SIOP 2026 | COQUIMBO
XI Seminario Internacional de Ingeniería y Operación Portuaria

XI SEMINARIO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA Y OPERACIÓN PORTUARIA

ESTABILIDAD ANTE TSUNAMI DEL ROMPEOLAS DE BLOQUES DE VALPARAÍSO MEDIANTE UN MODELO DE INTERACCIÓN FLUIDO-SUELO-ESTRUCTURA

RONALD ALVAREZ[1], PATRICIO WINCKLER[2], ROSITA JÜNEMANN[3], FRANCISCO SÁEZ[4]

RESUMEN

Con más de un siglo de antigüedad, el Molo del Puerto de Valparaíso presenta un deterioro cuya magnitud cabe evaluar de cara a la nueva generación de concesiones. Esto es especialmente sensible en una región propensa a experimentar sismos y tsunamis de gran magnitud. Las evaluaciones tradicionales basadas en el método de equilibrio límite (MEL), suelen simplificar la compleja interacción fluido-suelo-estructura característica del efecto sostenido del tsunami. Para superar estas limitaciones, esta investigación utiliza un modelo multifísico (MMF) que acopla los softwares CADMAS-SURF/3D2F y STR para evaluar la estabilidad de una sección de bloques en el arranque del Molo, incorporando las fuerzas del flujo de infiltración, el sobrepaso y la interacción entre bloques. Los resultados del MEL indican que el modo de falla gobernante es el deslizamiento, alcanzando el umbral crítico frente a una elevación de 8 m, antes de fallar por volcamiento. Al aplicar el MMF, el análisis dinámico revela que la interfaz basal (bloque-banqueta) registra la condición más crítica al deslizamiento, cayendo su factor de seguridad por debajo de la unidad durante los primeros 40 s de simulación. Esta inestabilidad es impulsada por la fuerza de subpresión inducida por el flujo de infiltración en la banqueta. Simultáneamente, aunque el sobrepaso ejerce una fuerza descendente menor que ayuda a estabilizar la coronación del parapeto, la estructura desarrolla un patrón de desplazamiento horizontal escalonado producto de micro-deslizamientos irreversibles ocurridos durante la fase transitoria inicial. Estos resultados demuestran la necesidad de emplear modelos multifísicos para comprender fallas locales que afecta la estabilidad de rompeolas heterogéneos.

Palabras clave: Sobrepaso y flujo de infiltración, efecto sostenido del tsunami, factor de seguridad dinámico, estabilidad por desplazamiento, puerto de Valparaíso.

---

[1] Investigador Postdoctoral. CIGIDEN R+, ronald.alre@cigiden.cl

[2] Profesor Titular, Escuela de Ingeniería Oceánica. Universidad de Valparaíso, Investigador Principal CIGIDEN R+, patricio.winckler@uv.cl

[3] Profesora Asociada, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica. Pontificia Universidad Católica, Directora CIGIDEN R+ rjunemann@uc.cl

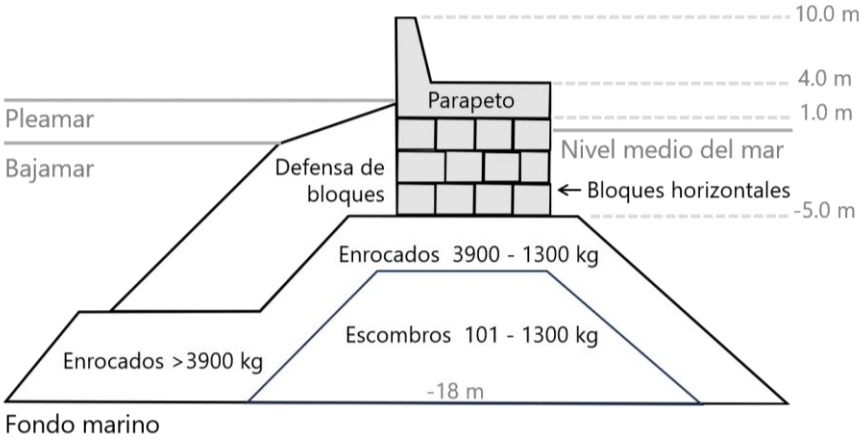
[4] Asistente de Investigación, CIGIDEN R+, francisco.saez@sansano.usm.cl

1 INTRODUCCIÓN

El rompeolas del Puerto de Valparaíso (en adelante Molo) fue construido por el Estado de Chile entre 1912 y 1930 para proporcionar protección durante las marejadas (Walsh & Staton, 1922; Stanton & Clercq, 1932). Inspirada en experiencias internacionales (Science Museum Group, 2025), la estructura se compone de ~70% de bloques inclinados, ~13% de cajones monolíticos y ~17% de bloques horizontales (Figura 1). Con 114 años de antigüedad, el Molo ha resistido importantes terremotos (Nakase, 1985) y marejadas, pero todavía no ha experimentado un tsunami significativo. Inspecciones recientes (Alvarez et al., 2025) evidencian un deterioro de la estructura, que se manifiesta en fracturas de tipo cizalle, asentamiento y pérdida de bloques no estructurales, daños que se han desencadenado por eventos como la marejada del 8 de agosto de 2015 (Winckler et al., 2017).

A pesar de la complejidad del problema, las evaluaciones de estabilidad del Molo ante tsunamis siguen siendo limitadas (GHD, 2021) o basadas en el Método de Equilibrio Límite (MEL) (Universidad de Chile, 2019). El MEL se basa en modelar la compleja estructura de bloques como cajones monolíticos forzados únicamente por la presión hidrostática, pasando por alto la interacción fluido-suelo-estructura característica durante el efecto sostenido de un tsunami, lo que impide incluir los efectos locales y concatenados como el desplazamiento relativo entre bloques. Así, los complejos patrones espacio-temporales de variables como la velocidad, la presión por sobrepaso y el flujo de infiltración no son considerados en el MEL al evaluar la estabilidad del Molo.

Figura 1: Esquema 2D de la sección de bloques del Molo del Puerto de Valparaíso.



