



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – INGENIERÍA DE COSTAS Y RÍOS

PROCESOS DINÁMICOS EN LA ZONA DE SWASH: UN ESTUDIO INTEGRAL

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA
JOSÉ CARLOS PINTADO PATIÑO

TUTOR PRINCIPAL
ALEC TORRES FREYERMUTH, Instituto de Ingeniería - UNAM

COMITÉ TUTOR
JACK A. PULEO, Center for Applied Coastal Research – University of Delaware
ADRIÁN PEDROZO ACUÑA, Instituto de Ingeniería - UNAM
CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL, Instituto de Ingeniería - UNAM
JESÚS GRACIA SÁNCHEZ, Instituto de Ingeniería – UNAM

MÉXICO, D. F. Enero del 2017

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Gracia Sánchez Jesús
Secretario: Dr. Escalante Sandoval Carlos A.
Vocal: Dr. Torres Freyermuth Alec
1^{er.} Suplente: Dr. Pedrozo Acuña Adrián
2^{do.} Suplente: Dr. Puleo Jack A.

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:
LABORATORIO DE INGENIERÍA Y PROCESOS COSTEROS - INSTITUTO DE INGENIERÍA
UNIDAD ACADÉMICA DE YUCATÁN, SISAL, YUCATÁN.

TUTOR DE TESIS:

ALEC TORRES FREYERMUTH



FIRMA



Procesos Dinámicos en la Zona de Swash: un estudio integral



José Carlos Pintado Patiño

Tutor Principal: Dr. Alec Torres Freyermuth

Co-Tutor: Dr. Jack A. Puleo

Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería
Universidad Nacional Autónoma de México

en cumplimiento de los requisitos para la obtención del grado de

Doctor en Ingeniería
Enero del 2017

« *El mar inmenso, el océano mar, que corre infinito más allá de toda mirada, el desmesurado mar omnipotente — hay un **sitio** donde acaba, y un **instante**— »*

– Prof. Bartleboom - en *Océano Mar* de Alessandro Baricco

A Lijöu,

mi amor de la vida.

Por soportar estos “ caminos de la vida”

y las condiciones económicas que han representado.

A Teo Julián,

compañero infalible de risas y ensueños.

Por llenar de luz y alegría nuestras vidas.

... ¡Al fin! hemos llegado a ese **sitio**...

Agradecimientos

La presente investigación no hubiera sido posible sin el apoyo de la beca de posgrado nacional y mixta CoNACYT No. 490080/284170, y la beca Fulbright-García Robles para investigadores mexicanos 2014-15. Así como el apoyo financiero de los proyectos DGA-PA UNAM (Proyecto IN107315), Fondos de Colaboración Internacional del Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-Universidad de Delaware), SEP-CONACYT (CB 167692) y el Laboratorio Nacional de Resiliencia Costera (LN271544).

En primer lugar agradezco a mi tutor Alec Torres Freyermuth por su inmejorable organización para llevar esta navegación a buen puerto. Por su excelente asesoría en modelación numérica y todo el apoyo académico brindado. Agradezco también a mi co-tutor Jack A. Puleo - *for taking me under the wings of field based research*-. Por todo su apoyo durante mi estancia en Delaware, su vitalidad y pasión por la investigación. Agradezco a ambos por el conocimiento y paciencia para extraer lo mejor de mi desempeño y trabajo. ¡Muchas gracias!, son un referente insuperable de dedicación y docencia.

En segundo lugar, agradezco a el Dr. Jesús Gracia Sánchez, el Dr. Carlos A. Escalante Sandoval y el Dr. Adrián Pedrozo Acuña. Por su compromiso de hacer de la ingeniería un fuente propositiva de soluciones para mejorar nuestra realidad nacional y motivarme a vincular los aportes de esta investigación con la resolución de problemas reales.

En tercer lugar, agradezco a mi compañero Leonardo Palemón Arcos por proveer de material para el caso de estudio y estar siempre dispuesto a compartir sus conocimientos. ¡Gracias mi estimado Doctor! Agradezco también a Christian M. Appendini Albrechtsen por los datos de oleaje proporcionados y apoyo con capacidad computacional (y habitacional) siempre que fué necesaria.

Extiendo además un sincero agradecimiento a Lucila Correa Miranda por su incondicional apoyo en la indispensable e importante labor para la realización de trámites en nuestra representación.

Finalmente, agradezco a Aline, Patricia, Nick, Ryan y Douglas por hacer de mi estancia en Delaware una gran experiencia. A mis compañeros Mauricio, Wilmer y Martín por las vivencias compartidas en Sisal. A Maru, David, Gonzalo, Iván y Gema, por hacer del viaje diario a Sisal un recorrido lleno de risas. A “las palmeras de la brisa rápida” de Sisal.

Abstract

The swash zone is the nearshore region bounded by the varying shoreline at the foreshore around mean sea level, unceasingly affected by the action of inundating- and receding- wave driven flows and their interaction. The hydro and sediment dynamics in this transition region between land and ocean processes is of great importance for coastal engineers as it leads to the determination of risks. The type of risks that relate to swash motions refer to flooding of the hinterland (i.e., runup determination), impacts on manmade or natural defense structures and surrounding infrastructure (i.e., scour and failure), and foreshore erosion (i.e., beach safe widths). The hydrodynamic forcing at the seaward swash zone boundary is transient and the resulting swash flow evolves over a sloped beach face. Consequently, the pressure-gradient force and bed shear stress are phase dependent, driving rapid variations in bed level and sediment transport loads. Moreover, the turbulence levels (advected and/or locally produced) contribute importantly to transport and mixing mechanism as no other region of the nearshore. Most present sediment transport and morphology models fail to include the near -bottom flow structure in shallow depths where turbulent damping and sediment concentration increase. The use of fundamental equations of mass and momentum to describe swash flows yields in complex boundary conditions (e.g., movable bottom, strain forces at the free surface, infiltration and exfiltration) for standard numerical models. Thus, our predictive capability of dominant processes is still a challenge from both theoretical and a practical standpoint. This dissertation elaborates on *(i)* the advances in swash zone research over 10 years, in order to *(ii)* investigate key aspects for the determination of runup and sediment transport, and *(iii)* to offer improved parametrizations for the design of coastal structures. The advances in the last decade have been notorious but there are important limitations still. Most of limitations yield from the absence of valid fundamental theories for swash zone flows, *ad hoc* parametrizations of dominant sediment transport mechanisms, and sources of uncertainty in runup predictions. Hence, the investigation focuses on the determination of: **(1)** the bottom boundary layer and its evolution, **(2)** uncertainty in runup predictions, and **(3)** instantaneous sediment fluxes. The study follows and integrated framework based

on tools of last generation. In the one hand, the use of a RANS/VARANS -2DV ¹ allows a detailed revision of small scale processes, including turbulence. On the other hand, the use of a prototype scale physical model and newly developed sensors allows the quantification of sediment fluxes in the laboratory. The numerical models is tested in a wide spectrum of conditions that range from intermediate scale experiments to natural conditions. The comparison of model predictions against measured experimental data validates the numerical model for the revision of spatial and temporal gradients of hydrodynamic properties inside the boundary layer (e.g., shear stresses and turbulence) and generation of runup time series. Thus, the VARANS model allows the revision of boundary layer modulations due to infiltration and exfiltration. The analysis highlights the limitations of theoretical formulations based on shear stress and, mass and/or momentum continuity commonly applied to ZS flows under dominant infiltration and exfiltration. These outcomes have a direct impact on both runup and sediment transport. The numerical is further employed to asses sources of variability in runup estimations. The methodology uses Monte-Carlo simulations to generate sub random wave time series for a given sea state and resulting runup. Variations in the numerical setup (i.e., bed roughness and beach slope) and energy distribution of the wave time series (i.e., JONSWAP spectral peak enhancement factor) are performed to introduce physical sources of variability in the runup signals. The results show that the variability related to the randomness in the generation of wave time signals is more significant than the other sources of variability (i.e., roughness and spectral energy distribution). Hence, a new parametric expression for runup is proposed in terms of the confidence bandwidths related to the aleatory uncertainty. The proposed expression provides means of quantifying runup with improved confidence with respect to other existent formulations. The implementation of the physical model consisted on the generation of dam break driven swash events. The novelty of the experiment is the mobility of the beach sediments and high resolution of measurements (spatially and in time), including sediment concentrations inside the sheet layer and in the water column. A built in forcing, beach reshape and beach profiler system were proven to be functional. Thus, an ensemble average of 24 repetitions provided confident values of physical properties and morphological beach response measurements. The results of the analysis show that the sheet load sediment transport fluxes are about the same order as the suspended load transport. In fact, the sheet load contributions can be higher than the suspended fraction around the bore collapse region up to nearly 30% of the time, relative to the swash event duration. The relative sheet load contribution is often dismissed in sediment transport expressions commonly applied to ZS flows. The measured net sediment transport quantities are then used

¹that solves the Reynolds Averaged Navier Stokes (i.e., RANS) equations, and the coupling of RANS equations with sub-superficial flows solved through volume averaging (i.e., VARANS)

to calibrate the Meyer-Peter-Muller formula indicating improved predictions with the use of new values for the sediment transport coefficient. Moreover, a Bagnold type parametric expression is also given with singular coefficient values for each load type and phase (i.e, total, uprush and backwash) sediment transport. Finally, both runup and sediment transport expressions derived from the investigation are applied to a real case study in the coast of Campeche, Mexico. The use of these expressions lead to the determination of key design parameters for a hard (parallel dike) and a soft (beach sandfill) alternative often used in coastal restoration projects. The analysis shows that both parametric expressions provide simple and confident means for coastal design as a function of service lifetime and acceptable risks. It is considered that coastal engineers and planners will find benefit in using parametric formulas expressed in terms of first order hydrodynamic variables that include the aleatory uncertainty of wave motions.

Resumen

La zona de lavado o de swash (ZS) está delimitada por el máximo nivel de inundación de la playa debido a la acción combinada del oleaje y el nivel del mar. Esta zona de transición, entre procesos oceánicos y terrestres, es de gran interés para la ingeniería de costas para la determinación del riesgo en playas e infraestructura colindante. A pesar de ser la zona más accesible de la región costera, la caracterización de propiedades físicas a partir de mediciones directas es aún parcial debido a que el flujo en ésta región es muy complejo, altamente turbulento, extremadamente somero, y con una alta variabilidad espacio-temporal. Por lo tanto, su representación mediante ecuaciones fundamentales de masa, momentum y transporte de energía impone condiciones complejas de frontera (e.g., fondo movable, deformación en superficie libre, infiltración y exfiltración) para modelos numéricos convencionales. En consecuencia, nuestra capacidad predictiva de procesos dominantes sigue representando un reto desde el punto de vista físico e ingenieril. La presente investigación tiene como objetivo: ofrecer una revisión exhaustiva de los avances en el estado del conocimiento durante los últimos 10 años referentes a procesos dinámicos en ZS; abordar el estudio de procesos físicos claves para la determinación de la inundación y transporte de sedimento; y proponer nuevas herramientas prácticas para el diseño de obras costeras basadas en las aportaciones del estudio. Los avances en el conocimiento de la ZS durante la última década han sido notables. Sin embargo, aún existen limitaciones importantes. En especial, en la predicción del transporte de sedimentos debido a la ausencia de teorías fundamentales apropiadas y mejores parametrizaciones de procesos dominantes, y en la parameterización de posibles fuentes de variabilidad de la inundación. Por lo tanto, el presente trabajo se centra en el estudio de tres temas claves para mejorar el entendimiento en la zona de swash: **(1)** la determinación de la evolución de la capa límite de fondo, **(2)** la estimación del rol de la aleatoriedad del oleaje en la inundación de playas, y **(3)** la contribución relativa de los diferentes tipos de transporte (suspensión y fondo) en ésta zona. Para ello, se propone un esquema integral de análisis basado en el uso de herramientas de última generación. Por un lado, el estudio emplea un modelo numérico tipo RANS/VARANS - $2DV^2$ que permite analizar a detalle de la dinámica de pequeña escala incluyendo el papel de la turbulencia. Por otro lado, la cuantificación del transporte de sedimentos se realiza mediante la implementación de un modelo físico a escala prototipo y el uso de sensores únicos de reciente desarrollo. El modelo numérico es validado en un amplio rango de condiciones a partir de mediciones experimentales realizadas en el laboratorio y en playas naturales. La comparación del modelo numérico con los datos medidos demuestra su capacidad para la caracterización de la hidrodinámica incluyendo

