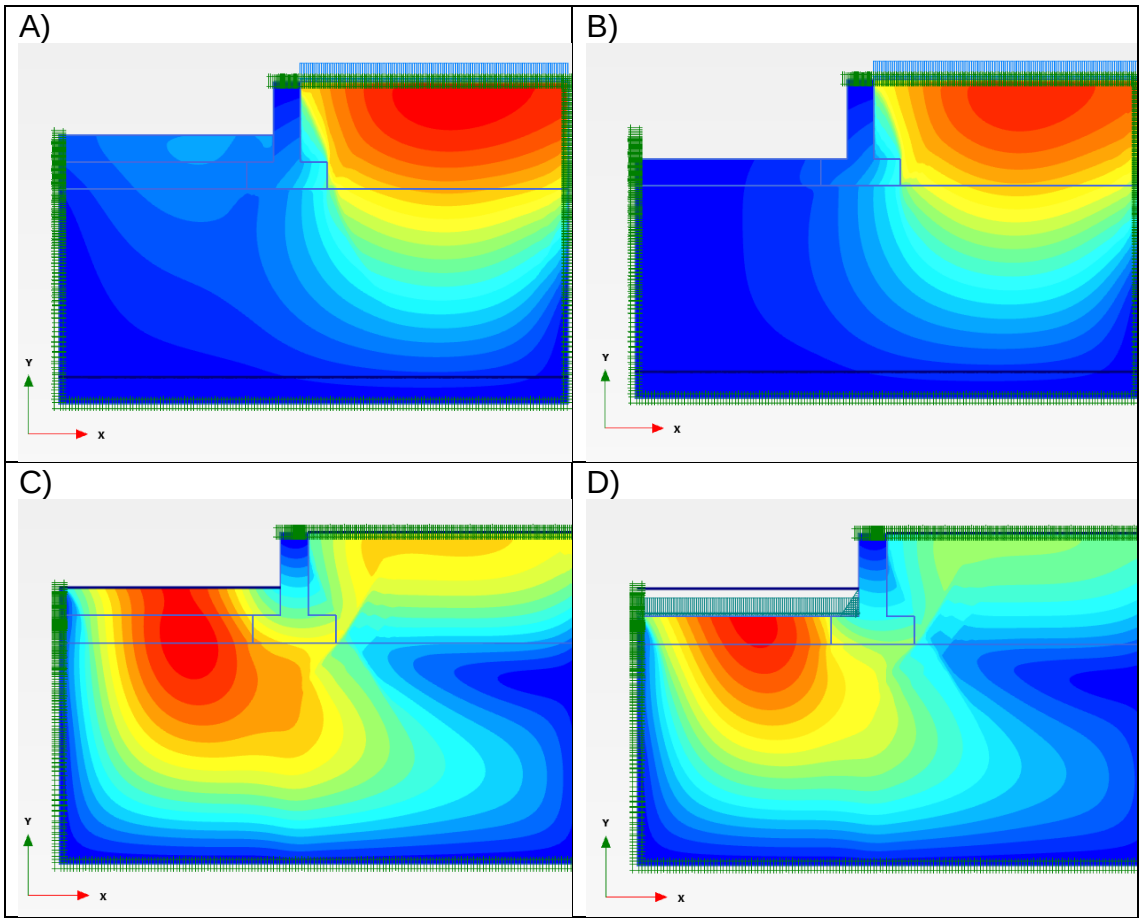


Figura 20. Output Plaxis: a) Estado inicial – sin erosión ni carga variable de agua, b) Erosión de la base, c) Carga variable en el intradós y d) Erosión de la base y carga variable de agua.

En la misma interfaz, que exhibe los gráficos mostrados en la *figura 20*, fue posible visualizar los “Outputs” correspondientes a los cálculos de los factores de seguridad global (FSg) obtenidos para las Fases 2, 4, 6 y 8; *figura 21*. El FSg inicial, sin situaciones adversas, es de 3,22, lo que indica una estructura altamente estable en comparación con los demás casos, lo cual era previsible. Al introducir la erosión en la Fase 4, el FSg se reduce a 2,47, señalando una disminución significativa en la estabilidad del muro. Por otra parte, la aplicación de una carga variable de agua en la Fase 6 resulta en un FSg de 2,73, lo que refleja un menor impacto en la estabilidad comparado con la erosión. Finalmente, la combinación de ambas condiciones adversas en la Fase 8 lleva el FSg a 2,08, el valor más bajo obtenido, lo que subraya la mayor vulnerabilidad del sistema bajo estas circunstancias extremas, lo cual también era una situación esperable dado del contexto de los casos considerados.

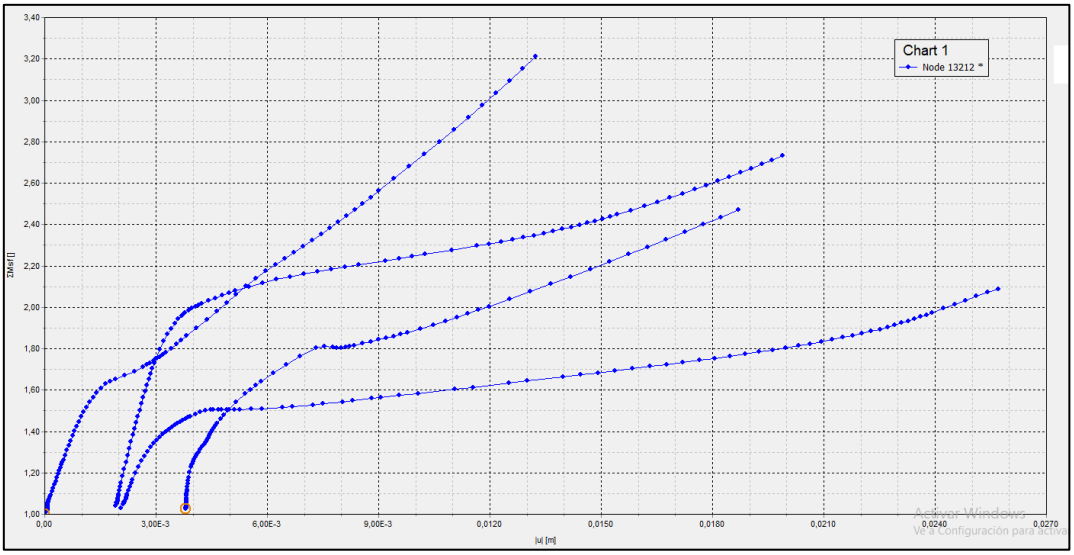


Figura 21. Factores de Seguridad Global para cada Situación Analizada.

También, se incluyó en este apartado el gráfico generado por el software al calcular el factor de seguridad para las dos condiciones más adversas, que son aquellas que obtuvieron un factor de seguridad global (FSg) significativamente menor: la erosión y la combinación de erosión con carga de agua variable. Estos resultados se pueden observar en la *figura 22*, donde la *subfigura A)* corresponde a la condición de erosión, y la *subfigura B)* muestra el caso combinado de erosión y carga de agua variable. Esta desestabilización se correlaciona directamente con el cálculo del factor de seguridad (FS) utilizando el método de reducción phi-

c en Plaxis, donde los parámetros de resistencia al corte, como la cohesión y el ángulo de fricción interna, se reducen progresivamente hasta alcanzar la falla.

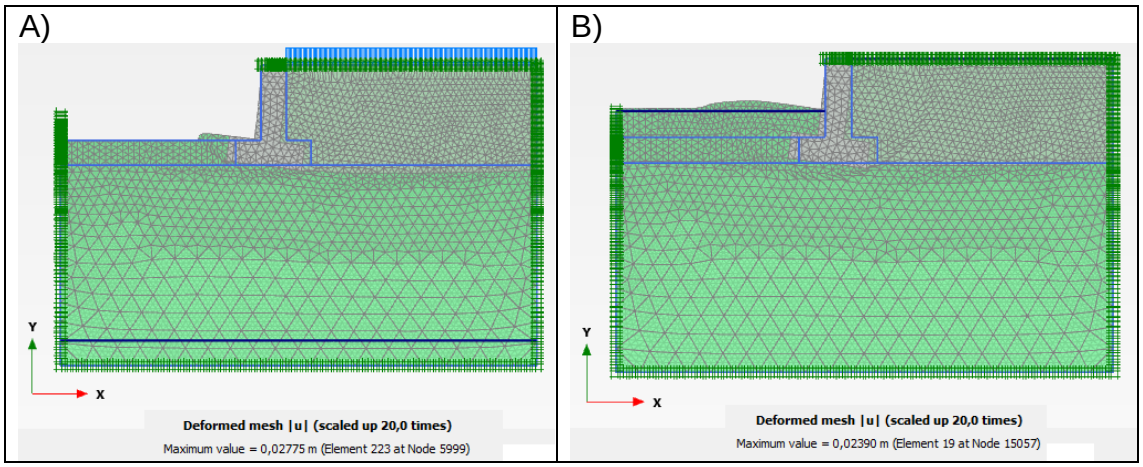


Figura 22. A) Output Fase 4: Factor de Seguridad Caso erosión A) y B) Output Fase 8: Caso Combinado de Erosión y Carga Variable de Agua.

Para profundizar el análisis de los factores de seguridad global (FSg) calculados en las distintas fases, se incorporan, a continuación, los gráficos de “Shear Shadings”; *figura 23.* Estos gráficos permiten identificar las áreas críticas donde se concentran las deformaciones de corte, lo cual facilita la identificación directa de los puntos de fallo potencial bajo las condiciones de carga más severas.