El objetivo de este estudio es desarrollar un Modelo Multi-Físico (MMF) de interacción fluido-suelo-estructura, aplicado a una sección de bloques ubicada en el arranque del Molo (Figura 1), con el propósito de estudiar su modo de falla local y concatenado a la estabilidad global por deslizamiento, incluyendo las fuerzas hidrodinámicas sostenidas de interacción por sobrepaso y flujo de infiltración.

2 METODOLOGÍA

Inicialmente, se utilizó el MEL para determinar los factores de seguridad al deslizamiento (FS_D) en función tanto de la elevación de la superficie libre (h_t) como del coeficiente de fricción (μ). Posteriormente, se evaluó el factor de seguridad al volcamiento (FS_V) respecto a la elevación de la superficie libre, proporcionando una línea base para el análisis multifísico. Simultáneamente, se desarrolló un modelo de interacción fluido-suelo-estructura mediante un flujo de trabajo de tres etapas. Primero, se identificó la sección objetivo para la modelación numérica. Posteriormente, el dominio hidrodinámico se construyó y calibró utilizando el software CADMAS-SURF/3D2F, mientras que el dominio estructural-geotécnico se desarrolló en FEMAP/STR para representar una sección simplificada del sistema estructural. Finalmente, ambos dominios se acoplaron bidireccionalmente para capturar la interacción entre las presiones hidrodinámicas y la respuesta del sistema.

2.1 Método de Equilibrio Límite (MEL)

Para establecer una línea base de la estabilidad inicial del Molo de bloques horizontales, se calcularon los factores FS_D y FS_V mediante el MEL, ambos sin considerar reducción de la carga de tsunami por efecto de la defensa de bloques artificiales. El factor de seguridad al deslizamiento se definió basado en OCDI (2020) ["*Parte II, Capítulo 2, 5 Tsunami, Subsección 6.7 Fuerza de Tsunami, 6.7.1 (3) Cálculo mediante la diferencia de presiones hidrostáticas cuando ocurre sobrepaso*"] como la relación entre las fuerzas resistentes —gobernadas principalmente por el coeficiente de fricción (μ) y el peso efectivo de la superestructura (W_k'), más la fuerza del tsunami del lado del puerto (P_{th})— y la fuerza solicitante ejercida por el tsunami del lado del mar (P_{ts}) (OCDI, 2020; Chaudhary et al., 2017). Por consiguiente, las fuerzas resistentes (R_k) y solicitantes (S_k) que definen en este caso el factor de seguridad al deslizamiento son:

$$R_k = \mu \cdot W_k' + P_{th} \quad (1)$$

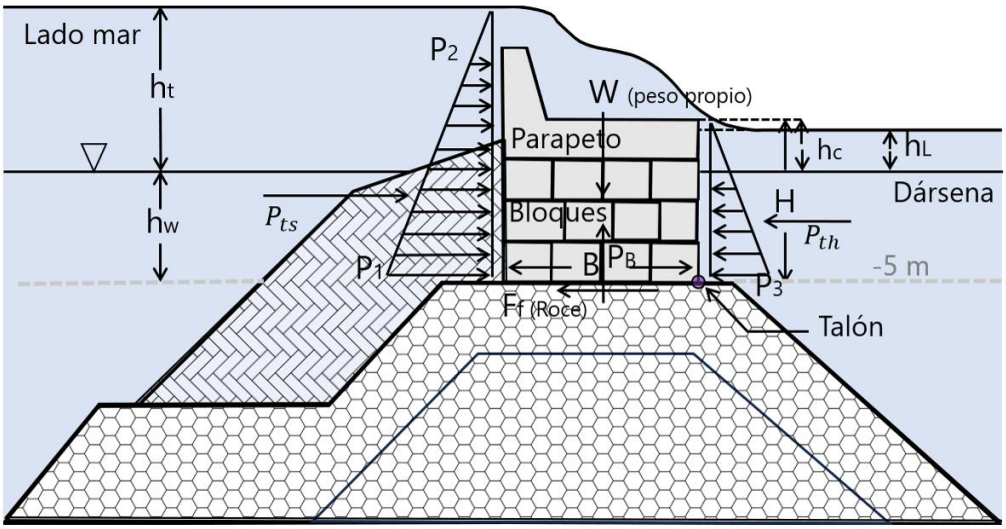
$$S_k = P_{ts} \quad (2)$$

El peso efectivo (W_k') y la fuerza solicitante generada por el tsunami en el lado mar (P_{ts}) y dársena (P_{th}) se estimaron utilizando las distribuciones de presiones hidrodinámicas recomendadas por OCDI (2020), considerando el efecto de la elevación de la superficie libre (h_t) y la fuerza boyante. La Figura 2 muestra un esquema de las presiones y fuerzas utilizadas para el cálculo de los factores de seguridad (Ec. 3).

$$\frac{R_k}{S_k} \geq 1.2 \quad (3)$$

De la misma manera, el factor de seguridad al volcamiento se determinó mediante la evaluación del equilibrio de momentos en el talón posterior del Molo (OCDI, 2020; Chaudhary et al., 2017).

Figura 2: Diagrama 2D de presiones y fuerzas actuantes en el Molo de bloques horizontales para cálculo mediante el MEL (basado en OCDI (2020), Parte II, Capítulo 2, 5 Tsunami).