²Modelo que resuelve las ecuaciones de Navier Stokes con el promediado de Reynolds (RANS), y versión del modelo que resuelve flujos subsuperficiales mediante un promediado de volumen acoplado (VARANS)

procesos de capa límite (esfuerzos cortantes, turbulencia) y la inundación de playas. La alta resolución espacio-temporal del modelo permite un análisis detallado del campo de velocidad dentro de la capa límite y permite evaluar el papel de la permeabilidad del fondo. Los resultados obtenidos ponen en evidencia las limitaciones de formulaciones existentes basadas en los esfuerzos cortantes del fondo y continuidad de masa y/o momentum. Esto tiene implicaciones importantes para la inundación y el transporte de sedimento. El modelo numérico es empleado para la determinación de fuentes de variabilidad de la inundación de playas y sus implicaciones en la parametrización de valores extremos de inundación. La metodología emplea simulaciones Monte-Carlo para la generación de series temporales de oleaje representativas de un mismo estado de mar y la determinación de la inundación extrema (cota de inundación excedida el 2% del tiempo) para cada uno de los casos. La evaluación de fuentes de variabilidad en la inundación se realiza mediante la variación de las características del fondo (invíscido ó con rugosidad), la pendiente de playa (reflejante ó disipativa) y la distribución espectral de la energía del oleaje (mar de fondo o mar de viento). Los resultados indican que la aleatoriedad del oleaje es una fuente de variabilidad más significativa que las otras fuentes de variabilidad (i.e., rugosidad y ancho espectral). Por lo tanto, se propone una nueva parametrización de la inundación extremal que incorpora las bandas de confianza para la incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística del oleaje. Esta expresión resulta en una predicción más confiable de la inundación extremal que otras parametrizaciones existentes. La implementación del modelo físico consistió en la generación de eventos repetibles de swash a una escala prototipo mediante la rotura de presa. La novedad del experimento es la movilidad de la playa arenosa y la resolución espacio-temporal de los sensores utilizados; incluidos, sensores capaces de proveer el perfil vertical de la concentración de sedimentos dentro de la capa de carga de fondo y de la carga en suspensión. Los eventos individuales de swash presentan una alta repetibilidad gracias a la implementación funcional del sistema de forzamiento, restauración de la playa a su perfil original, y resolución del sistema perfilador de la playa. Por lo tanto, las propiedades físicas y respuesta morfológica cuantificadas son confiables, producto de un promediado de ensamble. El análisis indica que la contribución de la carga de fondo en el transporte neto es del mismo orden que el transporte por carga en suspensión y puede ser incluso mayor durante la fase tardía del descenso. Esta contribución no es incluida en modelos de transporte de sedimento. Los resultados son utilizados para la calibración de una fórmula de transporte de sedimento existente (Meyer-Peter-Muller). Asimismo, se plantea una parametrización complementaria del transporte tipo Bagnold en su forma más simple que incluye valores singulares del coeficiente de transporte para cada tipo de carga y fase relativa de movimiento. Finalmente, las parametrizaciones propuestas en este trabajo son utilizadas como herramientas de diseño para dos alternativas de protección

de un tramo carretero en la costa de Campeche. Las alternativas consideradas consisten en: (1) la construcción de un dique paralelo (solución dura) y (2) un relleno de playas (solución suave). Los parámetros de diseño considerados son la cota de coronación de la estructura y el ancho de playa en función de la vida útil de las obras de protección, riesgo aceptable, y considerando la incertidumbre asociada al oleaje. Las parametrizaciones planteadas pueden ser aplicadas de manera rápida y sencilla (sin la necesidad de simulaciones numéricas) para el diseño de obras de protección con una estimación más confiable del riesgo del rebase gracias a la inclusión de la incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística del oleaje dentro de las formulaciones.

Índice general

Índice de figuras	XIX
Índice de tablas	XXV
Símbolos y Acrónimos	XXVII
1. Introducción	1
1.1. Zona de Swash	1
1.2. Importancia en la Ingeniería de Costas	3
1.3. Motivación	5
2. Estado del Arte	7
2.1. Propiedades Hidrodinámicas del Flujo en ZS	8
2.1.1. Profundidad del flujo	13
2.1.2. Campo de la velocidad media	16
2.1.3. Gradientes de Presión	20
2.1.4. Capa Límite del Fondo	21
2.1.5. Esfuerzos Cortantes y Coeficiente de Fricción	22
2.1.6. Estructura de la Turbulencia y Disipación	25
2.1.7. Movimientos de la línea de costa e Inundación	29
2.1.8. Interacciones swash-swash	33
2.2. Transporte de Sedimento en la ZS	36
2.2.1. Respuesta Morfológica y Continuidad	39
2.2.2. Evolución temporal del transporte	40
2.2.3. Capacidad de predicción del transporte	41
3. Planteamiento del Problema	43
3.0.1. Procesos de Capa Límite en el Fondo y Turbulencia	43
3.0.2. Estimación de Tasas de Transporte de Sedimentos	46

3.0.3. Factores de incertidumbre en la predicción de la inundación	49
3.1. Objetivos	50
3.2. Hipótesis	51
4. Metodología	53
4.1. Esquema integral	53
4.2. Base de datos experimentales	55
4.3. Modelo Numérico	58
4.3.1. Descripción general	58
4.3.2. Ecuaciones RANS-2DV	58
4.3.3. Modelo k- ϵ para la turbulencia	60
4.3.4. Ecuaciones VA-RANS	61
4.3.5. Principales ventajas del modelo	62
4.3.6. Implementación de casos experimentales	63
4.4. Modelo Físico	65
4.4.1. Diseño Experimental	65
4.4.2. Implementación	67
4.5. Determinación de la inundación	78
5. Validación de Modelo RANS	81
5.1. Rotura de Presa	81
5.1.1. Profundidad del flujo	83
5.1.2. Velocidad promediada en la vertical	84
5.1.3. Perfil de la velocidad	85
5.1.4. Energía cinética turbulenta	85
5.1.5. Inundación	87
5.2. Onda Solitaria	89
5.3. Oleaje Monocromático	92
5.4. Grupo transitorio de olas	94
5.5. Oleaje Irregular	96
6. Modelo Físico	101
6.1. Tratamiento y control de calidad de señales medidas	101
6.2. Promediado de ensamble	104
6.2.1. Evolución del bore y evento de swash	106
6.2.2. Componente u de la velocidad	108
6.2.3. Concentración de sedimento	110

6.2.4.	Respuesta morfológica	112
7.	Resultados	115
7.1.	Capa Límite del Fondo	115
7.1.1.	Estructura de la velocidad del flujo	117
7.1.2.	Balance de la turbulencia	119
7.1.3.	Esfuerzos cortantes en el fondo	121
7.1.4.	Campo de la Vorticidad	122
7.1.5.	Crecimiento de la capa límite del fondo	125
7.1.6.	Validez de la ley logarítmica	128
7.1.7.	Esfuerzos Cortantes	129
7.1.8.	Tasa de crecimiento de la CLF	130
7.1.9.	Conclusiones	132
7.2.	Inundación	134
7.2.1.	Análisis de la inundación y sus componentes	135
7.2.2.	Variabilidad asociada a la aleatoriedad estadística	138
7.2.3.	Parametrización de la inundación	139
7.2.4.	Validación de la parametrización planteada	141
7.2.5.	Conclusiones	142
7.3.	Transporte de Sedimentos	145
7.3.1.	Concentración de sedimentos	145
7.3.2.	Extrapolación del campo de u en espacio y tiempo	146
7.3.3.	Flujos instantáneos de transporte	149
7.3.4.	Contribución del tipo de carga de transporte	150
7.3.5.	Contiuidad y estimaciones de trasporte neto	153
7.3.6.	Evaluación de la fórmula de transporte Meyer-Peter-Muller	155
7.3.7.	Parametrización del transporte	161
7.3.8.	Conclusiones	163
8.	Caso de Estudio	169
8.1.	Descripción del Caso de Estudio	169
8.1.1.	Área de estudio	170
8.1.2.	Antecedentes	172
8.1.3.	Objetivos	174
8.2.	Alternativa 1: Dique Impermeable Paralelo a la Costa	176
8.2.1.	Descripción	176
8.2.2.	Diseño de la cota de coronación de la estructura F_b	176

8.3. Alternativa 2: Relleno de Playa	183
8.3.1. Descripción	183
8.3.2. Diseño del ancho de relleno de playa R_p	183
8.3.3. Mantenimiento del relleno	187
8.4. Conclusiones	187
9. Conclusiones	189
9.1. Conclusiones Generales	189
9.2. Investigación Futura	193
Apéndice Estudios experimentales referentes a la dinámica en zona de swash	195
Apéndice Teoría Fundamental de Capa Límite para una Capa Plana	201
Apéndice Implementaciones Numéricas	207
Bibliografía	229

Índice de figuras

1.1. Delimitación de la zona de swash	2
1.2. Erosión y afectación a infraestructura en zona de swash	4
2.1. Estudios relacionados a la zona de swash	7
2.2. Fase del arribo del bore y del ascenso para un flujo individual en zona de swash	10
2.3. Fase de la reversión y del descenso para un flujo individual en zona de swash	11
2.4. Número de Froude del flujo en zona de swash durante las diferentes fases de movimiento	14
2.5. Evolución espacio-temporal de propiedades físicas durante un evento indivi- dual de swash	15
2.6. Componentes de la inundación	31
2.7. Tipo de interacciones swash-swash	35
2.8. Sensores de concentración de sedimento basados en conductividad	38
3.1. Esquema conceptual de la capa límite de fondo para un flujo estacionario sobre un fondo plano	44
3.2. Esquema conceptual de los gradientes locales de presión durante un evento de swash	45
3.3. Esquema conceptual del método de continuidad para el transporte de sedimentos	48
4.1. Diagrama de flujo del esquema integral de análisis	54
4.2. Esquema de la base de datos generada y regiones espacio-temporales cubier- tas en el análisis	56
4.3. Esquema general del modelo físico	66
4.4. Diseño experimental de condiciones iniciales y forzamiento	68
4.5. Detalle del sistema de generación del evento por rotura de presa	69
4.6. Distribución del tamaño de grano del sedimento utilizado	70
4.7. Sistema perfilador de la playa experimental	71
4.8. Sistema de reconfiguración de la playa experimental	72

4.9. Detalle y diseño experimental del arreglo de instrumentos co-localizados de medición	75
4.10. Detalle del cableado y alimentación de instrumentos de medición utilizados	76
5.1. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para la evolución de h - caso <i>Kikkert et al.</i> (2012, 2013)	83
5.2. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para la evolución de \bar{U} - caso <i>Kikkert et al.</i> (2012, 2013)	84
5.3. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para la evolución del perfil de u - caso <i>Kikkert et al.</i> (2012, 2013)	86
5.4. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para la evolución de k - caso <i>Kikkert et al.</i> (2012, 2013)	87
5.5. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para la evolución de S - caso <i>Kikkert et al.</i> (2012, 2013)	88
5.6. Tratamiento para la determinación del fondo de señales medidas por el ADPV - caso onda solitaria GWK	90
5.7. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para h , u y τ - caso de onda solitaria GWK	91
5.8. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para el <i>runup</i> y h - caso oleaje monocromático GWK	93
5.9. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para u - caso oleaje monocromático GWK	94
5.10. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para el <i>runup</i> - caso oleaje monocromático (<i>Baldock y Huntley, 2002</i>)	95
5.11. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para η y <i>runup</i> Ru - caso oleaje monocromático (<i>Baldock, 2006</i>)	96
5.12. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para P y u en zona de surf - caso oleaje irregular BARDEX II	97
5.13. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para P y u en zona de swash - caso oleaje irregular BARDEX II	98
5.14. Comparación de la predicción numérica y datos medidos para η y u en zona interna de swash - caso oleaje irregular BeST	100
6.1. Señales medidas por los sensores EMCM - Modelo Físico	102
6.2. Calibración de sensores FOBS - Modelo Físico	104
6.3. Señales medidas por los sensores WG y promediado de ensamble de $\langle h \rangle$ - Modelo Físico	106

6.4. Señales medidas por los sensores UDM y promediado de ensamble de $\langle h \rangle$ - Modelo Físico	107
6.5. Señales medidas por los sensores ADV y promediado de ensamble de $\langle u \rangle$ - Modelo Físico	108
6.6. Señales medidas por los sensores CCP y promediado de ensamble de $\langle C_{sf} \rangle$ - Modelo Físico	110
6.7. Señales medidas por los sensores WG y promediado de ensamble de C_{ss} - Modelo Físico	111
6.8. Respuesta morfológica a lo largo del perfil medida por el sistema perfilador y promediado de ensamble $\langle \Delta z_s \rangle$ - Modelo Físico	112
7.1. Variación del número de Reynolds en el flujo superficial y subsuperficial durante las fases de movimiento del evento de swash - Capa Límite del Fondo	116
7.2. Efectos de la permeabilidad en la evolución de u cercana al fondo - Capa Límite del Fondo	118
7.3. Efectos de la permeabilidad en el balance de la ECT cercana al fondo - Capa Límite del Fondo	119
7.4. Efectos de la permeabilidad en la evolución de τ cercana al fondo - Capa Límite del Fondo	121
7.5. Campo de la vorticidad media ω sobre un fondo impermeable y permeable - Capa Límite del Fondo	123
7.6. Efectos de la permeabilidad en el campo local de ω - Capa Límite del Fondo	124
7.7. Grosor de la CLF a partir de ω sobre un fondo impermeable y permeable - Capa Límite del Fondo	126
7.8. Distribución espacial de la generación y desarrollo de la CLF a partir de ω durante el <i>backwash</i> , sobre un fondo impermeable y permeable - Capa Límite del Fondo	127
7.9. Grosor de la CLF a partir de ω y a partir de la ley logarítmica, sobre un fondo impermeable y permeable - Capa Límite del Fondo	128
7.10. Diferencias en los esfuerzos cortantes del fondo τ debido al método de estimación y a las características hidráulicas del fondo - Capa Límite del Fondo	130
7.11. Diferencias en las tasas de crecimiento de la CLF entre la TCLPP y ω y debido a las características hidráulicas del fondo - Capa Límite del Fondo .	131
7.12. Componentes del <i>runup</i> en función del número de repeticiones aleatorias .	135
7.13. Series temporales y descomposición espectral de las diferentes contribucio- nes del <i>runup</i> - Parametrización de la Inundación	137