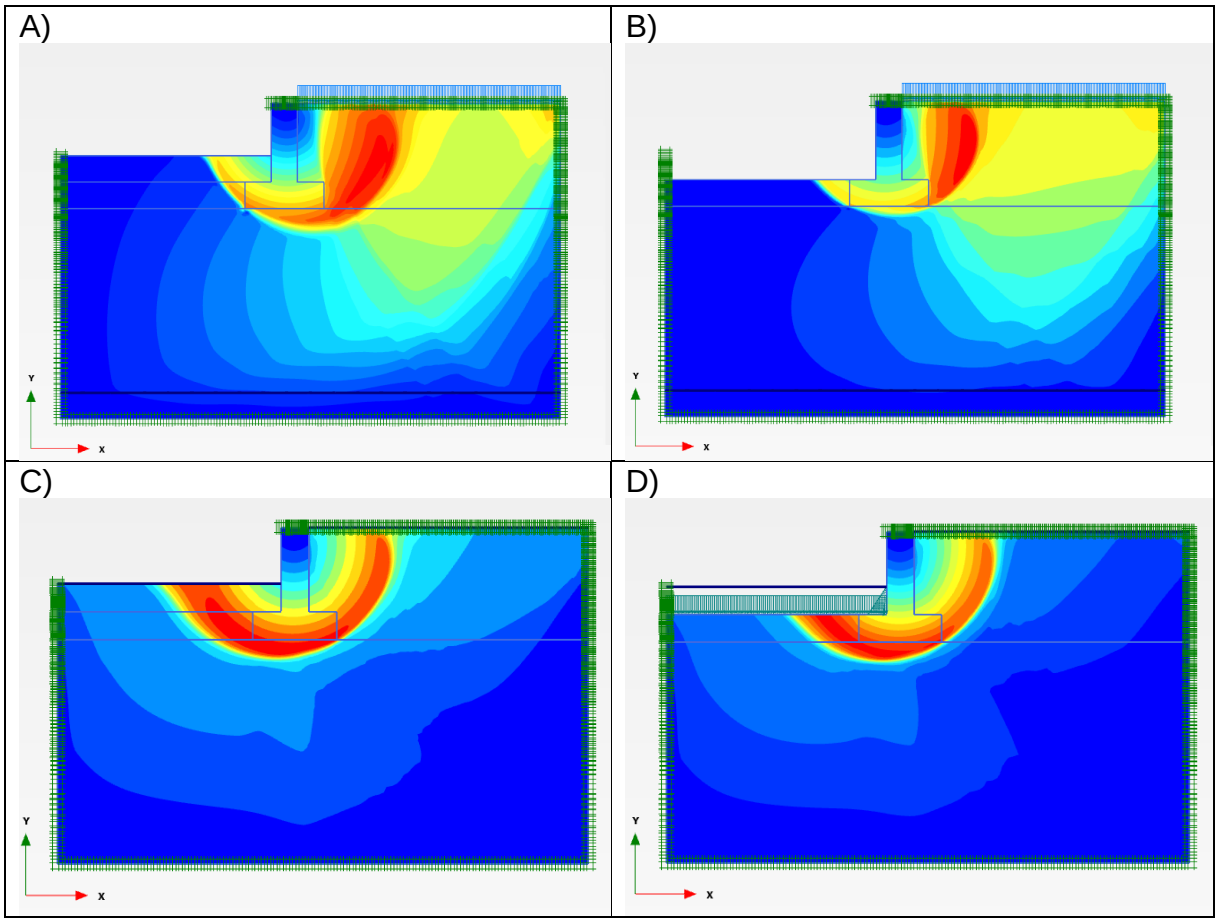


Figura 23. Deformaciones de corte en rotura (rango 0 - 5%): a) Estado inicial – sin erosión ni carga variable de agua, b) Erosión de la base, c) Carga variable en el intradós y d) Erosión de la base y carga variable de agua.

En los gráficos de “Shear Shadings” generados por Plaxis 2D, los colores representan la magnitud de las deformaciones de corte en diferentes regiones del suelo y la estructura. El gradiente de colores típicamente va desde azul para las deformaciones más bajas, indicando zonas con menores esfuerzos de corte y, por lo tanto, mayor estabilidad, hasta rojo para las deformaciones más altas, que marcan áreas donde los esfuerzos de corte son más intensos, señalando posibles puntos críticos de inestabilidad. Los tonos azules y verdes suelen reflejar deformaciones menores y relativamente uniformes, mientras que los amarillos, naranjas y rojos indican un aumento en la magnitud de las deformaciones, asociándose estos colores con áreas donde el material está más cerca de su capacidad límite, o donde ya se han desarrollado deformaciones plásticas significativas (Manual Plaxis 2D, 2024).

La figura correspondiente a la situación inicial, *figura 23 A)*, muestra una mayor concentración de colores rojos y naranjas en la base del muro y en la interfaz

con el relleno, lo que indica la presencia de esfuerzos de corte moderados a elevados en estas áreas críticas, aunque bien distribuidos y sin señales de falla inminente, sugiriendo que el muro se encuentra en un estado de equilibrio relativamente estable. En la figura que representa la situación de erosión, *figura 23 B)*, se observa que la zona roja, representando la mayor intensidad de deformaciones, se ha desplazado hacia la base del muro y se extiende hacia la zona frontal donde se ha eliminado parte del suelo. Esto muestra cómo la pérdida de soporte ha aumentado los esfuerzos de corte en esas áreas, lo que podría comprometer la estabilidad si no se toman medidas correctivas. En la figura que simula la carga variable de agua, *figura 23 C)*, los tonos rojos y naranjas se concentran principalmente detrás del muro y se extienden hacia abajo, lo que refleja un aumento en los esfuerzos de corte debido a la presión hidráulica adicional. Este patrón sugiere un mayor riesgo de deslizamiento o rotura, especialmente en la zona posterior del muro. Finalmente, en la figura que combina la erosión y la carga variable de agua, *figura 23 D)*, se presenta el escenario más crítico, donde los colores rojos dominan en la base del muro y en la interfaz con el relleno, extendiéndose significativamente hacia la zona frontal y trasera. La intensidad y extensión de estos colores indican que ambos efectos adversos se combinan para generar una situación de inestabilidad severa, donde el muro está sometido a las máximas deformaciones de corte observadas, destacando las zonas más susceptibles a la falla.

3.4. Comparación de resultados obtenidos por MAT y MET

La *tabla 14*, mostrada a continuación, compara los factores de seguridad al deslizamiento (FSd) y al vuelco (FSv) del muro de contención tipo ménsula en el Paseo Marítimo de La Mar Bella, calculados mediante métodos analíticos tradicionales (MAT) con los factores de seguridad globales obtenidos mediante modelos numéricos basados en el método de elementos finitos (MEF). Los valores de FSg para el MEF son extraídos de la *figura 27* y se presentan en cuatro escenarios diferentes: la situación inicial, condiciones de erosión, carga variable de agua y condiciones combinadas. Además, se incluye la diferencia porcentual entre los factores de seguridad obtenidos por ambos métodos en cada escenario, lo que permite evaluar la variabilidad y la confiabilidad de los resultados según el método utilizado.

Tabla 14.. Comparación de FSd obtenidos para MAT y MEF.

Fase		FSd MAT	FSv MAT	FSg MEF	Diferencia Porcentual FSg / FSd (%)	Diferencia Porcentual FSg / FSv (%)
Inicial		2,06	2,68	3,21	56	19
Erosión		0,94	2,06	2,47	162	20
Carga variable de agua	**A**	1,13	1,98	----	----	----
	B	0,43	1,01	2,48	476	243
Combinado		0,43	0,63	2,08	383	230

El análisis de los resultados muestra que los factores de seguridad al deslizamiento (FSg) calculados mediante el MEF son consistentemente más altos que los obtenidos por el MAT en todas las situaciones evaluadas. Indicando que, para los casos estudiados, el MAT es un método más conservador que el MEF.

Por otro lado, los valores de los factores de seguridad al deslizamiento (FSd) y al vuelco (FSv) exhibidos en la *tabla 14*, muestran un patrón similar en cuanto a su clasificación según la situación planteada. Tanto en los cálculos obtenidos por el método analítico tradicional (MAT) como por el método de elementos finitos (MEF), el orden de los factores de seguridad sigue una tendencia coherente: los valores más altos corresponden a la situación inicial, seguidos por la situación de carga variable de agua, mientras que las condiciones de erosión y combinadas presentan los valores más bajos. Este patrón sugiere que, independientemente del método de cálculo utilizado, las condiciones de erosión y combinadas son las más críticas para la estabilidad del muro, mientras que la situación inicial y la de carga variable de agua ofrecen una mayor seguridad relativa.

Por último, es importante agregar que, los resultados obtenidos en base a las diferencias porcentuales entre los diferentes valores de FS logrados con cada método, presentan semejanzas con respecto a algunas de las diferencias porcentuales encontradas en el estudio expuesto en la *sección 1.4.2.*, en el cual se observaron brechas porcentuales que variaron entre un 25% y 106% a favor de los MEF, para casos con consideraciones similares en lo que respecta a E_p y

C (ambos con valores nulos). Lo antes explicado se puede apreciar en la *tabla 4*.

4. Conclusiones

El presente estudio ha evaluado exhaustivamente la interacción entre erosión, carga de agua y fallos en el sistema de drenaje, y su impacto en la estabilidad de la principal estructura que protege/contiene al Paseo Marítimo en la costa de La Mar Bella. Para lograr esto, los factores de seguridad al vuelco y al deslizamiento se han calculado bajo diferentes escenarios con el fin de determinar la capacidad de la estructura en condiciones adversas.

Los cálculos realizados con métodos analíticos tradicionales (MAT) mostraron que, en condiciones normales, el muro tipo ménsula presentó un factor de seguridad al vuelco de 2,68 y un factor de seguridad al deslizamiento de 2,06. Estos valores cumplen con los requisitos mínimos de seguridad, indicando una estabilidad adecuada bajo cargas estáticas estándar. Sin embargo, al considerar un escenario de erosión, donde el nivel del suelo se reduce en un 50%, los factores de seguridad se ven significativamente afectados. El factor de seguridad al vuelco disminuyó a 2,06, mientras que el factor de seguridad al deslizamiento cayó a 0,94. Esta reducción demuestra que la erosión puede comprometer seriamente la estabilidad de la estructura, especialmente en términos de deslizamiento, donde el valor obtenido no alcanza el mínimo exigido de 1,5. En relación con el escenario de carga variable de agua, se evaluaron dos situaciones: A) acumulación uniforme de agua hasta 2 metros en ambos lados del muro en 3 horas, y B) acumulación progresiva hasta 4,5 metros en el trasdós y 2 metros en el intradós en 6 horas. Los factores de seguridad al deslizamiento y al vuelco se redujeron a 1,13 y 1,98 en el escenario A, y a 0,43 y 1,01 en el escenario B, sin cumplir con los requisitos de seguridad. Por último, el escenario combinado de erosión y carga de agua mostró los resultados más críticos. Con una erosión del 50% y una altura de agua de 4,5 metros, el factor de seguridad al vuelco se redujo a 0,63 y el factor de seguridad al deslizamiento a 0,43. Ambos valores, al igual que los obtenidos para el escenario 3, sugieren una alta probabilidad de fallo estructural bajo estas condiciones extremas, lo que remarca la importancia de considerar ambos factores en el diseño relacionado con las futuras obras de remodelación mencionadas en el *apartado 3.1.* y en el mantenimiento planificado vinculado con la estructura en cuestión.