2.2 Modelo Multifísico de Interacción Fluido-Suelo-Estructura (MMF)

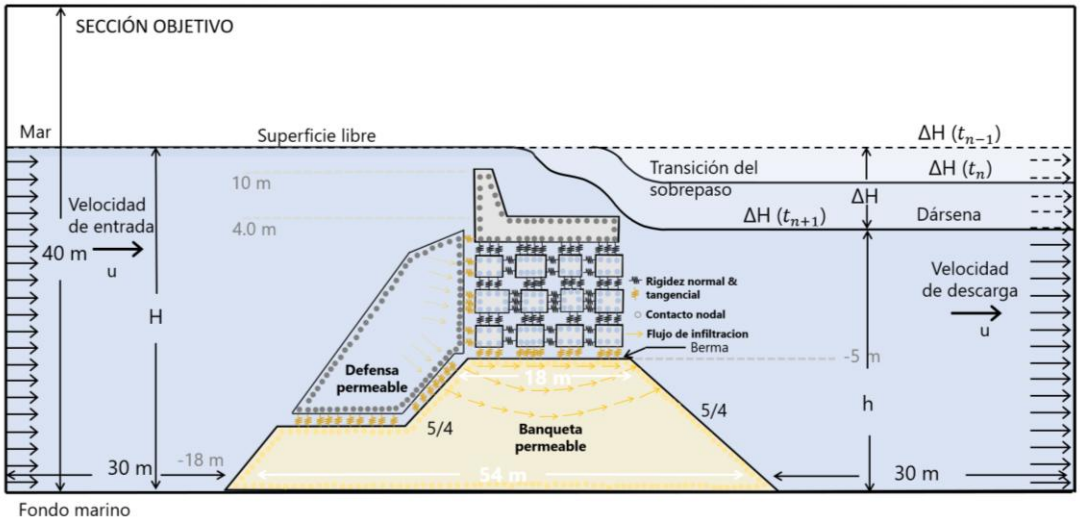
Basado en los planos originales y los registros históricos del Mejoramiento del Puerto de Valparaíso y la Extensión de su Rompeolas (Walsh y Stanton, 1922; Stanton y Clercq, 1932; Science Museum Group, 2025), se analizó una sección representativa (Figura 1). Esta sección corresponde a los primeros 165 m del arranque y está constituida por una banqueta de escollera que sostiene a la superestructura rígida formada por bloques de concreto traslapados horizontalmente y un muro de coronamiento y parapeto. En el lado mar de la estructura se localiza una berma de disipación y protección contra la socavación compuesta por enrocados mayores a 3900 kg. Apoyada sobre esta, está el manto de protección constituido por bloques artificiales de concreto. El cuerpo de bloques principal tiene una base de 13.5 m y una berma de protección interior en el talón de 1.0 m. Este cuerpo se eleva de forma escalonada hacia el interior conformando cotas de coronamiento de +1 m y +4 m, seguido de un muro parapeto a una cota de +10 m para contener el sobrepaso.

Con el fin de mitigar la carga computacional del modelamiento a escala natural, el análisis se enfocó en un cuerpo de bloques monolíticos de 4 m de ancho, donde los bloques del cuerpo principal de concreto se modelaron como sólidos 3D impermeables, con dimensiones de 3.5 m de largo por 2 m de alto. La banqueta fue representada como un sólido 3D permeable con porosidad uniforme y 6 m de ancho. El manto de protección se modeló como un sólido monolítico 3D permeable de porosidad uniforme debido a que su principal función es disipar la carga hidrodinámica sostenida del tsunami.

2.2.1 Modelamiento hidrodinámico

Para reducir el costo computacional del modelamiento del efecto sostenido del tsunami a escala real (Arikawa et al., 2012), se omitió la turbulencia y el tsunami se trató como un fluido ideal. En consecuencia, este se modeló como un flujo cuasiestacionario utilizando condiciones de contorno estacionarias de velocidad media (entrada/salida) y elevación de la superficie libre, representando un tiempo relativamente corto (120 s) en comparación con los períodos típicos que caracterizan a las olas de tsunami (Arikawa et al., 2021). La Figura 3 ilustra esto a través de la evolución por pasos de tiempo del tsunami donde en t_{n-1} la condición de contorno de elevación de la superficie libre es constante a lo largo de todo el canal de olas. A medida que la simulación avanza (t_n), las condiciones de contorno estacionarias de velocidad comienzan a vaciar el canal, y en t_{n+1} la elevación de la superficie libre alcanza una diferencia de carga hidráulica constante para el resto de la simulación. El canal tiene dimensiones de 114 m de longitud, 6 m de ancho y 40 m de altura, dentro del cual se integró la sección objetivo, ambos ilustrados en la Figura 3. Las variaciones batimétricas y topográficas cercanas al rompeolas se simplificaron asumiendo un fondo marino horizontal. Se adoptó un tamaño de malla característico de 0.2 m para las simulaciones a escala real con un paso de tiempo de 0.01 s. Para esta malla de 0.2 m a 1 m/s, el paso de tiempo máximo seguro definido en CADMAS-SURF/3D2F es $\Delta t_{safe} = 0.1 \cdot (\Delta x/u) = 0.02$ s. En consecuencia, Δt = 0.01 s satisface el límite de seguridad advectivo CFL (Courant–Friedrichs–Lewy) para el caso de estudio (0.01 s < 0.02 s) y garantiza la eliminación de oscilaciones numéricas, generando series temporales suaves y físicamente consistentes a lo largo de toda la simulación.

Figura 3: Esquema 2D del Modelo MMF 3D del Molo tipo bloque del Puerto de Valparaíso.



2.2.2 Modelamiento estructural-geotécnico

El cuerpo principal de bloques, la banqueta de escollera, la protección de bloques y el parapeto fueron discretizados en FEMAP/STR. El módulo STR integra la presión hidrodinámica en un análisis

estructural y geotécnico basado en un algoritmo de penalización (Bathe, 1996) entre las interfaces en contacto. Este enfoque de interacción, basado en el concepto *Master-Slave*, impone restricciones de contacto nodo a nodo entre las superficies en contacto, definiendo una fuerza normal y una componente de fricción tangencial. En términos generales, la rutina de contacto ejecuta una búsqueda nodal y detecta los nodos esclavos (*Slave*) en la superficie de la banqueta que han penetrado en la superficie maestra (*Master*) definida en la base de los bloques. En caso de detectar dicha penetración (d), se aplica una fuerza de penalización normal (F_N) para restaurar la compatibilidad cinemática entre superficies en contacto. Esta fuerza normal actúa como una restricción mecánica que, mediante la aplicación de las constantes de rigidez (K_p) correspondientes, previene la interpenetración de los cuerpos en el modelo numérico.