7.14. Componentes del <i>runup</i> en función del función del parámetro adimensional tipo Iribarren	137
7.15. Distribución acumulativa de probabilidad tipo Gaussiana de la inundación debido a la aleatoriedad estadística para casos idealizados	139
7.16. Rango de inclusión de otras fuentes de variabilidad dentro de la distribución de probabilidad aplicada a la variabilidad asociada a la aleatoriedad estadística	140
7.17. Parametrización del <i>runup</i> extremal en función de la variabilidad asociada a la incertidumbre de la aleatoriedad	141
7.18. Comparación de resultados de <i>runup</i> extremal entre la parametrización del planteada y parametrizaciones existentes en la literatura aplicados a datos del hindcast de oleaje de (<i>Appendini et al.</i> , 2014) para la playa Sisal, Yucatán	143
7.19. Gradientes locales instantáneos de concentración de sedimento	145
7.20. Técnicas de extrapolación de series temporales de <i>u</i> en espacio y tiempo para la estimación de flujos instantáneos de transporte	148
7.21. Gradientes locales instantáneos de concentración de sedimento	150
7.22. Evolución temporal de masa, grosor y flujo neto para la carga de fondo y en suspensión	151
7.23. Contribución relativa del tipo de carga de sedimento en el flujo neto de transporte	152
7.24. Respuesta morfológica, transporte neto de transporte medido y a partir de continuidad de volumen, a lo largo del perfil de playa	154
7.25. Evaluación de diferentes expresiones para la determinación del coeficiente de fricción y esfuerzos cortantes	156
7.26. Relación entre flujos netos estimados a partir del promediado de ensamble de mediciones directas y de flujos netos a partir del modelo Meyer-Peter-Muller	158
7.27. Relación entre flujos netos estimados a partir del promediado de ensamble de mediciones directas para la carga de fondo y de flujos netos a partir del modelo Meyer-Peter-Muller	160
7.28. Parametrización del transporte de sedimentos tipo τ -Log para la fase total, <i>uprush</i> y <i>backwash</i>	164
7.29. Parametrización del transporte de sedimentos tipo τ -ColebrookWhite para la fase total, <i>uprush</i> y <i>backwash</i>	165
8.1. Detalle del proyecto Aak Baal	169
8.2. Ubicación del caso de estudio	171
8.3. Caracterización del oleaje en el área de estudio	172
8.4. Configuraciones del relleno de playa del proyecto	173

8.5. Erosión en área de estudio y medidas de estabilización	174
8.6. Configuraciones del relleno de playa del proyecto	175
8.7. Esquema del perfil de playa Esmeralda, dique paralelo y parámetros de diseño	176
8.8. Serie temporal de oleaje, inundación extremal y sus componentes para el periodo 1982 - 1983	177
8.9. Porcentajes de ocurrencia en el periodo 1979-2008 para la playa Esmeral- da, Campeche	178
8.10. Máximos anuales de inundación extremal, distribución tipo GEV, y periodos de retorno de 5 a 100 años para las diferentes bandas de incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística	180
8.11. Riesgo en probabilidad de excedencia de la inundación extremal por arriba de los valores de diseño para periodos de retorno de 5, 10, 20, 30, 50, 75 y 100 años	181
8.12. Esquema del perfil de playa Esmeralda, relleno de playa y parámetros de diseño	183
8.13. Respuesta promedio del relleno de playa considerando periodos de 1, 2, 5, 10, y 15 años	185
8.14. Tasa de retroceso de playa a 50 años en función de la pendiente de diseño del relleno	186

Índice de tablas

2.1. Rango de valores máximos encontrados en la literatura para la componente media de la velocidad para la velocidad media máxima (U_{max})	17
2.2. Rango de valores encontrados en estudios previos bajo condiciones de laboratorio para el coeficiente de fricción (c_f)	24
4.1. Descripción de la base de datos de propiedades físicas en la zona de swash .	57
4.2. Descripción de la instrumentación utilizada para la medición de propiedades físicas	74
5.1. Errores cuadráticos medios en la predicción numérica de propiedades físicas para el evento de swash generado por rotura de presa	82
5.2. Errores relativos en la predicción numérica de propiedades físicas - caso onda solitaria GWK	92
5.3. Errores relativos en la predicción numérica de propiedades físicas - caso oleaje monocromático GWK	95
5.4. Errores relativos en la predicción numérica de propiedades físicas - caso oleaje irregular BARDEX B1c05	99
5.5. Errores relativos en la predicción numérica de propiedades físicas - caso oleaje irregular BeST	100
6.1. Desviaciones estándar y errores relativos asociados al promediado de ensamble - Modelo Físico	105
7.1. Descripción de casos evaluados para la parametrización de la inundación e incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística	136
7.2. Número porcentual de muestras incluidas por banda de variabilidad de la parametrización del <i>runup</i> extremal propuesta	142
7.3. Porcentaje de contribución relativa del transporte neto por carga de fondo .	152

7.4. Parámetros estadísticos del ajuste y coeficiente óptimos de transporte resultante para la fórmula Meyer-Peter-Muller	159
7.5. Parámetro resultante de transporte para la fórmula paramétrica tipo τ -ColebrookWhite	162
8.1. Alternativas del diseño de playa planteado por el proyecto de desarrollo original para Aak Baal	174
8.2. Altura de cresta para un dique de protección paralelo a la línea de costa en función del periodo de retorno de la inundación extremal e incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística del oleaje considerando el oleaje únicamente	179
8.3. Altura de cresta para un dique de protección paralelo a la línea de costa en función del periodo de retorno de la inundación extremal e incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística del oleaje considerando la contribución de la marea y el oleaje	179
8.4. Ancho de seguridad del relleno de playa requerido para una configuración con pendiente 1:14 y 1:32	186
8.5. Volúmenes y pesos de material requerido para el mantenimiento del relleno en periodos de 2, 5 y 10 años	187
8.6. Función y vida útil de las alternativas de protección evaluadas	188

Símbolos y Acrónimos

Letras Romanas

bl Nivel del fondo [m]

bl_o Nivel del fondo inicial [m]

$C_s f$ Concentración de sedimento por carga de fondo [kgm^{-3} ó grl^{-1}]

k Energía cinética turbulenta [m^2s^{-2}]

c Concentración volumétrica del sedimento

$C_s s$ Concentración de sedimento en suspensión [kgm^{-3} ó grl^{-1}]

D Duración total de un evento de swash [s]

D_* Tamaño de grano del sedimento adimensional = $[\frac{g(s-1)}{v^2}]^{1/3} d_{50}$

$s = \frac{\rho}{\rho_s}$ Densidad relativa del sedimento

K Número de onda = $\frac{2\pi i}{T}$

f Frecuencia [s^{-1}]

f_c Frecuencia de corte entre ondas de infragravedad y oleaje incidente [s^{-1}]

Fr Número de Froude = $\frac{u}{\sqrt{gh}}$

g Aceleración de la Gravedad = $9.81 [ms^{-2}]$

h Profundidad instantánea del flujo [m]

H_s Altura significativa del oleaje [m]

L Distancia de inundación máxima [m]

P	Presión del fluido [$kgm^{-2}s^{-2}$]
Q	Flujo neto de transporte de sedimento [$kgm^{-2}s^{-1}$]
q	Flujo instantáneo de transporte de sedimento [$kgm^{-2}s^{-1}$]
$Q_{s,f}$	Flujo neto de transporte de sedimento por carga de fondo [$kgm^{-2}s^{-1}$]
$Q_{s,s}$	Flujo neto de transporte de sedimento en suspensión [$kgm^{-2}s^{-1}$]
$q_{s,f}$	Flujo instantáneo de transporte de sedimento por carga de fondo [$kgm^{-2}s^{-1}$]
$q_{s,s}$	Flujo instantáneo de transporte de sedimento en suspensión [$kgm^{-2}s^{-1}$]
R ó Ru	Runup o inundación [m]
$R_{2\%}$ ó $Ru_{2\%}$	Runup o inundación extremal [m]
S	Swash o contribución del swash en la estimación de la inundación [m]
S_{ig}	Componente de swash de infragravedad [m]
S_{ss}	Componente de swash del oleaje incidente [m]
t	Tiempo [s]
T_m	Periodo medio del oleaje [s]
T_p	Periodo pico del oleaje [s]
T_s	Periodo significativo del oleaje [s]
U	Velocidad en el flujo libre o promediada en la vertical en su componente x [ms^{-1}]
u	Velocidad instantánea en su componente x [ms^{-1}]
u_*	Velocidad de fricción [ms^{-1}]
V	Velocidad en el flujo libre o promediada en la vertical en su componente y [ms^{-1}]
v	Velocidad instantánea en su componente y [ms^{-1}]
w	Velocidad instantánea en su componente z [ms^{-1}]
x	Coordenada perpendicular a la línea de costa [m]
y	Coordenada paralela a la línea de costa [m]

z	Coordenada normal al fondo [m]
z_r	Elevación por arriba de los elementos rugosos del fondo [m]
$z_{\delta_{sf}}$	Límite superior de la capa en donde el transporte de sedimento es por carga de fondo o donde la concentración volumétrica de sedimento es igual a 0.08

Letras Griegas

α_f	Conductividad del fluido [S]
α	Ángulo de reposo del sedimento [radianes]
α_m	Conductividad de la mezcla sedimento-fluido [S]
β	Pendiente o gradiente del perfil de playa
$\delta_{s,s}$	Grosor de la capa en donde el transporte de sedimento es por carga en suspensión
δ_B	Grosor de la capa límite de fondo
$\delta_{B\omega}$	Grosor de la capa límite de fondo a partir del campo de la vorticidad
$\delta_{B\log}$	Grosor de la capa límite de fondo a partir de la ley logarítmica
$\delta_{s,f}$	Grosor de la capa en donde el transporte de sedimento es por carga de fondo
ρ_s	Densidad del sedimento [kgm^{-3}]
ε	Disipación de la energía cinética turbulenta [$m^{-2}s^{-3}$]
η	Nivel de la superficie libre [m]
κ	Constante de von Karman ≈ 0.4
ν	Viscosidad cinemática del agua = 10^{-6} [m^2s^{-1}]
ρ	Densidad del agua [kgm^{-3}]
$\langle \eta \rangle$	Sobre elevación del nivel medio del mar debido al oleaje [m]
$\bar{\eta}$	Setup o sobrelevación media del nivel de la superficie libre [m]
Θ	Parámetro de Shields
σ	Desviación estándar

σ_θ Variabilidad en la dirección del oleaje en aguas profundas [°]

τ_{xy} ó τ Esfuerzos cortantes en el fondo [$kgm^{-1}s^{-2}$ ó Nm^{-2}]

θ Número de Shields = $\frac{u_*^2}{(s-1)gD_*}$

σ_s Factor JONSWAP de forma de la energía pico

ε Factor JONSWAP de ensanchamiento de la energía pico

σ^2 Varianza

φ Frecuencia angular del oleaje

φ_p Frecuencia pico angular del oleaje

ω Vorticidad media

ξ Número de Iribaren = $\frac{\tan(\beta)}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}}$

Superíndices

' Fluctuación o componente de la turbulencia (para u , v , y w)

' Denota un marco de referencia normalizado en espacio (para x y z) y en tiempo (t)

- Promedio en la vertical

Subíndices

0 Aguas profundas ($h > L/2$)

ba Instante de arribo del bore

c Valor de corte

cr ó $crit$ Valor crítico

$\%err$ Porcentaje relativo de error

f Fracción del sedimento por carga de fondo (arrastre y saltación)

fin Valor o instante final

ig Componente de la infragravedad

<i>ini</i>	Instante inicial
<i>max</i>	Valor máximo
<i>h</i>	Cota máxima
<i>med</i>	Propiedad física medida
<i>min</i>	Valor mínimo
<i>l</i>	Cota mínima
<i>n</i>	Para o dentro del medio poroso
<i>o</i>	Valor inicial
<i>pred</i>	Propiedad física predicha
<i>res</i>	Dentro de un reservorio
<i>s</i>	Fracción del sedimento en suspensión
<i>skill</i>	Desempeño numérico
<i>ss</i>	Componente del oleaje incidente

Abreviaciones

ADPV Perfilador acústico Doppler de velocidad *Acoustic Doppler Profiler Velocimeter*

ADV Sensor acústico Doppler de velocidad *Acoustic Doppler Velocimeter*

Backwash Movimiento del flujo en ZS durante la fase del descenso

BARDEX II Experimento *Barrier Dynamics Experiment II* realizado en el canal de oleaje *Delta Flume-DELTARES*, Holanda

BEST Experimento *Beach Sediment Transport* realizado en la playa Perranporth, Reino Unido

CCP *Conductivity Concentration Sensor*

CCP *Conductivity Concentration Profiler*

CLF Capa límite del fondo

ECT Energía cinética turbulenta

EMCM Correntómetro electromagnético (puntual)

GWK Canal de oleaje *Grosser Wellen-Kanall* de la Universidad de Leibniz en Hannover, Alemania

NSWE Ecuaciones de Navier Stokes para aguas someras

OBS Sensor de turbidez y concentración de sedimento *Optical Backscatter Sensor*

RANS Ecuaciones de Navier Stokes con el promediado de Reynolds

RMSE Error cuadrático medio

runup Nivel de inundación sobre el perfil de playa

RW Cable de medición de runup *Runup Wire*

TCLPP Teoría fundamental de capa límite para placa plana

TRANSED Transporte de Sedimento

UDM Distanciómetro acústico *Ultrasonic Distance Meter*

Uprush Movimiento del flujo en ZS durante la fase del ascenso

WG Sensor de nivel a base de resistividad *Wave Gauge*

ZS Zona de lavado o de swash

Capítulo 1

Introducción

1.1. Zona de Swash

La zona de lavado o de swash (ZS) demarca la transición entre procesos oceánicos y de tierra (*Guard y Baldock, 2006*). Es comunmente definida como la región del perfil de playa sobre la cual el oleaje después de la rotura, asciende y desciende de manera intermitente (*Elfrink y Baldock, 2002*). La ZS se delimita por la cota de máxima (hacia tierra) y de mínima (hacia el mar) inundación sobre la cara de playa. Por lo tanto, sus extensión espacial varía localmente y de acuerdo a la escala temporal utilizada (e.g., segundos a ciclos de marea) (*Butt y Russell, 2000; Hughes et al., 1997; Masselink y Puleo, 2006*).