El estudio también abarcó la aplicación del método de análisis de elementos finitos (MEF) utilizando el software Plaxis para evaluar la estabilidad del muro de contención. Los resultados obtenidos a través del MEF se centraron en los factores de seguridad globales (FSg), los cuales, al compararse con los obtenidos mediante métodos analíticos tradicionales (MAT), resultaron ser menos conservadores, mostrando generalmente valores más altos. No obstante, estas diferencias se compensan por la facilidad y rapidez con las que se puede realizar el análisis numérico, así como por la capacidad del MEF para modelar de manera más precisa y detallada las condiciones complejas del suelo y las variaciones de carga. Esta precisión permite una evaluación más robusta del comportamiento estructural bajo diversas condiciones, lo que es especialmente útil en escenarios críticos donde los métodos analíticos pueden ser insuficientes.

Dada la susceptibilidad a fallo estructural encontrada, en el caso de ocurrencia de los escenarios planteados, los cuales no son tan improbables, sería recomendable implementar un sistema de monitoreo continuo con sensores avanzados para medir variables críticas como la presión hidrostática, la saturación del suelo y los desplazamientos estructurales. Estos sensores deberían ser instalados en puntos estratégicos del muro tipo ménsula, objeto de estudio a lo largo de este trabajo, y en áreas adyacentes susceptibles a fallos. En línea con lo antes mencionado, los sensores de presión medirán la presión hidrostática en el trasdós del muro, mientras que los sensores de desplazamiento monitorearán cualquier movimiento lateral o vertical del muro y el suelo circundante. Adicionalmente, sería de gran ayuda instalar piezómetros para medir el nivel freático.

Por otro lado, la responsabilidad del monitoreo y la vigilancia debería recaer en un equipo de ingenieros geotécnicos y civiles, coordinados por el departamento de obras públicas del Ayuntamiento de Barcelona. Este equipo podría realizar inspecciones visuales trimestrales, pudiendo utilizar drones para obtener imágenes aéreas detalladas del estado de la costa y las infraestructuras.

Los datos recopilados de todas las mediciones y observaciones antes mencionadas se podrían analizar en tiempo real mediante un sistema centralizado de gestión de datos. Mientras que, los informes derivados de estos análisis deberían revisarse mensualmente para identificar tendencias

preocupantes y permitir la implementación rápida de soluciones antes de que se produzcan fallos estructurales importantes.

Además, sería conveniente introducir mejoras estructurales que permitan incrementar los factores de seguridad frente al deslizamiento y al vuelco en el paseo marítimo de La Mar Bella, considerando el análisis de los resultados derivados de los cálculos efectuados en los *apartados 3.2.*, *3.3.*, *3.4.* y *3.5*, lo cual, sería complementario a las actividades de monitoreo y vigilancia sugeridas en los párrafos anteriores. En este contexto, es importante que dichas mejoras se enfoquen en el diseño, la construcción y el mantenimiento de la estructura, teniendo en cuenta los desafíos particulares de la región, como la erosión, las cargas de agua y el cambio climático.

En primer lugar, sería aconsejable reforzar los sistemas de drenaje para garantizar que la acumulación de agua excesiva no comprometa la estabilidad del muro. Por ende, se recomienda la revisión de los sistemas ya instalados y la instalación de nuevos drenes horizontales y/o verticales si fuese necesario. También se podría implementar el uso de materiales permeables en la base del muro para facilitar el drenaje del agua acumulada.

Con respecto a las técnicas de construcción a utilizar para las nuevas estructuras del paseo, se podría considerar la implementación de métodos que permitan mejorar la estabilidad del suelo, aumentando, así, la capacidad portante y reduciendo la susceptibilidad al deslizamiento. Dicha optimización podría llevarse a cabo mediante inyecciones de cemento o el uso de geotextiles, lo que podría ser efectivo en pos de mejorar las propiedades mecánicas del suelo subyacente. Esto, no solo aumentarían la estabilidad del muro, sino que, también, proporcionarían una base más firme para soportar las cargas dinámicas y estáticas.

Teniendo en cuenta los efectos del cambio climático y el aumento del nivel del mar, sería apropiado rediseñar las estructuras con un margen de seguridad adicional. En este sentido, una estrategia sería elevar la altura de los muros tipo ménsula ya instalados y reforzar su base para enfrentar futuros escenarios de oleajes más intensos y niveles de agua más altos. Además, se podría incorporar vegetación costera y sistemas de dunas artificiales que actúen como barreras naturales, proporcionando una protección adicional contra la erosión y ayudando a estabilizar el suelo.

A lo largo de la *sección 2* del presente TFG, se abordó el marco teórico de las estructuras de contención/protección más utilizadas, según la bibliografía consultada, para paseos marítimos y construcciones costeras. Este abordaje se centró en un estudio individual, breve, de cada una de ellas, pero en la práctica se suelen usar combinaciones de estas estructuras para lograr mejores resultados, por tanto, lo ideal sería contemplar un estudio más integral que abarque estructuras combinadas como plan de mejora ante la erosión y la carga variable de agua.

Por ejemplo, la instalación de escolleras o revestimientos de roca en la base del muro tipo ménsula podría proporcionar una protección adicional contra la erosión. Dichas estructuras dispersan la energía del oleaje, reduciendo el impacto directo sobre el muro y minimizando el riesgo de socavación. Los espigones por su lado permitirían modificar el flujo de las corrientes y disminuir la velocidad del agua cerca de la costa, lo cual, contribuye a reducir la erosión y a proteger la base del muro.

Además de las escolleras o revestimientos y los espigones, los diques rompeolas rígidos y flotantes también son otras opciones que podrían integrarse para mejorar la protección del Paseo Marítimo de La Mar Bella. Los primeros, colocados mar adentro, actúan como una primera línea de defensa que reduce la energía de las olas antes de que lleguen a la costa. Esta reducción en la energía de las olas disminuye significativamente el impacto erosivo sobre el muro tipo ménsula y la costa en general. Los segundos, por otro lado, pueden ajustarse a diferentes niveles de agua y ofrecer una protección adaptable a las condiciones cambiantes del mar, proporcionando una barrera adicional que complementa las defensas fijas.

Por otra parte, la restauración de dunas y la vegetación costera también suelen ser estrategias eficaces para mejorar la estabilidad de los paseos marítimos. Las dunas actúan como amortiguadores naturales que absorben la energía de las olas y protegen la línea de costa de la erosión. Por su parte, la vegetación costera, además de estabilizar el suelo con sus raíces, contribuye a la reducción de la velocidad del viento y, por ende, de la erosión eólica. Integrar estas soluciones naturales puede complementar las estructuras artificiales y ofrecer una protección sostenible ambientalmente y más económica.

Por último, cabe mencionar que, en algunas secciones del paseo marítimo, podría ser beneficioso considerar la incorporación de otros tipos de muros además del muro tipo ménsula. Por ejemplo, en áreas con mayor exposición al oleaje y corrientes fuertes, un muro de contrafuerte podría proporcionar una estabilidad adicional debido a su capacidad para soportar cargas laterales mayores. En este último caso es importante tener en cuenta la necesidad de reforzar previamente el suelo antes de la construcción de la antes mencionada estructura.

Todo lo expuesto en este apartado deja en evidencia que la colaboración interdisciplinaria entre ingenieros civiles, geotécnicos y climatólogos es clave para desarrollar soluciones innovadoras y adaptativas que aborden los desafíos a los que puedan enfrentarse las construcciones asociadas al Paseo Marítimo de La Mar Bella. Las recomendaciones realizadas aquí deberían ser revisadas y actualizadas periódicamente en función de los datos obtenidos y los avances en investigación y tecnología disponible. Por ende, para definir la mejor estrategia tecno-económica a implementar, es necesario efectuar estudios más detallados de la zona, de las estructuras ya instaladas y de los modelos climáticos existentes.

5. Referencias Bibliográficas

Ajuntament de Barcelona (2017). *Inundabilitat Marítima. Capítol IV*. Ed: Barcelona Regional. Barcelona, España.

Ajuntament de Barcelona (2020). *Plan del Verde y de la Biodiversidad de Barcelona 2020.* Medi Ambient i Serveis Urbans. Barcelona, España.

Ajuntament de Barcelona (2021). *Passeig Marítim de la Mar Bella*. Gerència d'arquitecte en cap. Setembre 2021. Barcelona, España.

Albentosa Sánchez, L. M. (1990). *Climatología y medio ambiente*. España: Universitat de Barcelona. 611 pág.

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017). *ASCE 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. ASCE.

Anderson, T.L., & Anderson, T.L. (2005). *Fracture Mechanics: Fundamentals and Applications*, Third Edition (3rd ed.). CRC Press. https://doi.org/10.1201/9781420058215

Asbury H. Sallenger, Jr. (2000). *Storm Impact Scale for Barrier Islands*. Journal of Coastal Research, 16(3), 890–895. http://www.jstor.org/stable/4300099

Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Field, C.B., V.R. Barros, D.J. Dokken, K.J. Mach, M.D. Mastrandrea, T.E. Bilir, M. Chatterjee, K.L. Ebi, Y.O. Estrada, R.C. Genova, B. Girma, E.S. Kissel, A.N. Levy, S. MacCracken, P.R. Mastrandrea, and L.L.White (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 1132 pp.

Baecher, G., Christian, J. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons Ltd, The Atrium, Southern Gate, Chichester,

Barbero, F., R. (2017). *Proyecto de ejecución: Paseo Marítimo Marañuelas-ANFI (FASE II) – PARTE 1*. Ayuntamiento de Mogán, Islas Canarias.