$$F_N = K_p \cdot d \tag{4}$$

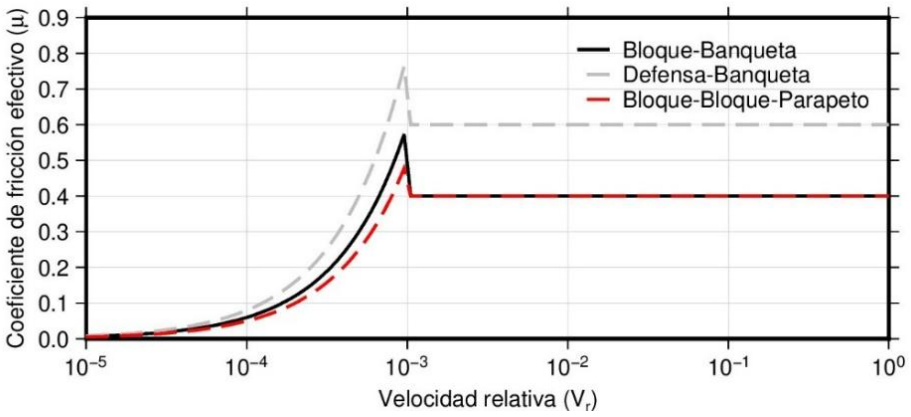
De manera análoga, la componente tangencial sigue la ley de fricción de Coulomb, donde la rutina de contacto evalúa la fuerza de fricción nodal (F_t). Bajo esta lógica, el algoritmo de contacto emplea un modelo de contacto dependiente de la velocidad (*rate-dependent contact engine*), definiendo una rigidez tangencial de penalización (K_t) que vincula la fuerza de fricción con la velocidad relativa ($F_t = K_t \cdot v_r$) para regular la transición cinemática entre el reposo (*stick*) y el deslizamiento (*slip*) entre interfaces:

$$K_t = \begin{cases} \dfrac{\mu_s \cdot F_N}{\epsilon_0} & \text{si } v_r < \epsilon_0 \\ \dfrac{\mu_d \cdot F_N}{v_r} & \text{si } v_r \geq \epsilon_0 \end{cases} \tag{5}$$

Aquí, μ representa el coeficiente de fricción estático (μ_s) o dinámico (μ_d), v_r es la velocidad relativa entre los nodos de la superficie maestra y esclava, y ϵ_0 es la tolerancia cinemática de velocidad definida en el módulo STR. Respecto a esta formulación tangencial, cabe precisar dos aspectos fundamentales que garantizan la estabilidad y consistencia del modelo: a) Debido a que la fuerza tangencial se evalúa en función de la velocidad ($F_t = K_t \cdot v_r$), la constante K_t opera formalmente como un parámetro de penalización viscosa con unidades de [N · s/m]. De este modo, el producto [N · s/m] × [m/s] entrega estrictamente una fuerza en newtons (N), asegurando la homogeneidad dimensional del algoritmo. b) Para evitar la discontinuidad matemática y la división por cero cuando la velocidad relativa tiende a cero, el algoritmo acota K_t a un valor mínimo finito constante definido por la tolerancia ϵ_0 ($K_t = \mu_s F_N / \epsilon_0$). Esto elimina cualquier singularidad de rigidez infinita durante la fase estática (*stick*), garantizando la convergencia numérica del módulo estructural-geotécnico. La Figura 3 muestra un esquema del modelo de contacto implementado para la sección objetivo, mientras que la Figura 4 ilustra los modelos de transición nodal aplicado sobre las superficies en contacto. Para velocidades inferiores a la tolerancia cinemática ($\epsilon_0 = 10^{-3}$ m/s), el modelo moviliza progresivamente la resistencia estática de manera proporcional a v_r/ϵ_0, alcanzando el pico de fricción estática (μ_s)

exactamente en $v_r = 10^{-3}$ m/s. Al superar este umbral, la interfaz transiciona al régimen de deslizamiento activo (*slip*), donde el coeficiente se reduce y estabiliza en el valor constante de fricción dinámica (μ_d).

Figura 4: Modelos de transición nodal (*stick-slip*) entre superficies en contacto.



2.2.3 Acoplamiento estructural—flujo de infiltración

Simultáneamente, STR emplea la formulación $u - p$ (Desplazamiento-Presión de poro) basada en la teoría de Biot (1941) para modelar la interacción dinámica entre el esqueleto granular y el agua intersticial. El software resuelve de manera acoplada el equilibrio dinámico, el principio de tensiones efectivas y el flujo de infiltración (mediante la Ley de Darcy), integrando las condiciones de contacto y cargas externas del tsunami como fuerzas nodales para alcanzar la convergencia del sistema.

Para el modelo de elementos finitos en STR, se utilizó una malla hexaédrica estructurada de 0.5 m en las distintas interfaces de contacto (bloque-banqueta, bloque-bloque, banqueta-defensa y bloque-parapeto). Esta malla se prolonga hacia el interior de los bloques y el parapeto, disminuyendo su tamaño de discretización hasta 0.25 m. Hacia la banqueta de fundación, la discretización se extiende uniformemente incrementando su tamaño de forma paulatina hasta llegar al fondo marino. Los parámetros y propiedades del material (Tabla 1 y Tabla 2) se tomaron del diseño del proyecto y las especificaciones de construcción, así como del Plan de Desarrollo del Puerto de Valparaíso (Comisión de Puertos, 1911; Lira, 1963; JICA, 1986; Science Museum Group, 2025).

Tabla 1: Parámetros y propiedades de los materiales utilizados en el MMF.

Parámetro	***Unidades***	***Bloques y Parapeto***	***Banqueta de Fundación***	***Defensa de Protección***
Módulo de Young	Pa	2.10E+10	2.00E+8	2.00E+10
Coeficiente de Poisson	-	0.16	0.3	0.2

Densidad	kg/m^3	2400	2000	2400
Amortiguamiento	%	2	2	2
Porosidad	-	Impermeable	0.4	0.7
Módulo de Compresibilidad	Pa	-	1.67E+8	1.67E+10
*Permeabilidad**	m/s	-	1.E-4	1.E-3
Coeficiente Inercial	-	-	1.2	1.2
Coeficiente de Arrastre	-	-	1.0	1.0
Resistencia / Fluencia	-	f'_c = 200 kg/cm^2	σ_y = 1.5 E+5 ** Pa	-

* Macro-permeabilidad de la sección de elementos finitos. ** Tomado de CDIT (2022). Modelo Drucker-Prager bilineal elastoplástico ($E_{plástico}$ = 1.5E+7 Pa), endurecimiento isotrópico.

Tabla 2: Coeficientes de fricción entre interfaces del MMF.