La frontera aguas abajo de la ZS se refiere a la zona interna de surf (ver Fig. 1.1), en donde el oleaje tras la rotura, se propaga en forma de bore turbulento. *Puleo et al. (2000)* define a la ZS como la región de mayor afectación en el fondo debido a la turbulencia, mientras que *Blenkinsopp et al. (2011)* como la zona de mayor transferencia de energía para la movilidad de sedimento. Por lo tanto, en la ZS se genera el principal intercambio de sedimento entre la parte sumergida y emergida del perfil de playa, lo cual determina la erosión y acreción de playas (*Masselink y Puleo, 2006*). Un ciclo de ascenso-descenso puede inducir una respuesta morfológica de microescala, en el orden de milímetros a centímetros (e.g., *Alsina et al., 2012; Blenkinsopp et al., 2011; Masselink et al., 2009*). Sin embargo, si la respuesta morfológica es integrada durante mayores periodos de tiempo (e.g., un ciclo de marea) puede representar pérdidas o ganancias de material dentro de la mesoescala (i.e., basado en *Kraus et al., 1991*), en el orden de metros lineales de playa (e.g., *Austin y Masselink, 2006; Houser y Barrett, 2010; Jensen et al., 2009*). Además, la ZS contribuye con la mayor parte del transporte por deriva litoral, así como una parte muy significativa del transporte longitudinal o en dirección

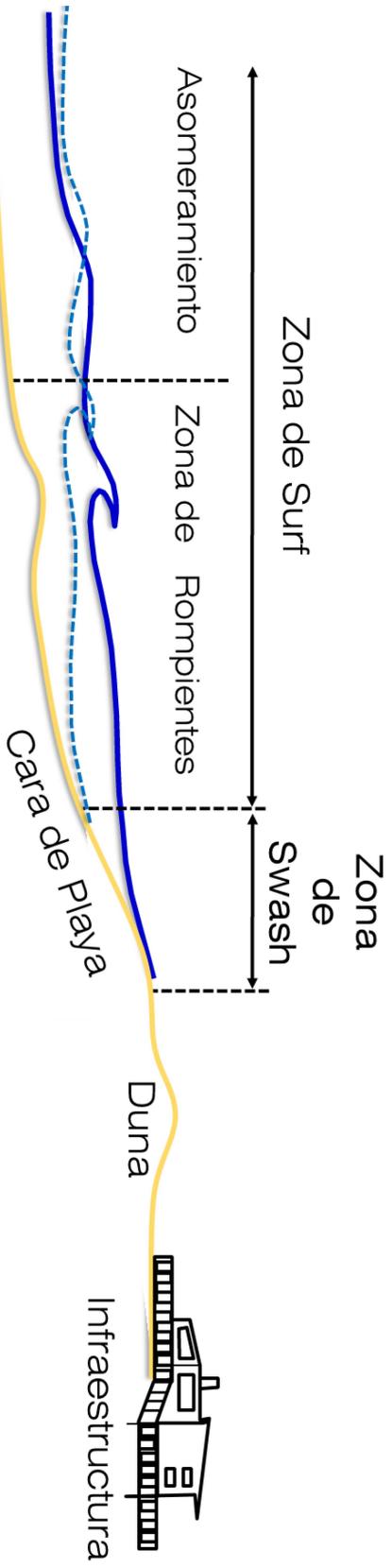


Figura 1.1: Esquema mostrando la delimitación espacial de la zona de surf y de swash (i.e., zona de rompientes y de lavado, respectivamente) sobre el perfil de playa.

paralela a la costa (*Kamphuis, 1991; Masselink y Puleo, 2006; Smith et al., 2003*).

En relación a procesos de transformación de energía del oleaje, es en la ZS donde ocurre la disipación final de la energía de ondas cortas (mar de viento y fondo) y en donde la energía de ondas infragravatorias (periodos de ola entre 30 y 300 s) es parcialmente reflejada hacia el mar (*Brocchini y Baldock, 2008*). La intensa e incesante interacción entre ondas cortas genera mecanismos importantes de suspensión de sedimentos (*Blenkinsopp et al., 2011; Caceres y Alsina, 2012; Erikson et al., 2005; Hughes et al., 2007; Jackson et al., 2004*). Dependiendo del tipo de interacción, el material suspendido puede ser transportado hacia tierra o hacia mar adentro. Asimismo, la interacción entre ondas cortas y largas puede a su vez generar nuevas ondas infragravatorias (OI) que, al ser reflejadas hacia el mar, contribuyen al transporte de sedimento, retirando volúmenes importantes de partículas en suspensión (*Brocchini y Baldock, 2008*).

1.2. Importancia en la Ingeniería de Costas

La ZS marca el límite de afectación debido al oleaje. Por lo tanto, su correcta delimitación espacial es crucial para todo estudio u obra ingenieril ha realizar dentro de la franja costera. Ésto se debe a que cualquier infraestructura colindante a la ZS puede verse afectada por *i*) eventos de inundación durante condiciones extremales de oleaje y/o de tormenta; o bien, *ii*) procesos de erosión y recuperación del perfil de playa como respuesta al clima de oleaje medio y extremo, y a los efectos del cambio climático..

La hidrodinámica de la ZS juega un papel fundamental en actividades de mitigación de erosión de playas como son los rellenos artificiales de arena. El diseño del relleno (elección del tamaño de sedimento y pendiente del material) y su evolución dependerá de las fuerzas derivadas de la hidrodinámica local. La Fig. 1.2 muestra ejemplos típicos de afectaciones al medio y a infraestructura debido a la falta de inclusión y/o entendimiento de los procesos relacionados al transporte de sedimento en ZS.

México cuenta con una línea de costa aproximada de 11 000 km, en la que los flujos debido al oleaje interactúan incesantemente en la ZS; y en dónde aún no se cuentan con mediciones de transporte adecuadas para su predicción. Para el caso de U.S.A., lo mismo es cierto para una franja costera que no es menor a los 19 000 km. Aunado a ésto, las costas son sistemas dinámicos que actualmente son vulnerables a cambios debido al aumento relativo



Figura 1.2: Erosión de playas y fallos estructurales observados en la península de Yucatán

en el nivel medio del mar, así como en la frecuencia de ocurrencia de eventos extremales y de tormenta. Además, el crecimiento poblacional es otro factor de estrés ya que, de manera global, las costas soportan a un tercio de la población mundial actual (*Neumann et al.*, 2015). En consecuencia, la erosión/mitigación de playas son fenómenos/prácticas cada vez más recurrentes mientras que un mayor y mejor entendimiento de la dinámica en ZS, se vuelve cada vez más necesaria.

1.3. Motivación

En la última década se ha dado un avance notable en equipos especializados de medición y mejoría en la capacidad de cómputo, lo cual ha permitido una mejor inspección de la dinámica en la ZS (*Puleo y Torres-Freyermuth*, 2015). Nuevos sensores capaces de proveer el campo de velocidades a una alta resolución espacio-temporal, variaciones temporales del fondo, así como de concentraciones de sedimento cercanas al fondo, han sido desarrollados (*Chardon-Maldonado et al.*, 2016). La emergencia de colaboraciones internacionales entre diversas instituciones han permitido la realización de campañas de medición, en campo y en laboratorio, más robustas. Nuevas formulaciones han sido derivadas para incluir procesos de la ZS en esquemas numéricos existentes ya sea a través de teoría de onda larga, de onda corta, o ambos tipos de ondas (*Briganti et al.*, 2016).

Los avances en el estado del arte de la hidrodinámica y dinámica sedimentaria son latentes. Sin embargo, la capacidad predictiva en la ZS sigue estando limitada a la ocurrencia de erosión o acreción en una playa determinada. Generalmente, se considera aceptable si la predicción de tasas de transporte y volúmenes transportados son del mismo orden de magnitud a las mediciones. Incluso muchas veces, la dirección de las tasas de transporte de sedimento es errónea. Dichas limitaciones se relacionan al hecho de que la hidrodinámica

y los mecanismos envueltos en el transporte no han sido caracterizados en su totalidad (*Brocchini y Baldock, 2008; Masselink y Puleo, 2006; Puleo y Torres-Freyermuth, 2016*), imposibilitando la predicción de cambios morfológicos intermedios en el tiempo (*Blenkinsopp et al., 2011; Masselink et al., 2009*).

La motivación del presente estudio se funda en la actual descripción insuficiente de los procesos dinámicos que conforman a la ZS e importancia de ser incorporados dentro de modelos más robustos de hidrodinámica y morfodinámica costera. Asimismo, existe una creciente necesidad de mejores expresiones paramétricas para la predicción de transporte de sedimento y de inundación en playas.

El trabajo de investigación se basa en un enfoque integral, conformado por el análisis de:

- datos experimentales existentes, referentes a condiciones naturales y de laboratorio,
- datos generados tras la implementación de un modelo físico en el laboratorio,
- datos extraídos tras la validación de un modelo numérico transitorio bajo diferentes condiciones, y
- datos generados mediante la variación numérica de condiciones iniciales y tipos de forzamiento.

Por lo tanto, esta tesis se organiza de la siguiente manera: los principales conceptos y avances en el estudio de la dinámica en ZS alcanzados durante en la última década (*Briganti et al., 2016; Chardon-Maldonado et al., 2016*), integran el capítulo 2. Los temas fundamentales abordados en el presente trabajo conforman el planteamiento del problema (capítulo 3), en el cual se incluyen los objetivos e hipótesis planteadas. En la metodología (capítulo 4) se describe la naturaleza de los datos recopilados y herramientas empleadas en el estudio. La validación del modelo numérico bajo diferentes condiciones de forzamiento conforma el capítulo 5 mientras que, la descripción de cada set de datos experimental y su implementación numérica se reporta en el anexo correspondiente. En el capítulo 6, se presentan los resultados del promediado de ensamble del modelo físico implementado y la naturaleza de los datos generados. El análisis de propiedades hidrodinámicas tras el modelado (*Pintado-Patiño et al., 2015*), parametrización de la inundación (*Torres-Freyermuth et al., en prep.*), y cuantificación directa del transporte de sedimento (*Pintado-Patiño et al., en prep.*) se presentan en el capítulo 7. Este capítulo incluye también a las discusiones y conclusiones puntuales para cada tema correspondiente de investigación. El capítulo 8 provee la aplicación ingenieril de los aportes alcanzados mediante la revisión de un caso de estudio real. Las conclusiones generales del estudio y trabajos futuros conforman el capítulo final de la tesis

(capítulo 9). Finalmente, se incluye material complementario a manera de anexo referente al compendio de estudios experimentales existentes en la literatura y al desarrollo matemático de la teoría fundamental de capa límite.

Capítulo 2

Estado del Arte

El estudio de la dinámica en la ZS es relativamente muy reciente. Estudios anteriores a 1990 son puntuales y muy escasos. En su mayoría, se refieren a estudios descriptivos de cambios observados en el perfil de playa o bien, a planteamientos teóricos relacionados a ondas de bore (*Keller et al.*, 1960; *Whitham*, 1958) y a la predicción de la evolución temporal del frente del flujo (*Hibberd y Peregrine*, 1979; *Shen y Meyer*, 1963). Ésto se debe principalmente a que las mediciones en ZS son particularmente difíciles (e.g., *Hughes y Turner*, 1999) ya que la instrumentación que comunmente es utilizada para campañas de campo en costas es poco adecuada para las condiciones locales del flujo en esta zona (*Masselink y Puleo*, 2006).

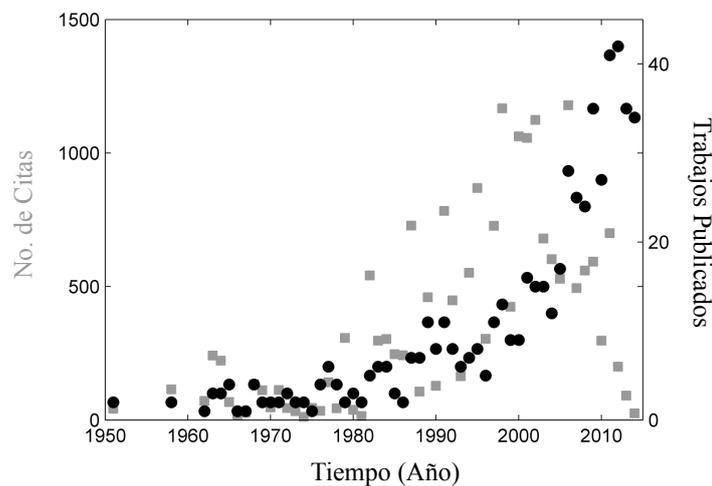


Figura 2.1: Secuencia histórica de publicaciones (círculos negros) avocadas al estudio de la ZS, y la suma de citas relacionadas por año (cuadros grises). Fuente de datos: Google Scholar (scholar.google.com), utilizando los criterios de búsqueda: "swash", "uprush", "backwash", "backrush", "foreshore", "runup". De: (*Chardon-Maldonado et al.*, 2016).

A partir de mediados de los años 90's se presenta un avance más significativo en el estudio de flujos en ZS gracias a innovaciones en las técnicas e instrumentos de medición. Además, el aumento en la capacidad de cómputo ha sido pieza clave para la implementación y generación de esquemas numéricos más robustos para la evaluación de la dinámica compleja de esta zona con mayor detalle. La Fig. 2.1 muestra el número de publicaciones en revistas arbitradas relacionadas al estudio de la ZS a partir de una búsqueda en Google Scholar (scholar.google.com) con los términos de búsqueda en inglés: *swash*, *uprush*, *backwash*, *backrush*, *runup* y *foreshore*. El resultado ha sido un total de 560 publicaciones con más de 19,500 citas. Aunque dichos números representan una subpredicción del número real de trabajos existentes debido a los parámetros simples de búsqueda, la tendencia revela la importancia que ha adquirido su estudio durante los últimos 20 años.

Las reuniones internacionales "Nearshore Processes Workshop" (Thornton *et al.*, 2000), "1st International Workshop on Swash-Zone Processes" (Puleo *et al.*, 2006), y más recientemente "2nd International Workshop on Swash-Zone Processes" (Puleo y Torres-Freyermuth, 2016), han sido clave para el reconocimiento de limitaciones, necesidades y planteamiento de nuevas metodologías para el estudio de ZS. Actualmente, la tendencia en la investigación referente a la ZS se basa en la cooperación trans-institucional para la adquisición de mediciones a una mayor resolución (e.g., proyectos: GWK - Allis *et al.* (2014), BARDEX I - Masselink y Turner (2012), BARDEXII - Masselink *et al.* (2013), y GLOBEX - Ruessink *et al.* (2013)).