Barceló, Llauger, J., Hué, García, F., Peset, González, L. (2003). *Dique flotante de abrigo realizado en Algeciras para la ampliación del Puerto de Mónaco (España)*. Revista de Obras Públicas: Organo profesional de los ingenieros de caminos, canales y puertos, ISSN 0034-8619, Nº. 3433,

2003 (Ejemplar dedicado a: VIII Premio Internacional Puente de Alcántara), págs. 81-110

Barcelona Secreta (Marzo, 2023). *Así será el nuevo paseo marítimo de Barcelona que estará listo en 2024*. Recuperado el 10 de junio de 2024 de https://barcelonasecreta.com/nuevo-paseo-maritimo-mar-bella-forum/

Barragán, J., M., (2003). *Diagnóstico Ambiental del Litoral: Aplicación a la gestión integrada de áreas costeras*. Universidad de Cádiz. Cádiz, España. 307 pág. ISBN 84-7786-829-8

Bentley Advancing Infrastructure (2024). *PLAXIS 2D 2024.1*. Bentley

Bowles, J., E. (1996). *Foundation Analysis and Design*. 5ta Edición, Ed: McGraw-Hill, ISBN 0-07-912247-7 (set). 1241 pág.

Briceño, J., León, F., Belandria, N. (2021). *Estabilidad externa en muros de concreto armado y ciclópeo utilizando modelos numéricos*. Artículo de Investigación. Revista Ciencia e Ingeniería. Vol. 42, No. 3 pp. 251-262, agosto-noviembre, 2021. ISSN 1316-7081. ISSN Elect. 2244-8780 Universidad de los Andes (ULA)

Briceño, J., Matos-Barrios, Y., Belandria-Rodríguez, N., León-Oviedo, F. (2022). *Evaluación de la estabilidad en muro ciclópeo y voladizo utilizando modelos numéricos*. Revista Ingeniería UC, 29(1), 96-103. https://doi.org/10.54139/revinguc.v29i1.53

Calavera, J. (1989) *Muros de Contención y Muros de Sótano*. 2da Edición. INTEMAC – Instituto Técnico de Materiales y Construcción. Madrid, España.

Caparrós-Lera, J. (2001). *Cataluña y su historia, en la pantalla*. Cuadernos de historia contemporánea, ISSN 0214-400X, Nº 23, 2001, pags. 103-124.

Chanson, H. (2004) *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction*. 2nd Edition, Butterworth-Heinemann, London, 258.

Chapman, M., G., Underwood, A., J. (2011) *Evaluation of ecological engineering of Barmoured shorelines to improve their value as habitat*. J Exp Mar Biol Ecol 400(1–2):302–313

Chen, W. F., & Liu, X. L. (2012). *Limit Analysis and Soil Plasticity*. Elsevier. 1st Edition, Volume 52 - January 14, 1991. ISBN: 9780444598356.

Coduto, D.P. (1999) *Geotechnical Engineering: Principles and Practice*. Prentice Hall Inc., Upper Saddle River, NJ.

Coduto, D.P. (2001) *Foundation Design/Principles and Practices*. 2nd Edition, Prentice-Hall, Inc., New Jersey.

Cook, R.D., Malkus, D.S., Plesha, M.E., & Witt, R.J. (2002). *Concepts and Applications of Finite Element Analysis* (4th ed.). John Wiley & Sons. ISBN 978-0471356059.

Darcy, H. (1856) *In: Dalmont, V., Ed., Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*: Exposition et Application des Principes a Suivre et des Formulesa Employer dans les Questions de Distribution d'Eau. Paris, 647 p.

Das, B.M. (2016) *Principles of Foundation Engineering*. 8va Edición, Cengage Learning. Boston, Estados Unidos.

Das, M.B. (2010) *Principle of Geotechnical Engineering*. 7th Edition, Cengage Learning, Stamford. 770 pág.

Dean, R., G. (2002). *Beach Nourishment: Theory and Practice*. World Scientific, NJ. 399 pág. ISBN 9810215487, 9789810215484.

Dean, R.G. (1991). *Equilibrium Beach Profiles: Characteristics and Applications*. Journal of Coastal Research, 7, 53-84.

Dolan, K. (2020). "Why Do Beaches Have Boardwalks?". Recuperado el 4 de junio de 2024 de https://katedolan.com/why-do-beaches-have-boardwalks

European Union, EN 1997-1 (2004*). (English): Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*. Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.

Fenton, G., A., Griffiths, D., V. (2008) *Risk Assessment in Geotechnical Engineering*. Wiley, Hoboken. http://dx.doi.org/10.1002/9780470284704

Gironella X., Sierra J.P., Corrado A., Gironella A., Florio M., Gónzález-Marco D., Sánchez-Arcilla A. (2023). *Pla d'adaptació als impactes del canvi climàtic per a un conjunt representatiu de passeigs marítims de la costa Catalana*. IT-CIIRC-10-2023.

Gobierno de España (1988). *Ley 22/1988, de 28 de julio, de Costas*. Jefatura del Estado, «BOE» núm. 181, de 29 de julio de 1988. Referencia: BOE-A-1988-18762

Gobierno de España (2008) *Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas*. 1ra Edición. Ministerio de Fomento, Puertos del Estado. España

Gobierno de España (2020). Elaboración de la m*etodología y bases de datos para la proyección de impactos de cambio climático a lo largo de la costa*

española (28-5316). IH Cantabria, Instituto de Hidráulica Ambiental. España.

Goda, Y. (2000). *Random Seas and Design of Maritime Structures*. Advanced Series on Ocean Engineering. 33. 10.1142/3587.

Gordian (2019). Building Construction Costs With RSMeans Data 2020 (Means Building Construction Cost Data, 78). RS Mean Co. USA. 946 pág. ISBN-10: 1950656012.

Guillén, J., & Palanques, A., (1992). *Sediment hydrodynamics in the lower course of a river highly regulated by dams: the Ebro River*. Sedimentology, 39, 567-579.

Hall, C.M., & Page, S.J. (2014). *The Geography of Tourism and Recreation: Environment, Place and Space (4th ed.)*. Routledge. https://doi.org/10.4324/9780203796092

Hendrickson, C., Au, T. (1990) *Project Management for Construction: Fundamental Concepts for Owners, Engineers, Architects, and Builders*. Prentice-Hall, Facsimile edition. 496 pág.

Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F. (1995) Support of Underground Excavation in Hard Rock. Balkema, Rotterdam.

Houston, J., R. (2013). *The Economic Value of Beaches – A 2013 Update*. Shore & Beach, 81(1), 3-11.

Hurtado Alva, J., E. (2012) *Diseño de muros de contención*. Universidad Nacional de Ingenieria. Universidad Nacional de Ingeniería. Facultad de Ingeniería Civil. sección de Post Grado. Perú.

Ibáñez, C., Prat, N., & Canicio, A. (1996). *Changes in the hydrology and sediment transport produced by large dams on the lower Ebro river and its estuary.* Regulated Rivers: Research & Management, 12(1), 51-62.

Indian Standard (1989). C*ode of practice for design loads (other than earthquake) for building sand structures: part 2 imposed loads.* Segunda revisión, 2008. Bureau of Indian Standards Manak Bhavan, 9 Bahadur Shah Zafar Marg New Delhi 110002.

Inestec (2018). *Acondicionamiento del paseo marítimo Miguel Hernández en los Urrutias, fase 1 t.m. Cartagena (Murcia). referencia 30-1483.* Gobierno de España, Ministerio para la Transición Ecológica. Demarcación de costas en Murcia.

internacionales. Maspalomas-Costa Canaria y Costa Brava [en línea] Fecha de consulta: 05-06-2024. En: ACE: Architecture, City and Environment = Arquitectura, Ciudad y Entorno, 9 (25): 229-278, 2014. DOI: 10.5821/ace.9.25.3626. ISSN: 1886-4805.

International Building Code (IBC). (2018). *International Building Code*. International Code Council, USA. ISBN: 978-1-60983-735-8

IPCC (2014) Climate Change 2014: Impacts, Adaptation, and Vulnerability. Part A: Global and Sectoral Aspects. Contribution of Working Group II to the Fifth

Jiménez Yumi A., P. (2021). Análisis comparativo de metodologías de cálculo para el diseño de tablestacas de acero. Tesis de Fin de Grado. Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil, Universidad Internacional SEK.

Jiménez, J. A., & Sánchez-Arcilla, A. (1993*). Medium-term coastal response at the Ebro delta, Spain*. Marine Geology, 114(1-2), 105-118.

Jiménez, S., Prats, L. (2006). *El turismo en Cataluña: evolución histórica y retos de futuro*. Vol. 4 Nº 2 págs. 153-174. 2006. https://doi.org/10.25145 /j.pasos.2006. 04.011

Komar, P.D. (1998) *Beach Processes and Sedimentation*. 2nd Edition, Prentice-Hall, Englewood-Cliffs.

Lambe, T., W., Whitman, R., V. (1979) *Soil Mechanics. SI Version.* John Wiley & Sons Ltd, New York. 239 pág.

Lionello, P., Malanotte-Rizzoli, P., Boscolo, R., Alpert, P., Artale, V., Li, L., Luterbacher, J., May, W., Trigo, R., Tsimplis, M., Ulbrich, U., Xoplaki, E. (2006). *The Mediterranean climate: An overview of the main characteristics and issues.*

Llasat, M,.C., Barrientos, M., Barrera, A., Rigo, T. (2005) *Floods in Catalonia (NE Spain) since the 14th century. Climatological and meteorological aspects from historical documentary sources and old instrumental records*. Journal of Hydrology 313, 32-47. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2005.02.004

Lopez-Doriga, A. (2022*). Impacto del Cambio Climático en las Playas de la Costa Catalana*. Revista de Estudios Ambientales, 45(2), 87-98.

Lorenzo, M., & Alvarez, I. (2022*). Future changes of hot extremes in Spain: towards warmer conditions*. Natural Hazards. 113. 10.1007/s11069-022-05306-x.

Mangor, K., Dronen, K., N., Kaergaard, H., K., Kristensen, S., E. (2017). *Shoreline Management Guide*. DHI. NOAA Coastal Services Center.

Marina Alta (2022). *Duna Artificial en Les Deveses*. Recuperado el 11 de junio de 2024 de https://noticiasmarinaalta.es/canfali/es/articulo/el-auntamiento-crea-una-duna-artificial-para-proteger-la-plaa-de-les-deveses/

Marsh, W. M. (2012). *Landscape Planning: Environmental Applications.* 5ta Edición. John Wiley & Sons. 528 pág. ISBN 978-0470570814.