Interfaz	***Fricción Estática (μ_s)***	***Fricción Dinámica (μ_d)***	***Referencia***
Bloque – Banqueta	0.6	0.4	Arikawa et al. (2012)
Bloque – Bloque / Parapeto	0.5	0.4	Takahashi (1996)
Defensa – Banqueta	0.8	0.6	Takahashi (1996)

2.2.4 Procedimiento de simulación

CADMAS-SURF/3D2F y STR se ejecutaron en paralelo activando el indicador de acoplamiento bidireccional. Ambos códigos se pausan en un paso de tiempo anidado (0.01s) para intercambiar datos. Bajo este modo, el módulo hidrodinámico calcula la presión hidrodinámica sobre la estructura y la presión intersticial en el interior de la banqueta y defensa, y la envía al módulo geotécnico-estructural. Luego, STR calcula la respuesta estructural del sistema y envía la posición nodal actualizada, basada en la deformación y/o desplazamiento de la estructura, al módulo hidrodinámico. A medida que la estructura se moviliza, su posición en la malla de fluido cambia, lo cual CADMAS-SURF/3D2F maneja mediante actualizaciones de la porosidad. Por ejemplo, si una estructura se mueve hacia una celda de fluido, la porosidad de dicha celda disminuye, bloqueando el flujo de fluido. Una vez configurado el modo bidireccional, se analizó la evolución del modo de falla por deslizamiento correspondiente a una combinación especifica de elevación de la superficie libre (8 m) y velocidad (1 m/s). La simulación fue evaluada en términos de la evolución del factor de seguridad al deslizamiento, las fuerzas resultantes que actúan sobre el modelo (fuerza de contacto normal entre las interfaces, fuerza hidrodinámica horizontal en la cara expuesta al mar entre la defensa de protección y el modelo, fuerza descendente en la coronación del parapeto inducida por el sobrepaso y fuerza de subpresión —en la capa más superficial de la banqueta en contacto con la base de los bloques— inducida por el flujo de infiltración), así como los desplazamientos horizontales entre filas de bloques.

Es importante enfatizar que la condición de contorno de velocidad prescrita (1 m/s) se aplica estrictamente en el límite de entrada/salida lejana del canal numérico. Este valor representa un flujo de momentum regional realista de tsunami en aguas profundas, derivado del modelamiento hidrodinámico regional de un evento de mega-terremoto de M_w9.0 (Saéz et al., 2025), y no debe confundirse con los umbrales de velocidad de diseño para inundaciones en tierra.

3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

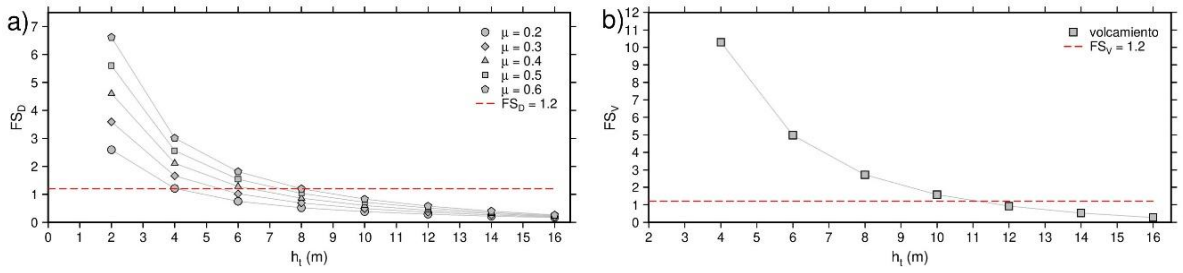
En esta sección, se analizan los resultados del MEL y el mecanismo físico (MMF) que gobierna la evolución de la falla global por deslizamiento.

3.1 Análisis del Factor de Seguridad - MEL

La Figura 5 muestra tanto el FS_D (a) como el FS_V (b); en ambos casos el factor de seguridad disminuye a medida que se incrementa la elevación de la superficie libre (h_t). Esto se debe a que los niveles de tsunami más elevados aumentan la presión hidrostática, mientras que, simultáneamente, se incrementa la fuerza boyante (P_B), reduciendo así el peso efectivo del Molo. Por consiguiente, la estructura se vuelve susceptible a la falla.

Respecto a la estabilidad por deslizamiento (Figura 5a), es posible inferir una alta sensibilidad al coeficiente de fricción. A mayor coeficiente de fricción, mayor es el factor de seguridad, lo cual incrementa significativamente la contribución del peso efectivo del Molo dentro de las fuerzas resistentes (R_k). Si la elevación de la superficie del agua supera los 8 m, independientemente de las condiciones de fricción, el Molo se desliza. No obstante, para un coeficiente de fricción bajo (μ = 0.2), el muro de bloques se vuelve altamente inestable debido a que el umbral de seguridad se supera cuando $h_t \approx 4$ m. Por otra parte, para una condición promedio en la que el coeficiente de fricción es de aproximadamente 0.4, el cuerpo principal de bloques permanece seguro hasta que h_t alcanza un valor de ~6.2 m. Para un coeficiente de fricción ideal (μ = 0.6), la estructura logra mantenerse segura hasta una altura de $h_t \approx 8$ m. Paralelamente, en la estabilidad al volcamiento (Figura 5b), se observa que con una baja elevación de la superficie del agua ($h_t < 7$ m), el cuerpo de bloques horizontales posee un gran factor de seguridad ($FS_V > 3.5$), lo que significa que es excepcionalmente estable al volcamiento. Sin embargo, a medida que h_t aumenta, el momento de volcamiento solicitante se incrementa de manera no lineal debido a la elevación del centro de presión de la fuerza del tsunami en el lado mar. El umbral crítico (FS_V =1.2) se supera cuando $h_t \approx 11$ m; más allá de este punto, el Molo se vuelca por completo, llegando al colapso total para cuando la elevación de la superficie libre alcanza valores de 14 a 16 m.

Figura 5: Factores de seguridad al deslizamiento (a) y volcamiento (b) en función de la elevación de la superficie libre (h_t).