En las siguientes secciones se desarrolla la descripción de las propiedades y conceptos envueltos en la hidrodinámica y en el transporte de sedimentos mediante la revisión de estudios basados en mediciones en campo, laboratorio y modelación numérica. Asimismo, se hace una breve reseña de las principales técnicas de medición y esquemas numéricos existentes para su estudio. La revisión se realiza, principalmente, a partir de los años 2006 hasta la fecha. Sin embargo, la revisión también hace mención a estudios anteriores en ocasiones que, por su relevancia, su inclusión es necesaria.

2.1. Propiedades Hidrodinámicas del Flujo en ZS

Los flujos en ZS son transitorios, turbulentos y extremadamente someros (Elfrink y Baldock, 2002). El flujo en ZS asociado a una ola individual se propaga en dirección hacia tierra durante el movimiento de inundación, y en dirección hacia el mar durante el movimiento del

descenso. El cambio de dirección del flujo se presenta en diferentes instantes a lo largo de la extensión del perfil de playa. El flujo es rápido ($\geq 1.5 \text{ ms}^{-1}$) con aceleraciones importantes que responden a una dominancia alternante en el balance de fuerzas durante las diferentes fases de movimiento (ascenso y descenso). Otra característica especial, es que los flujos en ZS son multifásicos con una alta concentración sedimento y burbujas de aire. El alto contenido de burbujas de aire ocluido y sedimento en suspensión genera lecturas erróneas o ruido durante los instantes más críticos para el transporte sedimento. La turbulencia que resulta tras la rotura en superficie y de la transferencia de momentum en el fondo es muy relevante para el balance de energía y movilidad de sedimento. Sin embargo, su cuantificación está limitada debido a la no-estacionaridad y discontinuidad de las señales medidas ya que los sensores son expuestos al aire de manera intermitente antes de poder capturar el flujo en su totalidad. Además, los procesos locales son intensificados por la alta variabilidad del nivel del fondo en la vertical, la cual ocurre en un rango amplio de frecuencias (*Puleo et al.*, 2014a).

Debido a su complejidad, es necesario caracterizar al flujo en sus diferentes fases del movimiento:

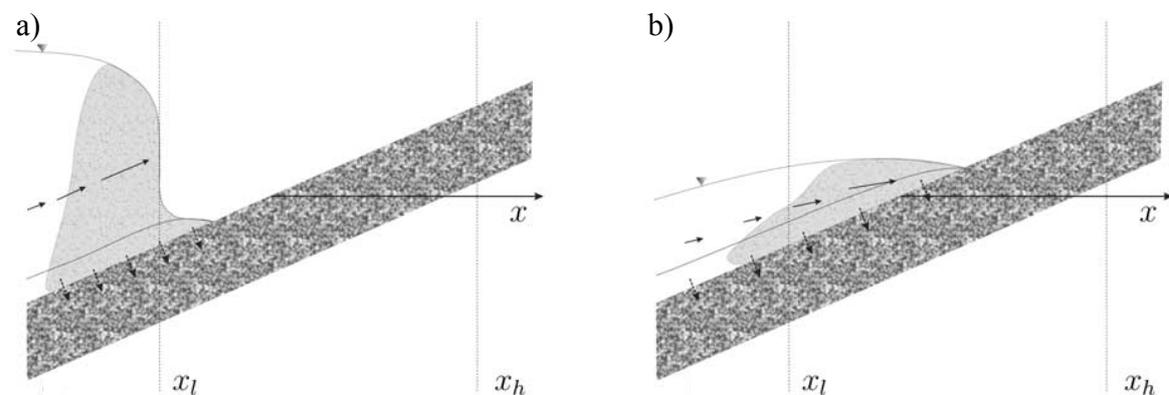


Figura 2.2: Esquema conceptual del flujo en ZS durante: **a)** el arribo del bore, y **b)** fase del ascenso. Las flechas en el interior de la columna de agua indican la dirección e intensidad de la velocidad promediada en la vertical. Las flechas punteadas en la interfase agua-fondo indican flujos de infiltración (hacia abajo) y exfiltración (hacia arriba). La zona sombreada dentro de la columna de agua indica la región de mayor concentración de sedimento y de esfuerzos cortantes mayores. La región delimitada por las líneas verticales está definida por la cota de mínima x_l y máxima x_h inundación. De: *Brocchini y Baldock* (2008).

Arribo del bore. Durante ésta fase inicial, el flujo sobrepasa el límite agua-tierra inicial del perfil de playa en dirección hacia tierra. Es en éstos primeros instantes, la dirección de la aceleración local apunta hacia tierra debido, principalmente, al gradiente de nivel entre el frente del bore y las parcelas del flujo posteriores o cabeza del bore (Fig.

2.2a). En el frente del bore, la fricción es mayor debido a la interfase húmeda-seca del perfil de playa. Por lo tanto, las parcelas de la cabeza del bore con mayor momentum convergen en el frente del bore, aumentando en altura hasta su eventual colapso sobre la cara de playa. La capa límite del fondo se desarrolla instantáneamente debido a la alta magnitud de la velocidad, las fuerzas viscosas del fondo y la poca profundidad del frente del flujo. En el frente y la cabeza del bore, se concentra sedimento en suspensión proveniente de la zona de surf, el cual es transportado a la ZS por advección (Sou et al., 2010). Adicionalmente, la turbulencia del flujo activa mecanismos locales de suspensión y arrastre de sedimento. La infiltración de masas de agua se presenta si el flujo rebasa el nivel freático tangencial a la playa.

Fase del ascenso. Tras el colapso del bore, el flujo de swash se propaga en dirección hacia tierra con velocidades máximas (i.e., *uprush*, por sus siglas en ingles y de aquí en adelante). Sin embargo, la dirección de la aceleración local y total del flujo apunta hacia el mar. Esto ocurre durante la mayoría del ciclo de swash. El flujo se desacelera debido a la acción combinada y en sentido contrario de las fuerzas por fricción, aceleración de la gravedad, y gradiente de presión (Baldock and Hughes, 2006). Por lo tanto, la desaceleración del flujo es gradual a medida que asciende sobre la cara de playa. Durante ésta fase, la infiltración de partículas de agua hacia el sustrato disminuye el grosor de la columna de agua y adelgaza la capa frontera de fondo. Paralelamente, la intensa velocidad del flujo genera fuertes tensiones tangenciales en el fondo (Fig. 2.2b). La turbulencia en superficie relacionada a la inestabilidad del flujo contribuye a la suspensión de sedimentos y mecanismos de difusión o mezcla. Por lo tanto, el transporte de sedimento se da principalmente en forma de carga en suspensión y, otra parte relativa del transporte, por carga de arrastre de fondo.

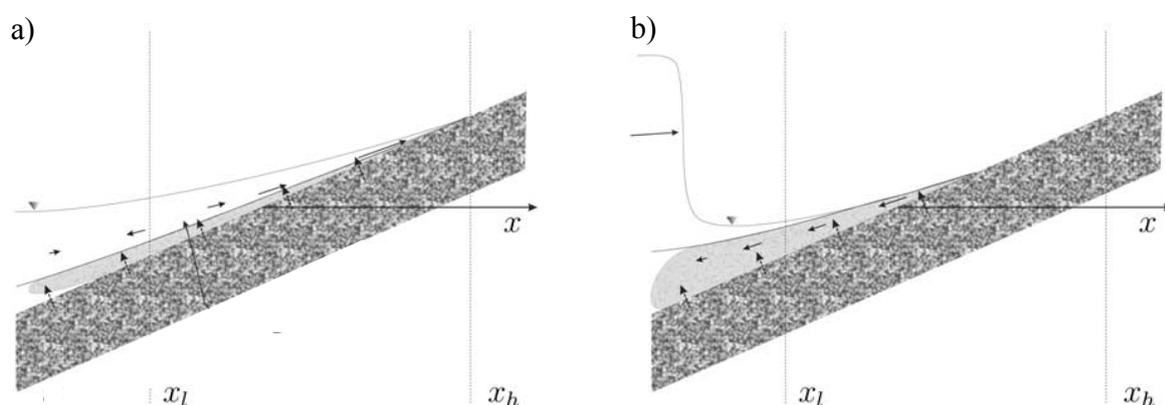


Figura 2.3: Esquema conceptual del flujo en ZS durante: **a)** la fase de la reversión, y **b)** fase del descenso. Ver Fig. 2.2 para la descripción de elementos gráficos. De: (Brocchini y Baldock, 2008).

Reversión del flujo. El gradiente de nivel contrario al movimiento se vuelve cada vez más fuerte y el flujo comienza a revertir su dirección, primero, en el extremo de la ZS más próxima al mar. Esto se produce antes de que el frente de swash alcanza el máximo ascenso sobre la playa (i.e., *runup* por sus siglas en inglés y de aquí en adelante), generándose así una divergencia en el campo de velocidades del flujo (Fig. 2.3a). Durante ésta fase, el flujo sufre una secuencia de disminución gradual, total y aumento gradual en su magnitud (en sentido contrario), lo cual permite el asentamiento instantáneo de partículas de sedimento en la columna del agua. Consecuentemente, los niveles de turbulencia y el transporte de sedimento, disminuyen durante ésta fase.

Fase del descenso. Típicamente el flujo durante el descenso (i.e., *backwash* por sus siglas en inglés y de aquí en adelante) es relativamente menos intenso que durante el *uprush* aunque su duración suele ser mayor. Consecuentemente, las velocidades y tensiones tangenciales en el fondo durante el *backwash* presentan magnitudes menores pero de mayor duración (Fig. 2.3b). De manera contraria al *uprush*, el flujo sufre una aceleración gradual debido a que las fuerzas relacionadas a la aceleración de la gravedad y al gradiente de presión actúan en sentido favorable al flujo y dominan sobre la fuerza por fricción (la cual actúa en sentido contrario al flujo). La capa límite del fondo experimenta un aumento de grosor debido a la exfiltración de partículas de agua desde el sustrato hacia el exterior que es balanceado por el efecto de adelgazamiento debido a la divergencia del flujo. Consecuentemente, la turbulencia es principalmente generada por mecanismos de fricción en el fondo y el transporte de sedimento principal se da en forma de carga por fondo (sheet flow).

La variabilidad espacio-temporal de las propiedades del flujo es alta. Una caracterización de las condiciones del flujo durante las diferentes fases de movimiento está dada por el número de Froude ($Fr = \frac{\bar{U}}{\sqrt{gh}}$) en función de la velocidad promediada en la vertical en su componente perpendicular a la playa (\bar{u}), una escala de longitud dada por la profundidad del flujo (h), y la aceleración de la gravedad (g). La Fig. 2.4 muestra el régimen resultante del flujo (i.e., subcrítico, crítico y supercrítico) en función del tiempo (t) y coordenada perpendicular a la línea de costa (x), durante un evento de swash característico. Durante el arribo del bore, las fuerzas inerciales dominan sobre la gravedad y el flujo es supercrítico ($Fr > 1$). A medida que el flujo se desacelera, el régimen hidráulico transiciona de supercrítico ($Fr > 1$) a subcrítico ($Fr < 1$) durante el *uprush*. En la fase del revertimiento, la velocidad del flujo es mínima y la fuerza de la gravedad domina. Por lo tanto, el flujo es esencialmente subcrítico ($Fr < 1$). Finalmente durante el back-wash, el flujo se propaga en el mismo sentido que el gradiente de nivel. Por lo tanto, hay una aceleración gradual en el flujo, evolucionando

de subcrítico a supercrítico (i.e., $Fr < 1$ a $Fr > 1$) en su fase final (Baldock, 2006; Brocchini y Baldock, 2008; Butt et al., 2004; Guard y Baldock, 2006; Masselink y Russell, 2005; Mory et al., 2011). El flujo de *backwash* no es influenciado hasta la llegada de otro bore incidente. Si lo último no ocurre, el *backwash* supercrítico puede generar un bore capaz de extenderse hacia el mar más allá de la frontera de la ZS en forma de jet o vortex. La naturaleza supercrítica de dicho flujo es de gran relevancia en términos de interacciones swash-swash y la generación de ondas infragravatorias.

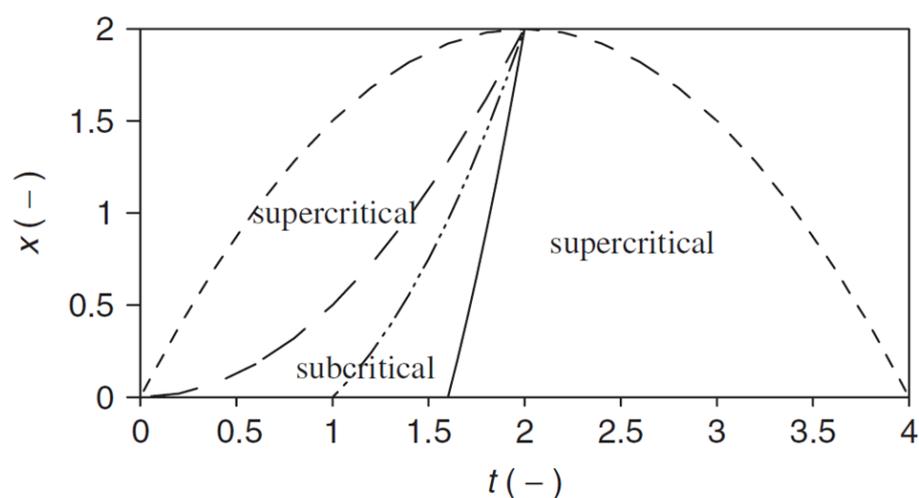


Figura 2.4: Esquema conceptual de las regiones características para el flujo en ZS en su evolución espacio-temporal (x y t , correspondientemente). La evolución se muestra para la posición temporal del frente del flujo (— —). Las fases del ascenso y del descenso se delimitan por el contorno de la velocidad $u = 0$ (— - - —) dentro del regimen subcrítico del flujo. De: Baldock y Hughes (2006)

Las características del flujo, antes mencionadas, reflejan una asimetría típica de la ZS entre las condiciones del *uprush* y el *backwash*. Dicha asimetría concierne a la mayoría de las variables en las diferentes escalas espacio-temporales envueltas en su dinámica, lo cual agrega complejidad en su formulación e integración para fines predictivos de disipación de energía y transporte neto de sedimento. Las siguientes subsecciones elaboran en la descripción detallada de las propiedades hidrodinámicas y relacionadas al transporte, durante las diferentes fases del flujo. Para su simplificación, la descripción se hace para un evento individual de swash "libre" de interacciones y de manera Lagrangiana (en una coordenada fija sobre el perfil de playa). La descripción se realiza de manera conceptual y haciendo referencia a la Fig. 2.5, en la cual se ejemplifica la evolución temporal de las diferentes propiedades. Adicionalmente, se incluye una subsección final para la caracterización del tipo de interacciones que ocurren entre eventos subsecuentes de swash.