Martín Vide, J. & Olcina Cantos, J. (2001): *Climas y tiempos de España*. Alianza

Mas Serra, E. (2005). El urbanismo del período desarrollista en las capitales vascas. Rev. int. estud. vascos. 50, 2, 2005, 443-491

Melchers, R., E. (2020) *A Review of Trends for Corrosion Loss and Pit Depth in Longer-Term Exposures*. Corros. Mater. Degrad. 2020, 1, 42-58. https://doi.org/10.3390/cmd1010004

Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente de España. (2014). *Real Decreto 876/2014, de 10 de octubre, por el que se aprueba el Reglamento General de Costas*. «BOE» núm. 247, de 11 de octubre de 2014 Referencia: BOE-A-2014-10345. España.

Morison, J., Johnson, J.W., & Schaaf, S.A. (1950). *The Force Exerted by Surface Waves on Piles*. Journal of Petroleum Technology, 2, 149-154.

Nicholls, Robert & Cazenave, Anny. (2010). Sea-Level Rise and Its Impact on Coastal Zones. Science (New York, N.Y.). 328. 1517-20. 10.1126/science.1185782.

Nordstrom, K. F. (2000). *Beaches and Dunes of Developed Coasts*. Cambridge University Press. Cambridge. Geophysical Journal International, Volume 144, Issue 3, March 2001, Page 730, https://doi.org/10.1046/j.1365-246x.2001.01352.x

Palanques, A., Puig, P., Guillén, J. (2001). *Near-bottom suspended sediment variability caused by storms and near-inertial internal waves on the Ebro mid continental shelf (NW Mediterranean)*. Marine Geology, Marine Geology 178(1-4): 81-93.

Pérez, I., & Navas, T. (2014) *Evolución histórica de dos destinos turísticos.* Developments in Earth and Environmental Sciences, Elsevier, Volume 4, Editorial, S.A. Madrid, 256 pág.

Peréz, R., F. (2016). *Ampliación del Paseo Marítimo Estribela-Pontevedra*. Proyecto de fin de grado. Grado en Ingeniería de Obres Públicas, Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Da Coruña.

Pilarczyk, K. W. (1998). Dikes and Revetments: Design, Maintenance and Safety Assessment (Iahr Hydraulic Structures Design Manuals) - Hardcover. Ed: Routledge. ISBN 10: 9054104554 ISBN 13: 9789054104551. 584 pág.

Pray, R. (2019) *National Construction Estimator 2019*. Craftsman Book Co. California, Estados Unidos. ISBN 10: 1572183438 / ISBN 13: 9781572183438

Ramos Blasco, A. (2015). *Proyecto de adecuación de la fachada marítima de Saplaya Sur (T.M. Alboraia, Valencia). Paseo Marítimo Alternativa I*. Tesis de fin de grado, Ingeniería de Obras Públicas, curso 2014/2015, Universidad Politécnica de Valencia.

Richards, L.A. (1931) Capillary Conduction of Liquids through Porous Mediums. Journal of Applied Physics, 1, 318-333. http://dx.doi.org/10.1063/1.1745010

Sabatier, F. (2007). U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Manual (CEM), Engineer Manual 1110-2-1100: U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (6 volumes).Méditerranée. 146. 10.4000/mediterranee.201.

Sánchez-Arcilla, A., Jiménez, J. A., & Valdemoro, H. I. (1998). *The Ebro delta: Morphodynamics and vulnerability*. Journal of Coastal Research, 14(3), 754-772

Sarpkaya, T., & Isaacson, M. (1981). *Mechanics of Wave Forces on Offshore Structures*. Van Nostrand Reinhold.

SIOP (2008). *Talcahuano: Puertos del Futuro*. Recuperado el 11 de junio de 2024 de https://siop2018.cl/talcahuano-2/

Suárez-Inclán, A., M. (2020). *Investigación y desarrollo de sistemas de drenaje sostenible para su aplicación en infraestructuras portuarias*. Trabajo de Fin de Máster, Universidad de Oviedo, España.

Sumer, B. & Fredsoe, Jorgen. (2002). *The Mechanics of Scour in the Marine Environment*. 10.1142/4942.

Terzaghi, K., Peck, R., B., Mesri, G. (1996) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York.

Torrado Yanes, S. (2020). *La construcción social de la Costa Brava. Una aproximación bibliográfica.* Universitat Oberta de Catalunya (España). Vol. 18 N.o4. Special Issue. Págs. 767-778. 2020 https://doi.org/10.25145/j.pasos.2020.18.055

Travis, A. S. (1993). The Rise of the Seaside Resort: Economic and Social Change. University of Exeter Press. Liverpool, Inglaterra. 256 pág. ISBN 0859893928

U.S. Army Corps of Engineers. (2006). *Coastal Engineering Manual (EM 1110-2-1100)*. U.S. Army Engineer Research and Development Center, Coastal and Hydraulics Laboratory.

Universidad Politécnica de Cataluña (s.f.). *Ingeniería Geotécnica: Apuntes Tema 7*. Universidad Politécnica de Cataluña, Cataluña, España. West Sussex PO19 8SQ, England

Woods Ballard, B., Wilson, S., Udale-Clarke, H., Illman, S., Scott, T., Ashley, R., Kellagher, R. (2015). *The SuDS Manual (C753F)*. Ed: CIRIA. United Kingdom. 964 pág.

Worley Pearson (2013). *Guía de diseño, construcción, operación y conservación de obras marítimas y costeras Volumen 3: Construcción*. Consultora WorleyPearson y Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Obras Portuarias, Gobierno de Chile.

Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L., & Zhu, J.Z. (2005). *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals* (6th ed.). Butterworth-Heinemann. ISBN 978-0-7506-6431-8.

Anejos

En el presente anejo tiene como finalidad proporcionar una justificación exhaustiva de los cálculos realizados en el marco del presente Trabajo de Fin de Grado. En él exponen de manera detallada las fórmulas aplicadas, así como los fundamentos teóricos que las respaldan, garantizando su correcta implementación en el desarrollo del proyecto.

Los cálculos han sido realizados de conformidad con las normativas técnicas vigentes y se han apoyado en herramientas de análisis numérico, tales como hijas de Excel, para facilitar el tratamiento y visualización de los datos. Dichas tablas y graficas permiten una interpretación clara de los resultados obtenidos, reforzando la validez de los métodos aplicados.

Este anejo está estructurado:

1. Justificación de las fórmulas para cada escenario empleado.
2. Tablas de datos donde se incluyen los valores empleados en los cálculos.
3. Graficas representativas para contribuir una interpretación visual de los resultados.

Este anejo pretende, asegurar que los cálculos realizados no solo son correctos desde el punto de vista técnica.

1.1. Escenario. Erosión

B	2.25	m
α	0	º
h intradós	2	m
γ muro	24	KN/m^3
W	243	KN/m
c	1.125	m
γ suelo	18	KN/m^3
ϕ	30	º
hm	4.5	m
q	5	KN/m^2
Kp	3	----
Ea	67.85	KN/m
a	1.5	m
hmi	2	m
b	0.67	m
Ep	108	KN/m

Porcentaje de erosión (%)	hmir (m)	br (m)	Epr (KN/m)	FSv	FSd	Límite Factor de Seguridad al Vuelco	Límite Factor de Seguridad al Deslizamiento
0	2	0.67	108.00	2.69	2.07	2	1.5
5	1.9	0.63	97.47	2.59	1.79	2	1.5
10	1.8	0.60	87.48	2.49	1.59	2	1.5
15	1.7	0.57	78.03	2.41	1.43	2	1.5
20	1.6	0.53	69.12	2.34	1.31	2	1.5
25	1.5	0.50	60.75	2.28	1.22	2	1.5
30	1.4	0.47	52.92	2.22	1.14	2	1.5
35	1.3	0.43	45.63	2.17	1.08	2	1.5
40	1.2	0.40	38.88	2.13	1.02	2	1.5
45	1.1	0.37	32.67	2.10	0.98	2	1.5
50	1	0.33	27.00	2.07	0.94	2	1.5
55	0.9	0.30	21.87	2.04	0.91	2	1.5
60	0.8	0.27	17.28	2.02	0.88	2	1.5
65	0.7	0.23	13.23	2.01	0.86	2	1.5
70	0.6	0.20	9.72	2.00	0.84	2	1.5
75	0.5	0.17	6.75	1.99	0.83	2	1.5
80	0.4	0.13	4.32	1.98	0.82	2	1.5
85	0.3	0.10	2.43	1.98	0.81	2	1.5
90	0.2	0.07	1.08	1.98	0.80	2	1.5
95	0.1	0.03	0.27	1.98	0.80	2	1.5
100	0	0.00	0.00	1.98	0.80	2	1.5