Por lo tanto, bajo el análisis MEL el modo de falla gobernante es el deslizamiento. Esto se debe a que el factor de seguridad más bajo dictamina el límite de estabilidad del cuerpo principal de bloques. Por lo tanto, incluso bajo el escenario de fricción más favorable (μ = 0.6), el Molo de bloques falla por deslizamiento cuando h_t es igual o mayor a 8 m, antes de alcanzar el límite de falla por volcamiento a una altura $h_t \approx 11$ m.

3.2 Análisis del MMF

3.2.1 Evolución dinámica del factor de seguridad y fuerzas resultantes

El comportamiento dinámico de la sección del Molo ante el efecto sostenido del tsunami (h_t = 8 m, v = 1 m/s) se analiza a partir del panel integrado de series temporales de 120 s con su respectivo acercamiento (*zoom-in*) en los primeros 20 s (Figura 6).

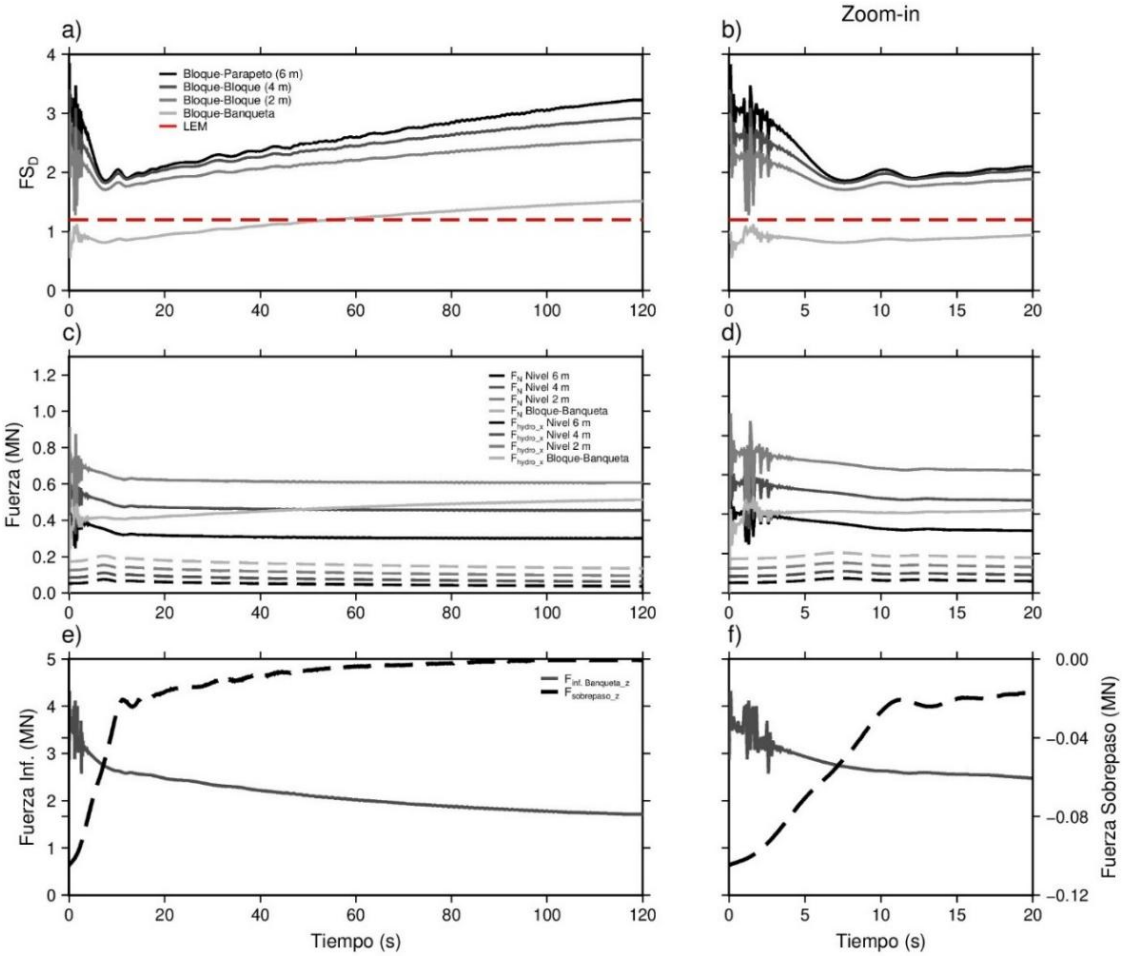
Factor de Seguridad Dinámico al Deslizamiento (FS_D, Figuras 6a y 6b): Durante los primeros 10 segundos de simulación (Figura 6b), la formación inicial del efecto sostenido del tsunami genera importantes fluctuaciones de alta frecuencia en el factor de seguridad dinámico en todas las interfaces horizontales debido al efecto transitorio de trasmisión de la carga hidrodinámica al módulo estructural-geotécnico donde se producen micro-deslizamientos entre las interfaces en contacto. La interfaz basal (bloque–banqueta) registra la condición más crítica, cayendo rápidamente por debajo del umbral unitario ($FS_D < 1$) y manteniéndose por debajo de la línea base del MEL ($FS_D = 1.2$) durante los primeros 40 s (Figura 6a). En contraste, las interfaces superiores (bloque–bloque a 2 m y 4 m, y bloque–parapeto a 6 m) experimentan un mínimo transitorio en t ≈ 7 - 8 s ($FS_D \approx 1.7 - 1.9$) para luego exhibir una recuperación paulatina a medida que el flujo se estabiliza, alcanzando valores de $FS_D > 2.5$ tras 120 s de simulación.

Fuerzas de Contacto Normal (F_N) e Hidrodinámicas Horizontales (F_{hydro_x}, Figuras 6c y 6d): La fuerza de contacto normal entre los bloques y parapeto (F_N, líneas continuas) muestra un gradiente vertical directamente proporcional al peso propio acumulado de la superestructura. No obstante, la interfaz bloque-banqueta presenta una carga normal menor que aumenta gradualmente. Esto se debe a que la fuerza normal en la interfaz bloque-banqueta integra la reducción de la carga normal producto de la fuerza de subpresión inducida por el flujo de infiltración en la banqueta. Por su parte, la componente horizontal de la fuerza hidrodinámica sobre el muro de bloques (F_{hydro_x}, líneas punteadas) actúa de manera sostenida en cada nivel con magnitudes sustancialmente menores a las fuerzas normales de contacto, probablemente debido al efecto de disipación de la presión hidrodinámica que genera la defensa de protección de bloques de concreto.