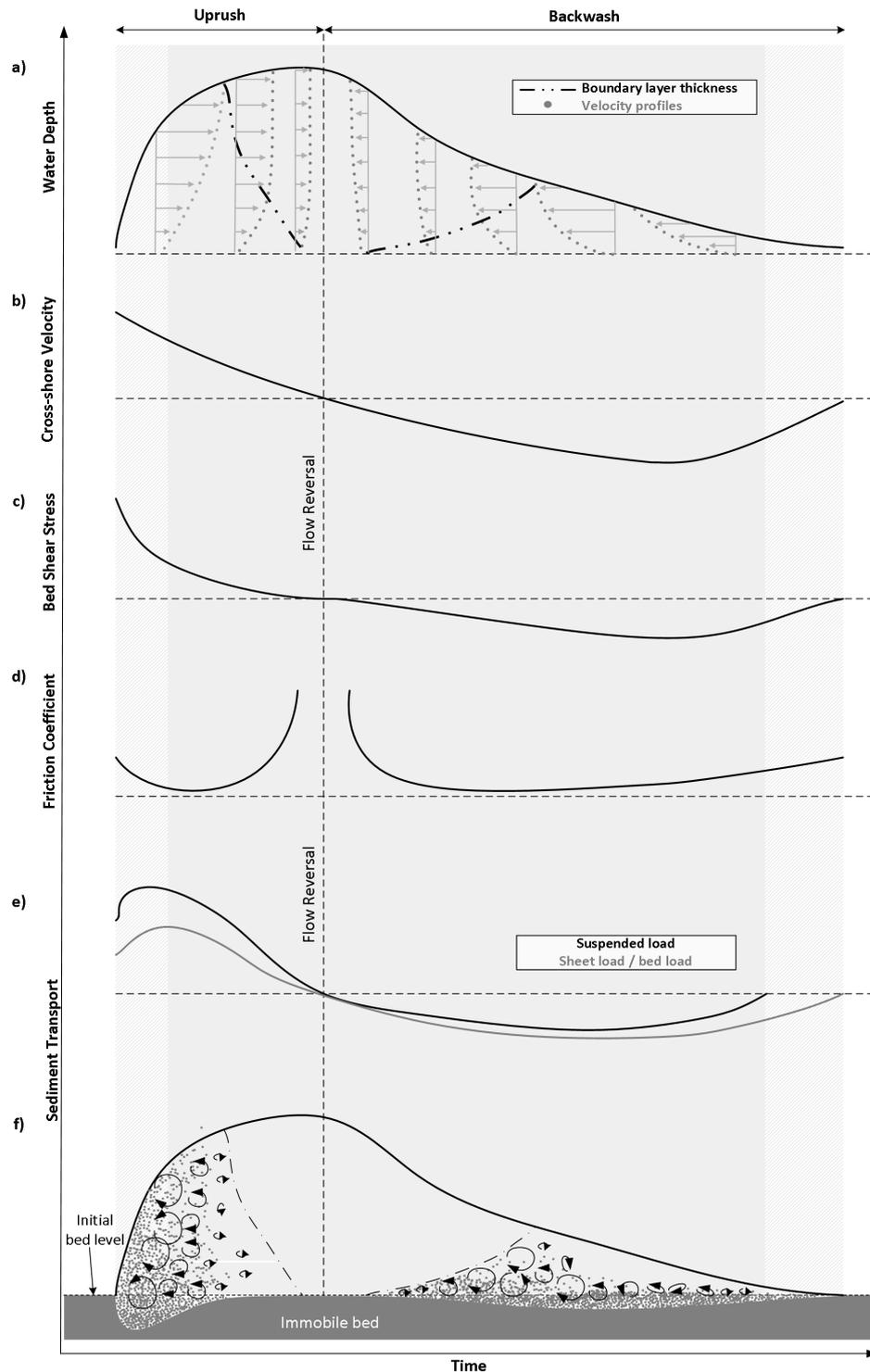


Figura 2.5: Esquema conceptual de la evolución espacio-temporal de: **a)** profundidad del flujo (línea continua en negro), grosor de la capa límite y perfil de velocidad (ver leyenda); **b)** velocidad perpendicular a la playa promediada en la vertical; **c)** esfuerzos cortantes en el fondo; **d)** coeficientes de fricción del fondo; **e)** tasas de transporte neto por sedimento en suspensión y por carga de fondo; **f)** variaciones del fondo (área en gris oscuro), concentración de sedimento (puntos grises) y, efectos de suspensión y mezcla de sedimento debido a la turbulencia. El área sombreada (en gris claro) denota la región espacio-temporal en la que mediciones in situ, en el campo y laboratorio, son posibles. El área delimitada por el patrón de líneas diagonales indica la región espacio-temporal en la que el uso de modelos numéricos y/o técnicas remotas de medición se vuelven necesarias para generar la información incapaz de ser medida. De: *Chardon-Maldonado et al. (2016)*.

2.1.1. Profundidad del flujo

La principal característica del flujo en SZ es que es extremadamente somero, con una profundidad (h) variable en el rango de 0.0 a 0.30 m de altura. A la llegada del bore se presenta un incremento inmediato en la profundidad del flujo (ver Fig. 2.5a), alcanzando un valor máximo (h_{max}) instantes antes de la reversión del flujo (Barnes *et al.*, 2009; Hughes y Baldock, 2004; Kikkert *et al.*, 2012; O'Donoghue *et al.*, 2010). El instante de h_{max} se relaciona a variaciones de momentum en las diferentes parcelas del fluido. Las parcelas de agua en el frente del bore experimentan mayor fricción a medida que se propagan aguas arriba sobre la cara de playa. En consecuencia, las parcelas posteriores al frente del bore inyectan momentum adicional de manera continua, a medida que convergen en el frente del flujo (Baldock *et al.*, 2014; Barnes y Baldock, 2010). Por lo tanto, la coordenada de h_{max} cambia a lo largo del perfil (en función del forzamiento); mientras que localmente, h_{max} ocurre en instantes posteriores en dirección a tierra. El aumento de h durante el *uprush* se presenta a una tasa temporal mayor en comparación a la disminución que presenta la fase del *backwash*. Dicha diferencia marca la asimetría típica de flujos en ZS, la cual es de gran importancia dentro del balance de fuerzas. La asimetría tiende a ser menor en dirección hacia tierra, a medida que el momentum del flujo y altura del bore es progresivamente reducido.

2.1.2. Campo de la velocidad media

Velocidad promediada en la vertical

El flujo de ZS en la dimensión transversal a la costa (x) inicia por el colapso del bore sobre la cara de playa, el cual genera un pulso turbulento y un incremento impulsivo en el campo de la velocidad en la dimensión correspondiente (u). En general, el valor máximo de la velocidad media o promediada en la vertical (U_{max}) se presenta durante el colapso del bore alrededor de la interfase húmeda-seca del perfil de playa. En las coordenadas subsescentes, la evolución de U presenta el pico máximo tras el arribo del bore (ver Fig. 2.5b). Por lo tanto, el rango de U_{max} en SZ es dependiente de la localización relativa dentro de la ZS. Además, las características del fondo y la pendiente de playa juegan un factor determinante. Algunos valores encontrados en playas naturales se reportan en la tabla 2.1, con valores para U_{max} en el rango de 3.0 a 1.0 ms^{-1} durante el *uprush* y de entre - 2.2 a -1.0 ms^{-1} durante el *backwash*. El balance de fuerzas actuando en una misma dirección (contraria al flujo) durante el ascenso y en direcciones opuestas (aunque favorable al flujo) durante el descenso genera la asimetría característica en las series temporales de U . Dicha asimetría es particularmente evidente durante los últimos instantes de la fase del descenso en donde

la fuerza por fricción del fondo comienza a dominar sobre las demás fuerzas, causando un decremento o desaceleración en la velocidad (*Barnes y Baldock, 2007; O'Donoghue et al., 2010*).

Tabla 2.1: Rango de valores para la velocidad media máxima (U_{max}) encontrado en estudios realizados en campo (ver Anexo A para estudios puntuales).

Características de la Playa		Rango de Valores	
Material	Pendiente	<i>Uprush</i>	<i>Backwash</i>
Arenas finas a medias	1:64 a 1:14	$1.0 \leq U_{max} \leq 2.0 \text{ ms}^{-1}$	$-0.5 \leq U_{max} \leq -2.0 \text{ ms}^{-1}$
Arenas medias	1:12 a 1:5	$1.5 \leq U_{max} \leq 3.0 \text{ ms}^{-1}$	$-1.0 \leq U_{max} \leq -2.2 \text{ ms}^{-1}$
Gravas finas a medias	1:13 a 1:7	$1.5 \leq U_{max} \leq 2.0 \text{ ms}^{-1}$	$\geq -2.0 \text{ ms}^{-1}$

Un método para la recreación de velocidades en instantes donde las mediciones son inexistentes, es el método de continuidad del volumen. Éste método permite la estimación de U en base a la variación temporal del volumen del fluido y la profundidad local h . Dicho método ha sido utilizado en esquemas numéricos (e.g., *Hughes y Baldock, 2004; Turner y Masselink, 1998*), en el laboratorio (*Baldock y Holmes, 1997*), y en campo (e.g., *Baldock et al., 2004; Blenkinsopp et al., 2010a,b; Houser y Barrett, 2010*). Valores de U utilizando el método de continuidad del volumen son consistentes con valores extraídos *in situ* en cuanto a la magnitud (diferencias de 0.2 ms^{-1} en la velocidad cuadrática media) (*Blenkinsopp et al., 2010b; Hughes y Baldock, 2004*). Las diferencias más significativas ocurren durante la iniciación del *uprush* y final del *backwash* debido al espaciamiento entre los sensores utilizados. Aunque el método de continuidad del volumen presenta grandes ventajas, su utilización no permite generar información sobre el perfil vertical de velocidades. Otra limitante se relaciona a que el nivel del fondo tiene que ser asumido como constante durante el evento. La precisión asociada al sensor utilizado también es determinante en los valores resultantes. Por ejemplo, la técnica de haz láser continuo (LIDAR) presenta gran incertidumbre durante los instantes finales del *backwash*, lo que genera una asimetría irreal en la evolución temporal de U . La infiltración y exfiltración, y los flujos en dirección paralela a la playa, son elementos que no pueden ser estudiados bajo dicho método.

El campo de velocidades en la dirección paralela a la línea de costa (v) han sido poco estudiados. El flujo en la dimensión correspondiente (y) son esencialmente unidireccionales. Sin embargo, la velocidad promediada puede alcanzar magnitudes máximas (V_{max}) en el orden de 1.5 ms^{-1} , excediendo incluso las magnitudes registradas para U (*Austin et al., 2011*). Por lo tanto, la incorporación de V en calculos de esfuerzos cortantes en el fondo y de transporte de sedimento puede ser crítica para su correcta estimación (*Austin et al., 2011*;

Puleo et al., 2014b).

Perfil Vertical de la Velocidad

Las primeras mediciones en playas naturales del perfil vertical de las componentes de la velocidad (u y v) dentro de la capa límite del fondo (CLF) han sido realizadas por *Puleo et al.* (2012, 2014a). La dificultad en su medición directa se debe a que la posición del sensor a lo largo del perfil y en la vertical es determinante. Por ejemplo, el sensor puede ser cubierto por el sedimento del fondo si es colocado cercano al fondo. Por el contrario, la serie temporal medida representará solo una porción de la duración total del flujo si el sensor es colocado a una elevación 0.1 m por arriba de fondo. Además, las velocidades cercanas al fondo están sujetas a mecanismos que suceden en la capa límite del fondo (CLF), mientras que las velocidades en regiones elevadas dentro de la columna de agua pueden estar más influenciadas por la deformación del flujo en superficie (ver Fig. 2.5a). Por lo tanto, la comparación entre estudios se dificulta debido a la posición relativa de los sensores y condiciones locales (oleaje y pendiente de playa). En general, los instantes iniciales y finales del flujo no pueden ser capturados debido al alto contenido de burbujas de aire y a la exposición del sensor debido a la poca profundidad del flujo (respectivamente). Sin embargo, dichos instantes son cruciales para el cálculo de esfuerzos cortantes y tasas de transporte de sedimento. La utilización de modelos numéricos 2DV (e.g., *Desombre et al.*, 2013; *Torres-Freyermuth et al.*, 2013; *Zhang y Liu*, 2008) ha ayudado en la inspección del perfil de la velocidad durante un evento de swash en su totalidad. Sin embargo, la falta de mediciones imposibilita la validación de valores numéricos en los instantes antes mencionados.