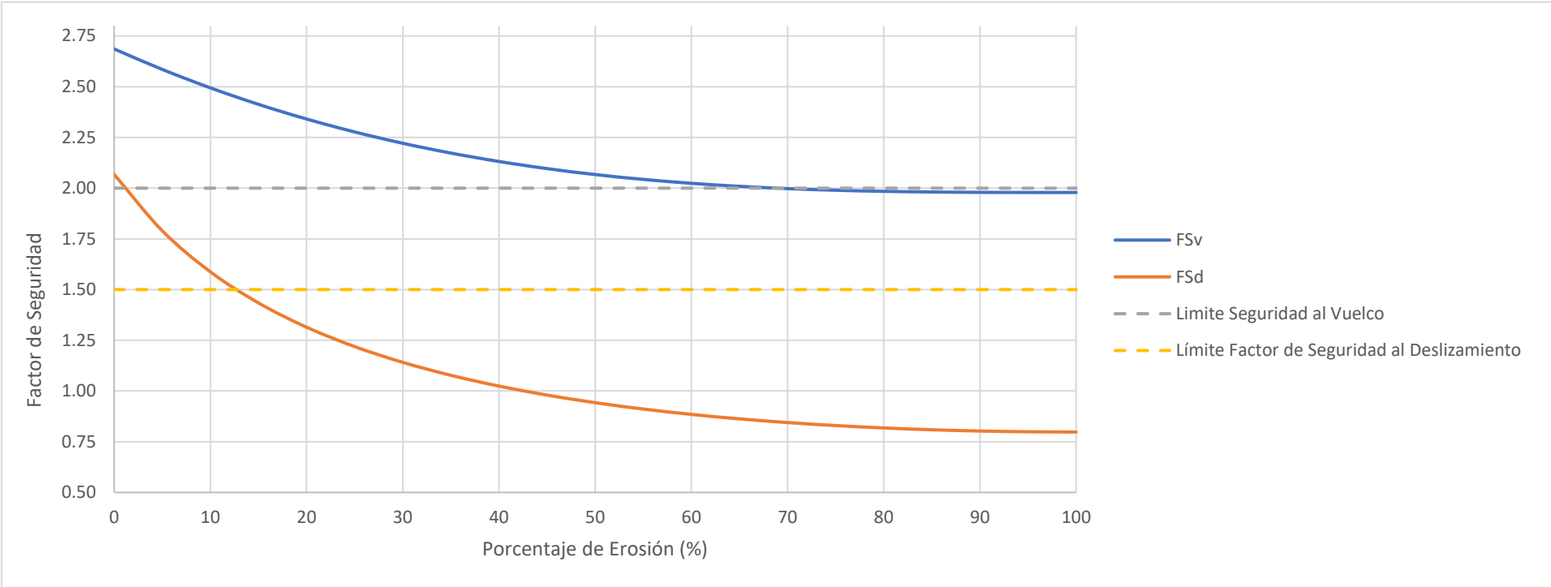
$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * (h_m + h_0)^2$$

$$FS_{Vuelco} = \frac{Wc - (E_p b - E_{pr} b_r)}{E_a a}$$

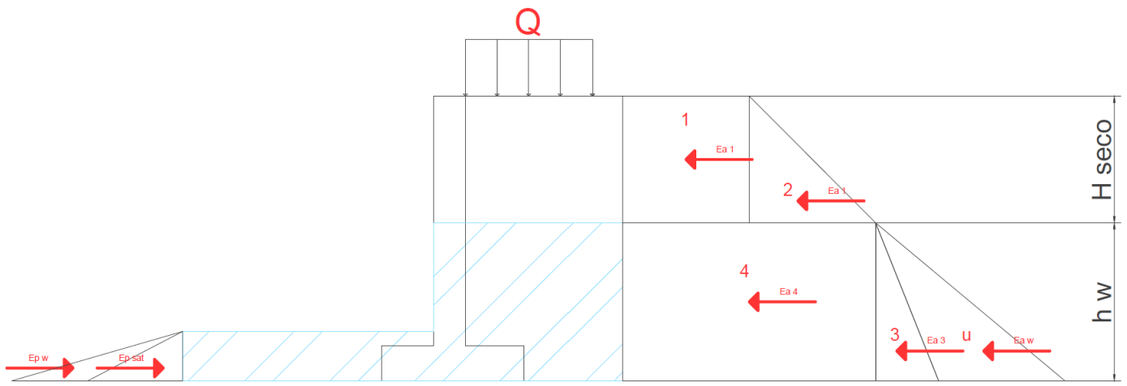
$$FS_{Deslizamiento} = \frac{(W) * \tan(\phi)}{E_a + (E_p - E_{pr})}$$

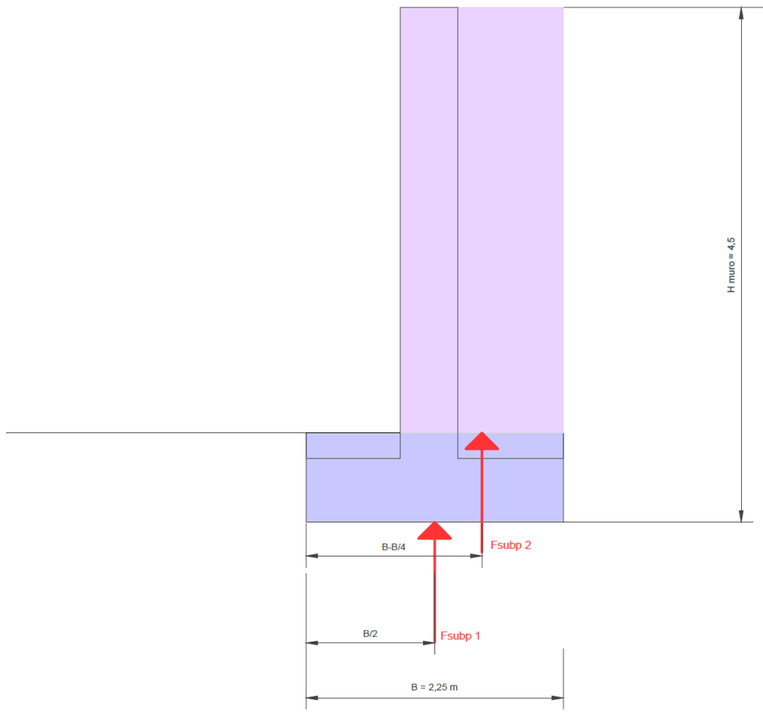
$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_s * (h_{mi})^2$$

$$E_{pr} = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_s * (h_{mir})^2$$



1.2. Escenario. Carga variable de agua





$$W_{efectivo} = W - F_{subp}{}'$$

$$H_{SECO} = h_m - h_w$$

$$E_{a1} = q * H_{seco} * k_a \rightarrow ME_{a1} = E_{a1} * \left(\frac{H_{seco}}{2} + h_w\right)$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * (H_{seco})^2 \rightarrow ME_{a2} = E_{a2} * \left(\frac{H_{seco}}{3} + h_w\right)$$

$$E_{a3} = \frac{1}{2} * K_a * \gamma' * (h_w)^2 \rightarrow ME_{a3} = E_{a3} * \left(\frac{h_w}{3}\right)$$

$$E_{a4} = k_a * (q + \gamma_s * H_{seco}) * h_w \rightarrow ME_{a4} = E_{a4} * \left(\frac{h_w}{2}\right)$$

$$E_{a_w} = \frac{1}{2} * \gamma_w * (h_w)^2 \rightarrow ME_{aw} = E_{aw} * \left(\frac{h_w}{3}\right)$$

$$F_{subp_1} = \gamma_w \times h_{NF}{}^2 \times B \rightarrow MF_{subp\ 1} = F_{subp1} * \frac{B}{2}$$

$$F_{subp_2} = \gamma_w \times (h'_{NF} - h_{NF})^2 * \frac{B}{2} \rightarrow MF_{subp\ 2} = F_{subp2} * \left(B - \frac{B}{4}\right)$$

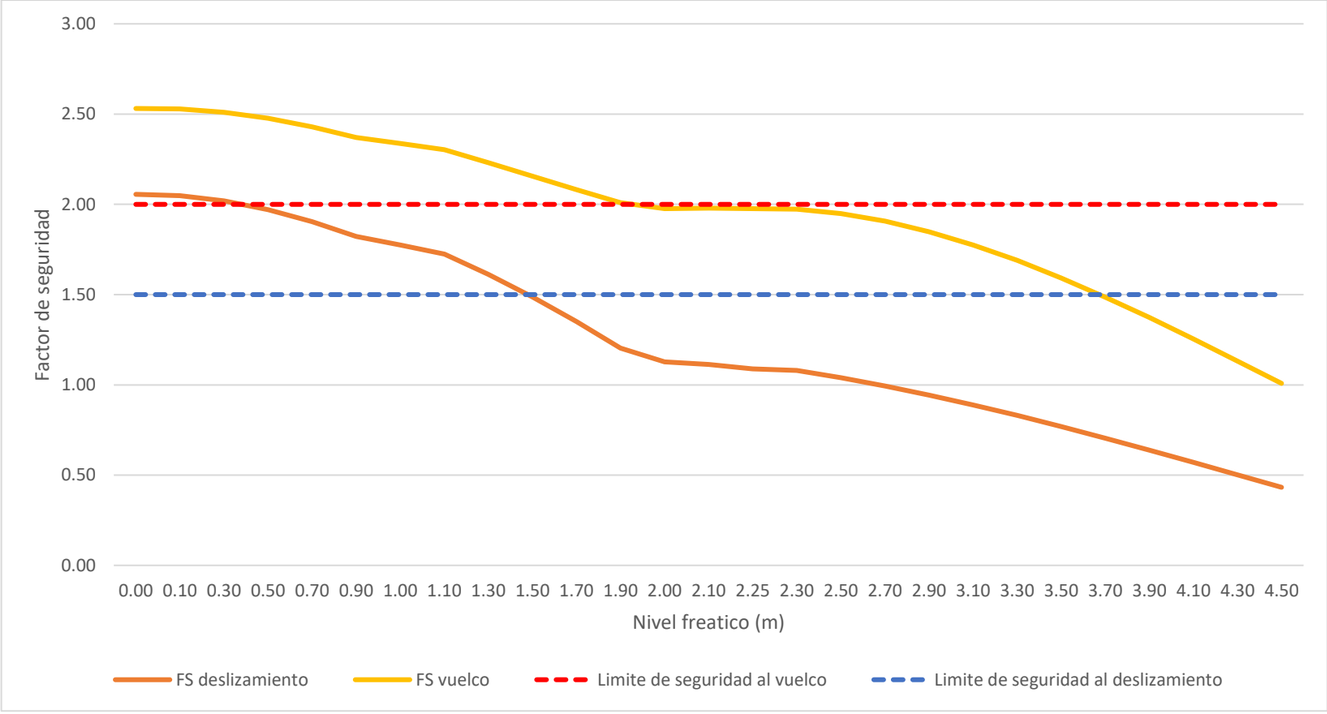
$$E_{p\ sat} = \frac{1}{2} * K_p * \gamma' * (h_w)^2 \rightarrow ME_{a3} = E_{p\ sat} * \left(\frac{h_w}{3}\right)$$

$$E_{a_w} = \frac{1}{2} * \gamma_w * (h_w)^2 \rightarrow ME_{aw} = E_{aw} * \left(\frac{h_w}{3}\right)$$

$$FS_{Vuelco} = \frac{(W * \frac{B}{2} - (MF_{subp1} + MF_{subp2}) + (MEp_{sat} + MEp_w)}{ME_{a1} + ME_{a2} + ME_{a3} + ME_{a4} + ME_{aw}}$$