Fuerzas Verticales de Infiltración y Sobrepaso (Figuras 6e y 6f): La fuerza vertical ejercida por el sobrepaso ($F_{sobrepaso_z}$, línea discontinua negra referida al eje derecho en MN) se desarrolla rápidamente durante los primeros 15 segundos (Figura 6f) hasta alcanzar un estado estacionario de ~-0.03 MN a ~-0.02 MN, actuando como una carga descendente que estabiliza la coronación

del muro. Si bien la elevación de la superficie libre del tsunami (8 m) es menor a la altura del parapeto (10 m), por efectos del confinamiento lateral del canal simulado y la velocidad de borde, la superficie libre del agua aumenta produciendo el sobrepaso, y por tanto explicando la forma de $F_{sobrepaso_z}$. Simultáneamente, la fuerza de infiltración en la banqueta ($F_{inf.Banqueta_z}$) alcanza un pico inicial de ~4.2 MN en $t \approx 2$ s para luego disiparse gradualmente hacia ~1.7 MN a los 120 s (Figura 6e). Esta fuerza de subpresión reduce la fuerza efectiva en la interfaz basal (bloque-banqueta), lo que explica por qué la superficie bloque–banqueta presenta el menor factor de seguridad dinámico del sistema.

Figura 6: Evolución dinámica del factor de seguridad al deslizamiento y fuerzas resultantes producto del MMF.

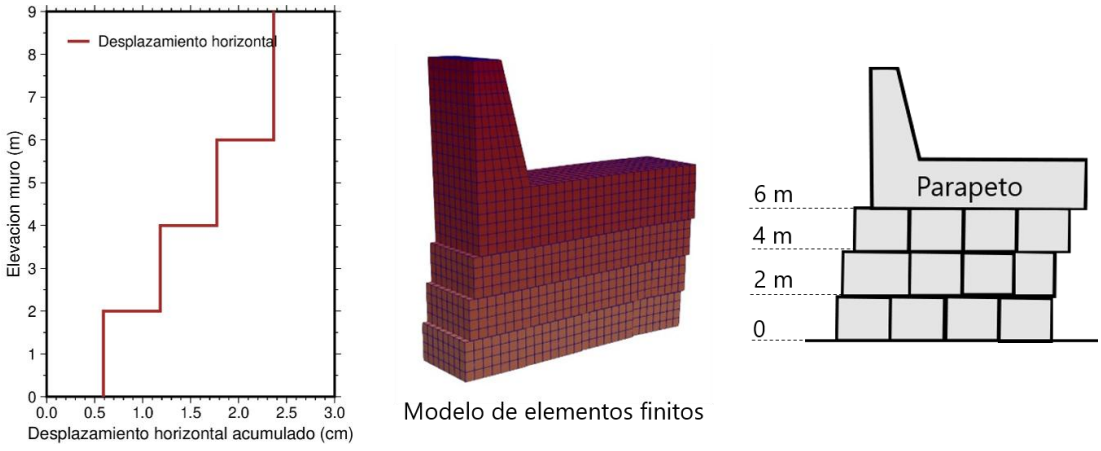


3.2.2 Desplazamiento horizontal acumulado

La respuesta acoplada entre la demanda hidrodinámica y la resistencia friccional en las interfaces se traduce en el perfil de desplazamiento horizontal mostrado en la Figura 7. Los tramos

verticales rectos confirman que cada bloque individual y el conjunto parapeto-coronamiento se comportan de manera rígida con deformaciones internas despreciables. No obstante, se observan discontinuidades en cada interfaz horizontal, con deslizamientos relativos casi uniformes de aproximadamente 0.6 cm por nivel. Cabe destacar que, dado que el factor de seguridad dinámico se mantiene por encima del umbral crítico (FSD > 1.2) en las interfaces superiores (Figura 6a), este movimiento no obedece a una falla por deslizamiento continuo. Por el contrario, corresponde a micro-deslizamientos irreversibles ocurridos durante la fase transitoria de acoplamiento inicial del efecto sostenido (t < 10 s) y a la tolerancia cinemática requerida por el algoritmo de penalización para movilizar la fricción estática máxima. Esta respuesta cinemática da lugar a un perfil de desplazamiento escalonado que acumula un desplazamiento horizontal máximo de 2.4 cm en la coronación del parapeto al cabo de ~120 s de simulación. Este patrón de desplazamiento escalonado demuestra que, si bien la estructura no alcanza desplazamientos horizontales significativos ni sufre colapso por volcamiento en el escenario estudiado, la acumulación de deslizamientos relativos podría comprometer la operatividad portuaria frente a eventos con velocidades de flujo superiores.

Figura 7: Perfil de desplazamiento horizontal relativo sobre el Molo de bloques horizontales.



4 CONCLUSIÓN

Esta investigación evaluó la estabilidad del Molo de bloques horizontales del Puerto de Valparaíso frente a cargas de tsunami (h_t = 8 m y v = 1 m/s), comparando el clásico método de equilibrio límite (MEL) con un avanzado modelo multifísico de interacción fluido-suelo-estructura (MMF). El MEL determinó que el deslizamiento es el mecanismo de falla dominante por sobre el volcamiento, evidenciando que, incluso bajo condiciones de fricción ideales (μ = 0.6), la estructura alcanza su umbral de inestabilidad con una elevación de la superficie libre igual o superior a 8 m. Cabe notar que en el MEL no se aplicó una reducción de la carga hidráulica por

efecto de la defensa exterior. Si se hubiera considerado, el factor de seguridad estático habría aumentado, sobreestimando la estabilidad del Molo (Figura 5).