Un modelo analítico muy utilizado para representar el perfil de velocidad dentro de la CLF es la ley logarítmica. La aplicación del modelo logarítmico es conveniente ya que permite estimar los esfuerzos tangenciales en el fondo (τ_{xz}) a partir del campo de velocidades (e.g., *Archetti y Brocchini*, 2002; *Cox et al.*, 2001; *Kikkert et al.*, 2012; *Masselink y Russell*, 2005; *O'Donoghue et al.*, 2010; *Raubenheimer et al.*, 2004) o alternativamente, para estimar la CLF a partir de mediciones directas de esfuerzos cortantes, tanto en laboratorio (*Barnes y Baldock*, 2007; *Barnes et al.*, 2009) como en campo (*Conley y Griffin*, 2004). El modelo logarítmico se expresa como

$$u(z) = \frac{u_*}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{z_r}\right), \quad (2.1)$$

donde z es la coordenada en la dimensión normal al fondo, u_* es la velocidad de fricción, $\kappa = 0.4$ es la constante de von Karman, y z_r es la elevación por arriba de los elementos rugosos del fondo. Generalmente, u_* es obtenida utilizando la pendiente del ajuste por mínimos cuadrados (m) entre el perfil de la velocidad y el logaritmo natural de la profundidad ($\ln(z)$) de la siguiente manera,

$$u_* = m\kappa. \quad (2.2)$$

Alternativamente, si solamente se cuentan con mediciones puntuales de la velocidad en dos elevaciones, u_* puede ser estimada mediante

$$u_* = \kappa \frac{\Delta u}{\ln\left(\frac{z_s}{z_b}\right)}, \quad (2.3)$$

donde Δu es la diferencia de velocidad entre la medición en la elevación superior z_s e inferior z_b (Austin et al., 2011). Si la velocidad es medida en un solo punto en la vertical, u_* puede ser estimada ajustando un perfil logarítmico y asumir una interfase rugosa de $z_r = 0.004$ (Raubenheimer et al., 2004), como

$$u_* = \frac{\kappa u}{\ln\left(\frac{z}{z_r}\right)}. \quad (2.4)$$

El rango teórico de validez de la ley logarítmica en la vertical está dado por *i*) la parte superior o espacio intersticial (Middleton y Southard, 1984) de los elementos rugosos del fondo, y *ii*) la elevación en donde los gradientes verticales de u son menores que un valor crítico o en donde u alcanza un porcentaje de la velocidad en el flujo libre (de la influencia del fondo, referida como "free stream") (e.g., Dean y Dalrymple, 2001; Nielsen, 1992; Puleo et al., 2004; Schlichting y Gersten, 2000).

La ley logarítmica ha sido formulada para condiciones estacionarias en el flujo, lo cual contrasta con las condiciones transitorias y aceleraciones locales del flujo en ZS. Otra deficiencia relacionada se debe a que el concepto de velocidad en el flujo libre (i.e., *free stream velocity*) no es viable debido a la poca profundidad del flujo. Por lo tanto, su aplicación en ZS sigue siendo un tema de discusión en muchos estudios relacionados. Masselink y Russell (2005) y Barnes et al. (2009) demuestran su poca validez en el límite del frente del flujo a medida que asciende y desciende sobre la cara de playa. Nuevas mediciones de alta resolución tanto en laboratorio (e.g., Inch et al., 2015; O'Donoghue et al., 2010) como en campo (e.g., Puleo et al., 2012, 2014a) confirman que la ley logarítmica no puede ser

aplicada en fases cercanas a la de la reversión del flujo cuando existen direcciones opuestas en el perfil de velocidad y, al inicio y final del evento debido a la dificultad en la medición. Sin embargo, *Puleo et al.* (2012) reporta valores típicos de correlación mayores a 0.9, entre la ley logarítmica y mediciones de velocidad, en profundidades menores a 0.02 m por arriba del fondo (excluyendo los instantes de arribo, reversión del flujo y final del *backwash*).

2.1.3. Gradientes de Presión

El momentum del flujo está dado por el balance local de fuerzas debido al gradiente horizontal de la presión ($\frac{\partial P}{\partial x}$), la gravedad, y la resistencia del fondo. En el caso de un fondo horizontal (sin pendiente) bajo la acción del oleaje, la contribución de $\frac{\partial P}{\partial x}$ puede ser sustancial, del orden de 1/3 del esfuerzo cortante total (*Kranenburg et al.*, 2012). Para el caso de la ZS, la contribución de la fuerza de $\frac{\partial P}{\partial x}$ es un orden de magnitud menor a la fuerza total suministrada al perfil de playa (*Barnes et al.*, 2009); sin embargo, $\frac{\partial P}{\partial x}$ sigue siendo relevante para la dinámica en ZS (*Baldock*, 2006; *Puleo et al.*, 2007).

En la zona de surf, el gradiente de presión ha sido utilizado como un proxy para la aceleración local del flujo y así, mejorar las formulaciones de transporte de sedimento (e.g., *Drake y Calantoni*, 2001; *Hoefel y Elgar*, 2003). El planteamiento asume presión hidrostática ($\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} = g \frac{\partial \eta}{\partial x}$) y esfuerzos cortantes insignificantes en superficie. De tal manera, el tratamiento de Euler de las ecuaciones de Navier Stokes relaciona a $\frac{\partial P}{\partial x}$ con el gradiente de nivel ($\frac{\partial \eta}{\partial x}$). A su vez, el gradiente de nivel es relacionado a la aceleración total de fluido ($\frac{DU}{Dt}$):

$$\rho \frac{DU}{Dt} = -\frac{\partial P}{\partial x} = -\rho g \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (2.5)$$

La Eq. 2.5 implica que la aceleración total (convectiva + local) puede ser determinada a partir de mediciones simultáneas de h a lo largo del perfil, de donde $\frac{\partial \eta}{\partial x}$ es obtenido. Sin embargo como ha sido mencionado antes, aceleraciones locales en dirección a tierra ocurren únicamente por unos instantes antes del colapso del bore (*Puleo et al.*, 2007) mientras la aceleración total del flujo actúa siempre en dirección hacia el mar (*Baldock y Hughes*, 2006; *Pedrozo-Acuña et al.*, 2010). Por lo tanto, la correlación entre la aceleración local y $\frac{\partial P}{\partial x}$ es baja (*Pedrozo-Acuña et al.*, 2011) independientemente de la profundidad del flujo en la que se evalúe (*Torres-Freyermuth et al.*, 2013), imposibilitando la utilización de éste planteamiento en ZS para fines predictivos de transporte de sedimento (*Puleo et al.*, 2007).

El gradiente vertical de la presión ($\frac{\partial P}{\partial z}$) también es de relevancia para su consideración. Teóricamente, se sabe que $\frac{\partial P}{\partial z}$ puede inducir cambios en las tasas de infiltración y exfiltración del fluido y, por lo tanto, pueden incrementar o disminuir los esfuerzos cortantes en el fondo (Butt *et al.*, 2001; Karambas, 2003; Nielsen *et al.*, 2001; Turner y Masselink, 1998). A pesar de ésto último, los estudios relacionados se refieren únicamente a Masselink y Russell (2005). En su estudio, valores para $\frac{\partial P}{\partial z}$ del orden de 1 Nm^{-3} y -0.5 Nm^{-3} durante el inicio de la inudación y tarde en la fase del descenso (respectivamente), fueron estimados para una playa disipativa compuesta de arena. La importancia e inclusión de $\frac{\partial P}{\partial z}$ en expresiones de transporte de sedimento, es aún un tema de investigación abierto.

2.1.4. Capa Límite del Fondo

La capa límite del fondo (CLF) (ver Fig. 2.5a) define la región espacial en donde las propiedades hidrodinámicas del flujo se ven afectadas por la presencia del fondo en la cara de playa, lo que resulta en gradientes verticales dentro del campo de velocidades. La evaluación de la CLF es relevante para la determinación de esfuerzos cortantes en el fondo y en el movimiento de partículas de sedimento. La CLF se desarrolla inicialmente de manera instantánea con la llegada del frente del bore (Fig. 2.5a). De hecho, el grosor de la CLF durante la mayor parte del *uprush* es igual o ligeramente menor a h . Es decir, la CLF se encuentra limitada por la profundidad del flujo (Barnes y Baldock, 2010; Briganti *et al.*, 2011; Cowen *et al.*, 2003; Masselink y Russell, 2005). Sin embargo, dicho estado aparente de la CLF puede deberse a la deformación en la superficies del flujo y no estrictamente por procesos de frontera en el fondo (Torres-Freyermuth *et al.*, 2013). La limitación de la CLF por la profundidad se presenta hasta la fase de la reversión del flujo, durante la cual, la CLF desaparece debido a las magnitudes nulas en la velocidad, esfuerzos cortantes y niveles de turbulencia (Cowen *et al.*, 2003; Lanckriet y Puleo, 2013; Sou y Yeh, 2011; Zhang y Liu, 2008). Las parcelas de agua próximas al fondo reacciona primero a la gravedad que las parcelas de agua en superficie (Desombre *et al.*, 2013; O'Donoghue *et al.*, 2010). Por lo tanto, la reversión del flujo y generación de la CLF durante el *backwash* se genera en la región cercana a la frontera de surf-swash y, secuencialmente, va desarrollandose en dirección hacia tierra (contraria a la dirección dominante del flujo) (Kikkert *et al.*, 2012). Durante la transición del flujo de *backwash* de crítico a supercrítico, la CLF continúa su crecimiento hasta alcanzar nuevamente una limitación por profundidad (Barnes y Baldock, 2010; Briganti *et al.*, 2011; Torres-Freyermuth *et al.*, 2013).

La descripción anterior de la CLF resulta de estudios basados en mediciones en laboratorio o en modelación numérica, en los cuales generalmente el fondo es tratado como impermeable sin cuantificación de la turbulencia. Sin embargo, las fuentes de turbulencia (rotura del bore o por fricción en el fondo) en las fases relativas del flujo, modulan de gran forma la aparición, el crecimiento y desarrollo de la CLF. Además, las características hidráulicas del fondo (permeabilidad y porosidad) juegan un papel importante en el desarrollo de la CLF (Horn, 2006; Nielsen *et al.*, 2001; Turner y Masselink, 1998). La transferencia de masa y momentum que resulta de los mecanismos de infiltración/ex filtración hacia/desde el fondo modulan el crecimiento de la CLF. Kikkert *et al.* (2013) reporta un 50% de pérdida aproximada en el volumen de agua para un evento libre de swash sobre un playa experimental de grava, al ser comparada con un evento similar sobre un fondo impermeable. Los efectos relacionados durante las diferentes fases del flujo son:

Ascenso Hundimiento de la CLF y energía turbulenta debido a la infiltración, acompañado de un aumento en las tensiones tangenciales del fondo.

Descenso Crecimiento en el grosor de la CLF debido a la inyección de masa y turbulencia por exfiltración, mientras las tensiones tangenciales en el fondo son reducidas.

Sin embargo, la dominancia relativa y temporal de los diferentes efectos (e.g., esfuerzos cortantes vs., hundimiento/ensanchamiento de la CLF) no ha sido bien definida y representa un tema relevante de investigación.

2.1.5. Esfuerzos Cortantes y Coeficiente de Fricción

Los esfuerzos cortantes (τ_{xz}) y coeficientes de fricción (c_f) en el fondo son parámetros que están directamente asociados el transporte de sedimento. Existen diferentes métodos para estimar dichos parámetros en ZS, como son la ley cuadrática de arrastre (Barnes *et al.*, 2009; Masselink y Russell, 2005; Masselink *et al.*, 2009; Puleo *et al.*, 2012; Raubenheimer *et al.*, 2004), la relación de von Karman-Prandtl basada en el perfil de velocidades cercanas al fondo (e.g., Austin *et al.*, 2011; Inch *et al.*, 2015; Miles *et al.*, 2006; Puleo *et al.*, 2012, 2014a), y mediciones directas con placas de esfuerzos cortantes (Barnes *et al.*, 2009) o técnicas térmicas (Conley y Griffin, 2004). Las placas de medición directa se basan en una relación directa entre el desplazamiento de la placa con τ_{xz} . La anemometría de filamento térmico cuantifica τ_{xz} por cambios en la temperatura dentro del sensor. La ley cuadrática de

arrastre se expresa como,

$$\tau_{xz} = \frac{1}{2} \rho c_f u |u|, \quad (2.6)$$

donde $|u|$ indica el valor absoluto de u , y ρ es la densidad del agua. La Eq. 2.6 es ampliamente utilizada en ocasiones en las que la velocidad ha sido medida de manera puntual (en una sola elevación). c_f es implícitamente dependiente del tamaño de grano del sedimento y las condiciones del flujo (Swart *et al.*, 1974). Sin embargo, c_f también puede depender del modo o régimen de transporte de sedimento (Wilson, 1987). Generalmente, un valor constante de c_f es usado en la aplicación de la ley cuadrática de arrastre. Sin embargo, c_f es variable tanto en espacio como en el tiempo (Barnes *et al.*, 2009; Inch *et al.*, 2015; Puleo *et al.*, 2012, 2014a; Raubenheimer *et al.*, 2004). Si se cuentan con mediciones del perfil de u , entonces la expresión

$$c_f = \frac{2u_* |u_*|}{u |u|}, \quad (2.7)$$

puede ser utilizada, en donde la definición fundamental u_* establece que

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_{xz}}{\rho}}. \quad (2.8)$$

De manera alterna, si se cuentan con mediciones directas de τ_{xz} . Entonces,

$$c_f = \tau_{xz} \frac{2}{\rho u^2}. \quad (2.9)$$

La evolución temporal de c_f (ver Fig. 2.5d) muestra valores mínimos después de la iniciación del *uprush* y en los instantes intermedios del *backwash*, mientras que los valores máximos ocurren alrededor de la reversión del flujo. Para condiciones de playas naturales (en campo) el rango de valores reportados es de $0.003 \leq c_f \leq 0.06$ si la Eq. 2.7 es utilizada (basada en u); mientras que, si la Eq. 2.9 es utilizada (mediciones directas), el rango de valores es de 5 a 10 mayor (i.e., $0.002 \leq c_f \leq 0.004$). En condiciones controladas de laboratorio, el rango de valores es también muy amplio (ver tabla 2.2). Por lo tanto, los valores de c_f encontrados son dependientes de la técnica y las condiciones analizadas. Las diferencias también pueden ser atribuidas a diferencias en *i*) las coordenada espaciales de las mediciones, *ii*) la precisión de los sensores utilizados, y *iii*) las características del fondo. Además, si el registro de la profundidad en la que el perfil o valor puntual de u ha sido medido es incorrecto, la estimación de c_f puede presentar un error del 40 % (Raubenheimer

et al., 2004); lo cual, tiene un efecto directo en la estimación de τ_{xz} al utilizar la Eq. 2.6.