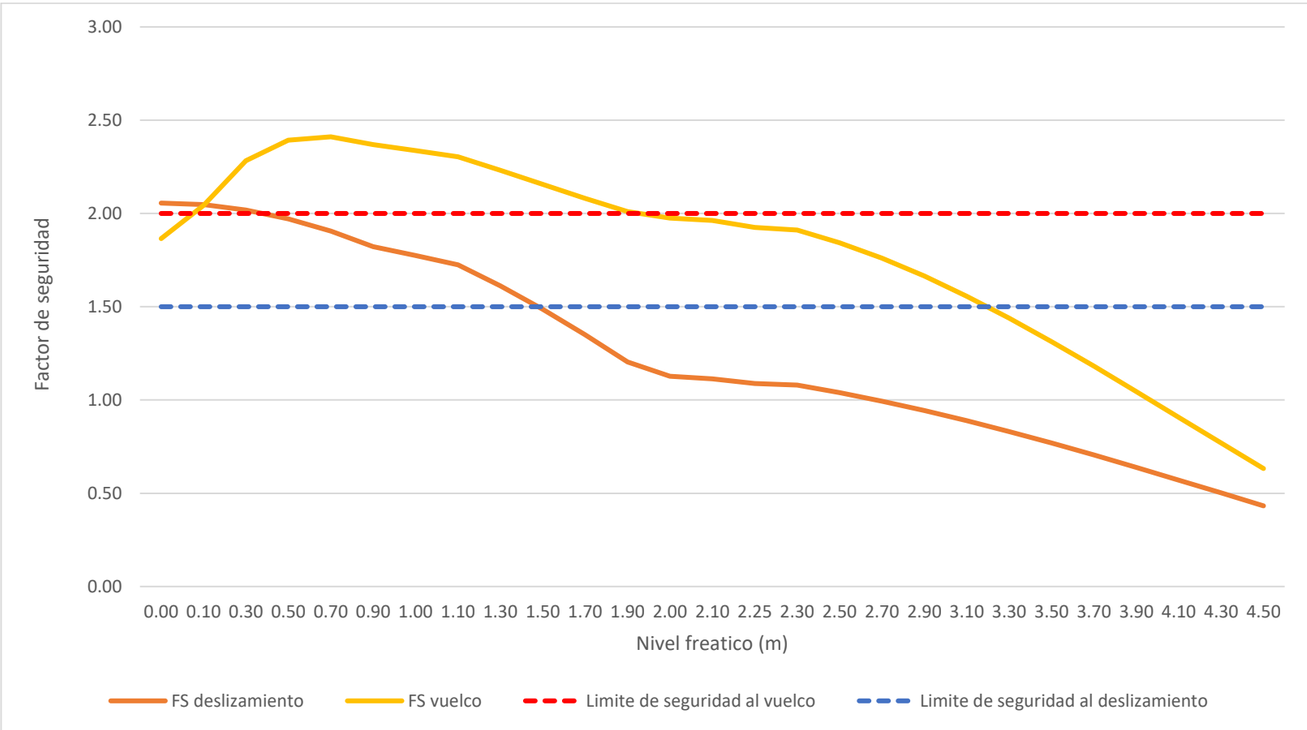
$$FS_{Deslizamiento} = \frac{W_{efectivo} * tan\delta}{E_a total}$$

N.F (m) intrados	N.F (m) trasdós	Ea q	Mea q	Ea suelo	Mea suelo	Ea q'	Mea q'	Ea '	Mea '	Ea agua	Mea agua	Ea TOTAL	Fsubp 1	MFsubp 1	Fsubp 2	MFsubp 2	Fsubp Total	W (KN/m)	W efectivo	Mv (KNm/m)	Me (KNm/m)	Ep '	Mep '	Ep agua	Mp agua	Ep total (KN/m)	FS deslizamie	FS vuelco
0.00	0.00	7.50	16.88	60.75	91.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	68.25	0.00	0.00			0.00	243.00	243.00	108.00	273.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.06	2.5
0.10	0.10	7.33	16.87	58.08	90.99	2.81	0.14	0.17	0.01	0.05	0.00	68.44	0.22	0.25			0.22	243.00	242.78	108.01	273.13	0.15	0.01	0.05	0.00	0.20	2.05	2.5
0.30	0.30	7.00	16.80	52.92	89.96	8.06	1.21	0.51	0.05	0.44	0.04	68.93	1.99	2.23			1.99	243.00	241.01	108.07	271.32	1.38	0.14	0.44	0.04	1.82	2.02	2.5
0.50	0.50	6.67	16.67	48.00	88.00	12.83	3.21	0.85	0.14	1.23	0.20	69.58	5.52	6.21			5.52	243.00	237.48	108.22	268.01	3.82	0.64	1.23	0.20	5.05	1.97	2.4
0.70	0.70	6.33	16.47	43.32	85.20	17.13	5.99	1.19	0.28	2.40	0.56	70.37	10.82	12.17			10.82	243.00	232.18	108.50	263.52	7.49	1.75	2.40	0.56	9.89	1.90	2.4
0.90	0.90	6.00	16.20	38.88	81.65	20.94	9.42	1.53	0.46	3.97	1.19	71.32	17.88	20.11			17.88	243.00	225.12	108.92	258.17	12.38	3.71	3.97	1.19	16.35	1.82	2.3
1.00	1.00	5.83	16.04	36.75	79.63	22.67	11.33	1.70	0.57	4.91	1.64	71.85	22.07	24.83			22.07	243.00	220.93	109.20	255.27	15.29	5.10	4.91	1.64	20.19	1.78	2.3
1.10	1.10	5.67	15.87	34.68	77.45	24.27	13.35	1.87	0.68	5.94	2.18	72.42	26.71	30.05			26.71	243.00	216.29	109.53	252.29	18.49	6.78	5.94	2.18	24.43	1.72	2.3
1.30	1.30	5.33	15.47	30.72	72.70	27.13	17.63	2.21	0.96	8.29	3.59	73.68	37.30	41.97			37.30	243.00	205.70	110.35	246.20	25.83	11.19	8.29	3.59	34.12	1.61	2.2
1.50	1.50	5.00	15.00	27.00	67.50	29.50	22.13	2.55	1.27	11.04	5.52	75.08	49.66	55.87			49.66	243.00	193.34	111.42	240.22	34.39	17.20	11.04	5.52	45.43	1.49	2.1
1.70	1.70	4.67	14.47	23.52	61.94	31.39	26.68	2.89	1.64	14.18	8.03	76.64	63.79	71.76			63.79	243.00	179.21	112.76	234.68	44.17	25.03	14.18	8.03	58.35	1.35	2.0
1.90	1.90	4.33	13.87	20.28	56.11	32.81	31.17	3.23	2.04	17.71	11.21	78.35	79.68	89.64			79.68	243.00	163.32	114.40	229.89	55.18	34.95	17.71	11.21	72.89	1.20	2.0
2.00	2.00	4.17	13.54	18.75	53.13	33.33	33.33	3.40	2.26	19.62	13.08	79.27	88.29	99.33			88.29	243.00	154.71	115.34	227.89	61.14	40.76	19.62	13.08	80.76	1.13	1.9
	2.10	4.00	13.20	17.28	50.11	33.74	35.43	3.57	2.50	21.63	15.14	80.22	88.29	99.33	0.11	0.19	88.40	243.00	154.60	116.38	230.39	61.14	42.80	19.62	13.73	80.76	1.11	1.9
	2.25	3.75	12.66	15.19	45.56	34.13	38.39	3.82	2.87	24.83	18.62	81.72	88.29	99.33	0.69	1.16	88.98	243.00	154.02	118.10	233.45	61.14	45.86	19.62	14.72	80.76	1.09	1.9
	2.30	3.67	12.47	14.52	44.04	34.19	39.32	3.91	2.99	25.95	19.89	82.23	88.29	99.33	0.99	1.68	89.28	243.00	153.72	118.72	234.29	61.14	46.87	19.62	15.04	80.76	1.08	1.9
	2.50	3.33	11.67	12.00	38.00	34.17	42.71	4.25	3.54	30.66	25.55	84.40	88.29	99.33	2.76	4.66	91.05	243.00	151.95	121.46	236.69	61.14	50.95	19.62	16.35	80.76	1.04	1.9
	2.70	3.00	10.80	9.72	32.08	33.66	45.44	4.59	4.13	35.76	32.18	86.72	88.29	99.33	5.41	9.13	93.70	243.00	149.30	124.63	237.61	61.14	55.03	19.62	17.66	80.76	0.99	1.9
	2.90	2.67	9.87	7.68	26.37	32.67	47.38	4.93	4.76	41.25	39.88	89.20	88.29	99.33	8.94	15.09	97.23	243.00	145.77	128.25	237.03	61.14	59.10	19.62	18.97	80.76	0.94	1.8
	3.10	2.33	8.87	5.88	20.97	31.21	48.37	5.26	5.44	47.14	48.71	91.82	88.29	99.33	13.35	22.53	101.64	243.00	141.36	132.36	234.97	61.14	63.18	19.62	20.27	80.76	0.89	1.7
	3.30	2.00	7.80	4.32	15.98	29.26	48.28	5.60	6.16	53.42	58.76	94.60	88.29	99.33	18.65	31.47	106.94	243.00	136.06	136.98	231.41	61.14	67.25	19.62	21.58	80.76	0.83	1.6
	3.50	1.67	6.67	3.00	11.50	26.83	46.96	5.94	6.93	60.09	70.10	97.53	88.29	99.33	24.83	41.90	113.12	243.00	129.88	142.16	226.37	61.14	71.33	19.62	22.89	80.76	0.77	1.5
	3.70	1.33	5.47	1.92	7.62	23.93	44.26	6.28	7.75	67.15	82.82	100.61	88.29	99.33	31.89	53.82	120.18	243.00	122.82	147.91	219.83	61.14	75.41	19.62	24.20	80.76	0.70	1.4
	3.90	1.00	4.20	1.08	4.43	20.54	40.05	6.62	8.61	74.61	96.99	103.85	88.29	99.33	39.84	67.23	128.13	243.00	114.87	154.28	211.81	61.14	79.48	19.62	25.51	80.76	0.64	1.3
	4.10	0.67	2.87	0.48	2.03	16.67	34.18	6.96	9.52	82.45	112.69	107.24	88.29	99.33	48.67	82.13	136.96	243.00	106.04	161.28	202.29	61.14	83.56	19.62	26.81	80.76	0.57	1.2
	4.30	0.33	1.47	0.12	0.52	12.33	26.50	7.30	10.47	90.69	129.99	110.78	88.29	99.33	58.38	98.52	146.67	243.00	96.33	168.95	191.29	61.14	87.63	19.62	28.12	80.76	0.50	1.1
	4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	7.50	16.88	7.64	11.46	99.33	148.99	114.47	88.29	99.33	68.98	116.40	157.27	243.00	85.73	177.33	178.79	61.14	91.71	19.62	29.43	80.76	0.43	1.0