Paralelamente, la implementación del MMF demostró ser fundamental para capturar fenómenos omitidos por el MEL, tales como el efecto del sobrepaso y flujo de infiltración que en conjunto con la velocidad del tsunami modifican la respuesta estructural del Molo. Los resultados dinámicos revelaron que el FS_D en la interfaz bloque-banqueta cae por debajo del límite establecido por el MEL, identificando a esta interfaz basal como la zona más susceptible al deslizamiento, manteniéndose con un FS_D inferior al umbral crítico ($FS_D < 1.2$) durante los primeros 40 s del efecto sostenido del tsunami. Esto se debe a que la vulnerabilidad en la base de la superestructura de bloques está gobernada por la fuerza inducida por el flujo de infiltración, la cual genera una subpresión sostenida que contrarresta el peso propio de la superestructura y reduce drásticamente la fuerza de contacto normal disponible en la interfaz. En la zona del parapeto y coronamiento, el sobrepaso induce una fuerza descendente que contribuye a estabilizar al Molo. A pesar del efecto estabilizador menor del sobrepaso y el peso de las hiladas superiores de bloques, la estructura desarrolla un desplazamiento horizontal escalonado, acumulando un movimiento máximo de 2.4 cm en 120 s. Este movimiento no obedece a un deslizamiento continuo por inestabilidad, sino a la acumulación de micro-deslizamientos irreversibles generados durante la fase transitoria del efecto sostenido del tsunami. Estos hallazgos enfatizan la necesidad de emplear modelaciones multifísicas para comprender con precisión cómo los fallos locales acumulados intervienen en la estabilidad global de la infraestructura portuaria sometida a eventos extremos.

A pesar de los avances y esfuerzos metodológicos presentados, es importante reconocer ciertas limitaciones en el modelamiento actual. El análisis realizado corresponde a un escenario determinístico, por lo que estudios futuros deben cuantificar el efecto de mayores velocidades de flujo para comprender a cabalidad su impacto en los mecanismos de falla de rompeolas de bloques horizontales. Asimismo, resulta imperativo llevar a cabo un análisis de sensibilidad del coeficiente de permeabilidad, ya que este parámetro gobierna las deformaciones de la banqueta de apoyo, lo que modifica el comportamiento del contacto en la interfaz basal y, por consiguiente, podría alterar los desplazamientos relativos identificados. Adicionalmente, se requieren mayores esfuerzos para incorporar la pérdida de material en la banqueta, dado que esta infraestructura está constituida por materiales de cantera y, por tanto, es susceptible a sufrir desprendimiento debido a las fuerzas inducidas por el flujo de infiltración (Kasama et al., 2020), lo cual representa un factor crítico para la estabilidad global del Molo.

5 REFERENCIAS

Alvarez, R., Winckler, P., Jünemann, R., & Sáez, F. (2025). Modo de fallo de rompeolas sometidos al efecto simultáneo de sobrepaso y flujo de infiltración: El caso del molo del puerto de Valparaíso. *XXVII Congreso Chileno de ingeniería hidráulica.* Concepción: SOCHID.

Arikawa, T., Takahashi, K., Suzuki, K., Kihara, N., Okamoto, D., & Mitsui, J. (2021). Applicability of the numerical simulation of the impulsive wave pressure of solitary waves. *Journal of Disaster Research, 16*(8), 1286-1297. doi:10.20965/jdr.2021.p1286

Arikawa, T., Sato, M., Shimosako, K.-i., Tomita, T., Tatsumi, D., Gyeong-Seon, Y., & Takahashi, K. (2012). *Investigation of the Mechanism of Kamaishi Breakwater due to Tsunami -Initial Report Focusing on Hydraulic Characteristic-.* Port and Airport Research Institute of Japan.

Bathe, K. J. (1996). *Finite Element Procedures.* New Jersey: Prentice Hall, Inc.

Biot, M. A. (1941). General Theory of Three-Dimensional Consolidation. *Applied Physics, 12*, 155-164. doi:10.1063/1.1712886

CDIT. (2022). Coastal development institute of technology. In C. t. center, Research and development of the CADMAS - SURF/3D numerical wave flume (pp. 216 - 220). Tokyo: Coastal technology library, No. 39. https://www.cdit.or.jp/program/cadmas-surf-3d.php#gsc.tab=0

Chaudhary, B., Hazarika, H., Ishibashi, I., & Abdullah, A. (2017). Sliding and overturning stability of breakwater under combined effect of earthquake and tsunami. *Ocean engineering*, 106-116.

Comisión de Puertos. (1911). *Proyecto de Mejoramiento del Puerto de Valparaíso.* Santiago: Imprenta Universitaria.

GHD. (2021). *Estudio de análisis de aguas abrigadas puerto Valparaíso - Informe fase B.*

JICA. (1986). *The study on the development plan of the ports of Valparaíso and San Antonio in the Republic of Chile.* Tokyo: Japan International Cooperation Agency.

Kasama, K., Zen, K., Nakagawa, Y., & Furukawa, Z. (2020). Instability evaluation of rubble mound for breakwater subjected to tsunami-induced overflow and seepage flow. *Soils and Foundations*, 1532-1545.

Lira, J. (1963). *Obras Marítimas.* Santiago: Editorial Universitaria.

Nakase, A. (1985). *Japanese Expert Mission.* Santiago: Japan International Cooperation Agency.

OCDI. (2020). *Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan.* Tokyo: The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.

Sáez, F., Catalán, P., Winckler, P., Jünemann, R., Alvarez, R., & Urrutia A. (2025). Estimación de fuerzas de tsunami sobre un rompeolas mediante el teorema de transporte de Reynolds. *XXVII Congreso Chileno de ingeniería hidráulica.* Concepción: SOCHID.

Science Museum Group. (2025). *Science Museum Library and Archives*. Obtenido de https://archives.sciencemuseumgroup.ac.uk/Details/archivescience/110000005

Stanton, W., & Clercq, A. (1932). The Improvement of the Port of Valparaíso and Extension of the Breakwater. *Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, (pag. 199-219).

Takahashi, S. (1996). Design of vertical breakwaters. *25th International Conference on Coastal Engineering*, (pag. 1-96). Orlando, USA.

Universidad de Chile. (2019). *Informe etapa 3: Evaluación de estabilidad estructural y sísmica.* Santiago: Dirección de Obras Portuarias.

Walsh, A., & Stanton, W. (1922). The Improvement of the Port of Valparaíso. *Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 2014*, pag. 3-25.

Winckler, P., Reyes, F., & Vergara, C. (2017). El temporal del 8 de agosto de 2015 en las regiones de Valparaíso y Coquimbo, Chile Central. *Latin American Journal of Aquatic Research*, 622-648.