1.3. Erosión + Carga variable de agua

$W_{efectivo} = W - F_{subp}{}'$ $H_{SECO} = h_m - h_w$ $E_p suelo = \frac{1}{2} * k_p * \left((h_{int} - h_w) * h_w\right)^2 \rightarrow ME_p\, suelo = E_p suelo * \frac{h_w}{3}$		
$E_{a1} = q * H_{seco} * k_a \rightarrow ME_{a1} = E_{a1} * \left(\frac{H_{seco}}{2} + h_w\right)$ $E_{a2} = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * (H_{seco})^2 \rightarrow ME_{a2} = E_{a2} * \left(\frac{H_{seco}}{3} + h_w\right)$ $E_{a3} = \frac{1}{2} * K_a * \gamma' * (h_w)^2 \rightarrow ME_{a3} = E_{a3} * \left(\frac{h_w}{3}\right)$ $E_{a4} = k_a * (q + \gamma_s * H_{seco}) * h_w \rightarrow ME_{a4} = E_{a4} * \left(\frac{h_w}{2}\right)$ $E_{a_w} = \frac{1}{2} * \gamma_w * (h_w)^2 \rightarrow ME_{aw} = E_{aw} * \left(\frac{h_w}{3}\right)$	$F_{subp_1} = \gamma_w \times h_{NF}{}^2 \times B \rightarrow MF_{subp\,1} = F_{subp1} * \frac{B}{2}$ $F_{subp_2} = \gamma_w \times (h'_{NF} - h_{NF})^2 * \frac{B}{2} \rightarrow MF_{subp\,2} = F_{subp2} * \left(B - \frac{B}{4}\right)$	$E_{p\,sat} = \frac{1}{2} * K_p * \gamma' * (h_w)^2 \rightarrow ME_{a3} = E_{p\,sat} * \left(\frac{h_w}{3}\right)$ $E_{a_w} = \frac{1}{2} * \gamma_w * (h_w)^2 \rightarrow ME_{aw} = E_{aw} * \left(\frac{h_w}{3}\right)$
$FS_{Vuelco} = \frac{(W * \frac{B}{2} - (MF_{subp1} + MF_{subp2}) + (MEp_{sat} + MEp_w)}{ME_{a1} + ME_{a2} + ME_{a3} + ME_{a4} + ME_{aw}}$		

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{W_{efectivo} * tan\delta}{E_a total}$$

N.F (m) intrados	N.F (m) trasdós	Ea q	Mea q	Ea suelo	Mea suelo	Ea q'	Mea q'	Ea γ'	Mea γ'	Ea agua	Mea agua	Ea TOTAL	Fsubp 1	MFsubp 1	Fsubp 2	MFsubp 2	Fsubp Total	W (KN/m)	W efectivo	Mv (KNm/m)	Me (KNm/m)	Ep suelo' - Δh	Mep- Δh	Ep'	Mep'	Ep agua	Mp agua	Ep total (KN/m)	FS deslizamie	FS vuelco
0.00	0.00	7.50	16.88	60.75	91.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	68.25	0.00	0.00			0.00	243.00	243.00	108.00	201.38	108.00	72.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.06	1.86
0.10	0.10	7.33	16.87	58.08	90.99	2.81	0.14	0.17	0.01	0.05	0.00	68.44	0.22	0.25			0.22	243.00	242.78	108.01	220.65	87.48	52.49	0.15	0.01	0.05	0.00	0.20	2.05	2.04
0.30	0.30	7.00	16.80	52.92	89.96	8.06	1.21	0.51	0.05	0.44	0.04	68.93	1.99	2.23			1.99	243.00	241.01	108.07	246.63	52.92	24.70	1.38	0.14	0.44	0.04	1.82	2.02	2.28
0.50	0.50	6.67	16.67	48.00	88.00	12.83	3.21	0.85	0.14	1.23	0.20	69.58	5.52	6.21			5.52	243.00	237.48	108.22	259.01	27.00	9.00	3.82	0.64	1.23	0.20	5.05	1.97	2.39
0.70	0.70	6.33	16.47	43.32	85.20	17.13	5.99	1.19	0.28	2.40	0.56	70.37	10.82	12.17			10.82	243.00	232.18	108.50	261.57	9.72	1.94	7.49	1.75	2.40	0.56	9.89	1.90	2.41
0.90	0.90	6.00	16.20	38.88	81.65	20.94	9.42	1.53	0.46	3.97	1.19	71.32	17.88	20.11			17.88	243.00	225.12	108.92	258.10	1.08	0.07	12.38	3.71	3.97	1.19	16.35	1.82	2.37
1.00	1.00	5.83	16.04	36.75	79.63	22.67	11.33	1.70	0.57	4.91	1.64	71.85	22.07	24.83			22.07	243.00	220.93	109.20	255.27	0.00	0.00	15.29	5.10	4.91	1.64	20.19	1.78	2.34
1.10	1.10	5.67	15.87	34.68	77.45	24.27	13.35	1.87	0.68	5.94	2.18	72.42	26.71	30.05			26.71	243.00	216.29	109.53	252.29			18.49	6.78	5.94	2.18	24.43	1.72	2.30
1.30	1.30	5.33	15.47	30.72	72.70	27.13	17.63	2.21	0.96	8.29	3.59	73.68	37.30	41.97			37.30	243.00	205.70	110.35	246.20			25.83	11.19	8.29	3.59	34.12	1.61	2.23
1.50	1.50	5.00	15.00	27.00	67.50	29.50	22.13	2.55	1.27	11.04	5.52	75.08	49.66	55.87			49.66	243.00	193.34	111.42	240.22			34.39	17.20	11.04	5.52	45.43	1.49	2.16
1.70	1.70	4.67	14.47	23.52	61.94	31.39	26.68	2.89	1.64	14.18	8.03	76.64	63.79	71.76			63.79	243.00	179.21	112.76	234.68			44.17	25.03	14.18	8.03	58.35	1.35	2.08
1.90	1.90	4.33	13.87	20.28	56.11	32.81	31.17	3.23	2.04	17.71	11.21	78.35	79.68	89.64			79.68	243.00	163.32	114.40	229.89			55.18	34.95	17.71	11.21	72.89	1.20	2.01
2.00	2.00	4.17	13.54	18.75	53.13	33.33	33.33	3.40	2.26	19.62	13.08	79.27	88.29	99.33			88.29	243.00	154.71	115.34	227.89			61.14	40.76	19.62	13.08	80.76	1.13	1.98
	2.10	4.00	13.20	17.28	50.11	33.74	35.43	3.57	2.50	21.63	15.14	80.22	88.29	99.33	0.11	0.19	88.40	243.00	154.60	116.38	228.36			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	1.11	1.96
	2.25	3.75	12.66	15.19	45.56	34.13	38.39	3.82	2.87	24.83	18.62	81.72	88.29	99.33	0.69	1.16	88.98	243.00	154.02	118.10	227.38			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	1.09	1.93
	2.30	3.67	12.47	14.52	44.04	34.19	39.32	3.91	2.99	25.95	19.89	82.23	88.29	99.33	0.99	1.68	89.28	243.00	153.72	118.72	226.87			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	1.08	1.91
	2.50	3.33	11.67	12.00	38.00	34.17	42.71	4.25	3.54	30.66	25.55	84.40	88.29	99.33	2.76	4.66	91.05	243.00	151.95	121.46	223.89			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	1.04	1.84
	2.70	3.00	10.80	9.72	32.08	33.66	45.44	4.59	4.13	35.76	32.18	86.72	88.29	99.33	5.41	9.13	93.70	243.00	149.30	124.63	219.42			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	0.99	1.76
	2.90	2.67	9.87	7.68	26.37	32.67	47.38	4.93	4.76	41.25	39.88	89.20	88.29	99.33	8.94	15.09	97.23	243.00	145.77	128.25	213.46			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	0.94	1.66
	3.10	2.33	8.87	5.88	20.97	31.21	48.37	5.26	5.44	47.14	48.71	91.82	88.29	99.33	13.35	22.53	101.64	243.00	141.36	132.36	206.01			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	0.89	1.56
	3.30	2.00	7.80	4.32	15.98	29.26	48.28	5.60	6.16	53.42	58.76	94.60	88.29	99.33	18.65	31.47	106.94	243.00	136.06	136.98	197.07			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	0.83	1.44
	3.50	1.67	6.67	3.00	11.50	26.83	46.96	5.94	6.93	60.09	70.10	97.53	88.29	99.33	24.83	41.90	113.12	243.00	129.88	142.16	186.64			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	0.77	1.31
	3.70	1.33	5.47	1.92	7.62	23.93	44.26	6.28	7.75	67.15	82.82	100.61	88.29	99.33	31.89	53.82	120.18	243.00	122.82	147.91	174.72			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	0.70	1.18
	3.90	1.00	4.20	1.08	4.43	20.54	40.05	6.62	8.61	74.61	96.99	103.85	88.29	99.33	39.84	67.23	128.13	243.00	114.87	154.28	161.31			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	0.64	1.05
	4.10	0.67	2.87	0.48	2.03	16.67	34.18	6.96	9.52	82.45	112.69	107.24	88.29	99.33	48.67	82.13	136.96	243.00	106.04	161.28	146.41			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	0.57	0.91
	4.30	0.33	1.47	0.12	0.52	12.33	26.50	7.30	10.47	90.69	129.99	110.78	88.29	99.33	58.38	98.52	146.67	243.00	96.33	168.95	130.02			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	0.50	0.77
	4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	7.50	16.88	7.64	11.46	99.33	148.99	114.47	88.29	99.33	68.98	116.40	157.27	243.00	85.73	177.33	112.14			61.14	40.76	19.62	13.73	80.76	0.43	0.63