Tabla 2.2: Rango de valores del coeficiente de fricción (c_f) encontrados en estudios en laboratorio (ver Anexos B para estudios puntuales).

Características del Fondo	Método	Rango de Valores
Liso-Impermeable	Eq. 2.7	$0.002 \leq c_f \leq 1.0$
	Eq. 2.9	$0.003 \leq c_f \leq 0.04$
Rugoso-Impermeable	Eq. 2.7	$0.01 \leq c_f \leq 0.1$
	Eq. 2.9	$0.002 \leq c_f \leq 0.06$
Rugoso-Permeable	Eq. 2.7	$0.009 \leq c_f \leq 0.5$

En general, la evolución temporal de τ_{xz} (ver Fig. 2.5c) es consistente entre estudios independientemente del método usado, y los valores de τ_{xz} durante el *uprush* exceden a los del *backwash*. El pico máximo de τ_{xz} se presenta en la llegada del bore y, paulatinamente su magnitud es reducida durante el resto de la fase del ascenso. Durante la reversión del flujo, τ_{xz} presenta valores nulos. Al igual que u , la magnitud de τ_{xz} vuelve a incrementarse (con signo opuesto) y muestra un pico máximo después de la mitad del *backwash*. En los instantes finales del *backwash*, τ_{xz} disminuye a zero nuevamente (e.g., *Austin et al.*, 2011; *Barnes y Baldock*, 2007; *Barnes et al.*, 2009; *Conley y Griffin*, 2004; *Inch et al.*, 2015; *Masselink y Russell*, 2005; *Puleo et al.*, 2012).

Valores máximos de τ_{xz} utilizando el esquema de Karman-Prandtl varían en el rango de 4 a 50 Nm^{-2} en playas disipativas (*Austin et al.*, 2011; *Inch et al.*, 2015; *Masselink y Russell*, 2005; *Puleo et al.*, 2014a). En playas de pendiente moderada, el valor correspondiente puede sobrepasar los 150 Nm^{-2} (*Miles et al.*, 2006). En condiciones menos energéticas (bajas velocidades medias) las magnitudes de τ_{xz} son menores. *Conley y Griffin* (2004) reporta valores máximos de 3.2 Nm^{-2} y de 1.2 Nm^{-2} durante el *uprush* y el *backwash* (correspondientemente) a partir de mediciones directas por anemometría térmica. Valores encontrados en el laboratorio con fondos rugosos-impermeables varían de $O(10^1)$ a $O(10^2)$ Nm^{-2} (*Barnes et al.*, 2009; *Kikkert et al.*, 2012; *O'Donoghue et al.*, 2010), mientras que en fondos lisos-impermeables son del orden de $O(10^0)$ a $O(10^1)$ Nm^{-2} (*Barnes et al.*, 2009; *O'Donoghue et al.*, 2010). Para el caso de experimentos de flujos de swash sobre fondos fijos-permeables, *Kikkert et al.* (2013) reporta valores similares a los cuantificados sobre fondos rugosos-impermeables. Por su parte *Jiang y Baldock* (2015) utiliza mediciones directas de placa plana para un fondo con granos de sedimento libres (no fijos). El estudio reporta valores mayores para fondos de grava y arena, aunque dentro de un rango similar a

los valores reportados sobre fondos fijos $O(10^1)$ a $O(10^2)$ Nm^{-2} .

La principal limitante en la predicción de τ_{xz} es la dificultad de su cuantificación de manera directa bajo condiciones reales del fondo (movible-permeable). Los flujos de momentum y de turbulencia hacia/desde el fondo inducen incrementos/decrementos en los esfuerzos cortantes, así como la estabilización/desestabilización de los ganos de sedimentos (Butt *et al.*, 2001, 2005; Horn, 2006; Karambas, 2003; Kikkert *et al.*, 2013; Turner y Masselink, 1998). El asesoramiento puede ser realizado mediante su modelación numérica. Sin embargo, hasta la fecha, estudios bajo esquema numéricos capaces de resolver todas las condiciones necesarias para su evaluación (e.g., tridimensional, multifásico, acoplado a flujos subsupeciales y a efectos morfológicos), no han sido aplicados. Otro tema poco estudiado se refiere a la magnitud de esfuerzos cortantes basados en en la dirección paralela a la línea de playa y (i.e., τ_{yz}). Sin embargo, los estudios de (Austin *et al.*, 2011) y (Puleo *et al.*, 2014a) reportan valores máximos de τ_{yz} de 12 a 15 Nm^{-2} (respectivamente). Por lo tanto, la contribución de τ_{yz} es relevante debido a i) su magnitud equivalente a los valores reportados para τ_{xz} , y ii) por su persistencia relacionada a al unidireccionalidad del flujo.

2.1.6. Estructura de la Turbulencia y Disipacion

La turbulencia se refiere a las fluctuaciones instantáneas de la velocidad alrededor de su valor medio en un periodo donde el flujo es supuesto como estacionario. Para flujos en ZS, la separación de las fluctuaciones del flujo medio es difícil debido a la alta transitoriedad del flujo (Petti *et al.*, 2001). Además, la generación de vórtices al momento de introducir cualquier sensor para medir la velocidad del flujo es una fuente de error que limita su cuantificación (Chardon-Maldonado *et al.*, 2016).

El origen de la turbulencia presente en flujos de swash proviene de dos tipos de fuentes (Aagaard y Hughes, 2006; Cowen *et al.*, 2003; Longo *et al.*, 2002; Petti *et al.*, 2001; Puleo *et al.*, 2000; Sou *et al.*, 2010; Zhang y Liu, 2008) :

- i) **Externa.** Generada a partir de la rotura en voluta (*plunging*) de olas o por el arribo de bores que colapsan en la proximidad de la frontera surf-swash. Se relaciona a mecanismos de advección o transporte de turbulencia hacia ZS. Es comúnmente referida como *relacionada al bore* y está presente únicamente durante la fase del *uprush*.
- ii) **Interna.** Generada debido a mecanismos locales de producción de turbulencia. Se relaciona principalmente, a esfuerzos cortantes en el flujo debido los efectos del fondo.

Por lo tanto, es referida como *relacionada al fondo* y se presenta en ambas fases del flujo (i.e., *uprush* y *backwash*)

La caracterización de la turbulencia se realiza mediante la cuantificación de la energía cinética turbulenta (ECT) o la tasa de su disipación por unidad de masa (ϵ).

Energía Cinética Turbulenta

La ECT, se define como,

$$ECT = \frac{u' + v' + w'}{2}, \quad (2.10)$$

donde u' , v' , y w' se refiere a las fluctuaciones de la componente perpendicular, paralela y normal a la línea de costa (respectivamente).

Las magnitudes máximas de ECT se relacionan al salto hidráulico generado debido a la interacción del *backwash* con el bore incidente subsecuente (Alsina y Caceres, 2011; Butt et al., 2004), con valores reportados en el orden de $O(10^{-2})$ a $O(10^{-1}) \text{ m}^2\text{s}^{-2}$. Dicha turbulencia puede ser re-introducida a la ZS o exportada hacia la zona de surf (Butt et al., 2004; Petti et al., 2001). Otro mecanismo importante de generación de ECT es la formación de estructuras coherentes en el frente del bore que se propagan de manera oblicua (*obliquely descending eddies*) hacia el fondo, induciendo valores de turbulencia en el rango de $-0.35 \leq w|w| \leq 0.05$ (Aagaard y Hughes, 2006). Para un evento de swash libre, la ECT relacionada al bore domina sobre la relacionada al fondo durante el *uprush* (Aagaard y Hughes, 2006; Butt y Russell, 1999; Butt et al., 2004; Kikkert et al., 2012, 2013; Masselink y Russell, 2005; O'Donoghue et al., 2010; Petti et al., 2001; Sou et al., 2010) con magnitudes entre 0.02 y $0.4 \text{ m}^2\text{s}^{-2}$. Al tiempo de la reversión del flujo, todo el contenido de ECT ha sido disipado, mostrando un decaimiento homogéneo similar a la turbulencia de pared (*grid turbulence*) (Cowen et al., 2003; Sou et al., 2010). El *backwash* inicia desde el reposo con un contenido nulo de ECT. A medida que el flujo gana momentum, la generación de ECT es continua hasta el final del *backwash* (Cowen et al., 2003; Desombre et al., 2013; O'Donoghue et al., 2010; Sou et al., 2010). Una fuente adicional de ECT durante ésta fase, se presenta cuando el flujo de *backwash* posee gran momentum y se desestabiliza, generando un bore en sentido hacia tierra (e.g., Zhang y Liu, 2008). Otra fuente importante se debe a la generación de ECT en la interfase del agua con un fondo permeable, la cual es succionada hacia el interior del fondo durante el *uprush* e inyectada hacia la columna de agua durante el *backwash* (Kikkert et al.,

2013).

Una técnica para la cuantificación de ECT es mediante el análisis espectral de u , v y w , ya que los macro (en frecuencias similares a las del flujo) y micro (en frecuencias más cortas) vórtices están relacionados a la transferencia y disipación (respectivamente) de la energía (Petti *et al.*, 2001). El método más frecuente es utilizar un filtro de alto pase con una frecuencia de corte (f_c) para remover la energía contenida en la banda incidente. Alsina y Caceres (2011) establecen dicha frecuencia de corte como $f_c = 1$ Hz. Sin embargo, el valor de la frecuencia de corte utilizado para separar las fluctuaciones, afecta de manera significativa los valores de ECT resultantes. Butt *et al.* (2004) reporta incrementos o disminuciones del 37% o 23% si la frecuencia de corte es definida como $f_c = 0.5$ o $f_c = 2.0$ Hz, respectivamente.

Otra complicación de la aplicación de técnicas espectrales, se debe a las discontinuidades características en las series temporales de velocidades en ZS (Longo *et al.*, 2002). Por un lado, Butt *et al.* (2004) estima la ECT a partir de mediciones en la transición de surf-swash para minimizar las discontinuidades en las series temporales. El estudio reporta la contribución de cada componente en la variación total de la velocidad en un 65%, 28% y 7% para u , v y w (respectivamente). Los resultados sugieren que el uso de la componente w puede ser innecesaria. Por otro lado, Aagaard y Hughes (2006) asumen que la ECT escala con la varianza de w (i.e., $ECT \propto w'w'|w'| \propto w|w|$; de Svendsen (1987)). Los autores remueven las discontinuidades y concatenan los eventos de swash en las series temporales medidas. Una pendiente de atenuación del espectro de $f^{-5/3}$ en el subrango inercial ($0.1 \leq f \leq 2.0$ Hz) sugiere que la turbulencia se concentra en dicho rango, representando del 74% al 95% de la varianza total de w .

Otro método para la estimación de ECT es mediante el promediado de ensamble en fase (Longo *et al.*, 2002) de eventos de swash con un alto grado de similitud. La aplicación de éste método está restringido a estudios de laboratorio bajo condiciones de forzamiento controlado (rotura de presa, oleaje regular u onda solitaria) (e.g., Cowen *et al.*, 2003; Kikkert *et al.*, 2012; O'Donoghue *et al.*, 2010; Sou y Yeh, 2011). La ECT puede ser estimada directamente a partir de las variaciones de cada repetición alrededor del promedio de ensamble. Valores de ECT basados en este método son consistentes con los valores reportados anteriormente. En particular, O'Donoghue *et al.* (2010) reporta incrementos de ECT en el orden de $O(10^1) m^2s^{-2}$ debido a la rugosidad del fondo. Mientras tanto, Kikkert *et al.* (2013) documenta disminuciones en ECT debido a la infiltración, la cual es dependiente del tamaño de

grano característico de la playa.

Disipación de la Turbulencia

La disipación de la turbulencia ε representa la tasa temporal por unidad de masa, a la cuál la energía cinética de la turbulencia se transfiere en cascada a procesos de micro escala, hasta su eventual transformación en energía térmica (*Tennekes y Lumley, 1972*). Existen diferentes métodos (directos e indirectos) para calcular ε que dependen, en buena medida, de las condiciones experimentales del estudio (i.e., en campo o en el laboratorio).

Un ejemplo directo está basado en datos generados a partir de velocimetría por imágenes de partículas (PIV) para un evento repetible de swash en el laboratorio (*Sou et al., 2010*). La tasa de disipación de la turbulencia es cuantificada como

$$\varepsilon = \nu [4 \langle (\frac{\partial u'}{\partial x})^2 \rangle + 4 \langle (\frac{\partial w'}{\partial z})^2 \rangle + 3 \langle (\frac{\partial u'}{\partial z})^2 \rangle + 6 \langle (\frac{\partial u' \partial w'}{\partial z \partial x}) \rangle + 4 \langle (\frac{\partial u' \partial w'}{\partial x \partial z}) \rangle], \quad (2.11)$$

donde $\langle \rangle$ indica un promediado de ensamble y $\nu = 1.0 \cdot 10^{-6}$ es la viscosidad cinemática del agua. La evolución de ε muestra una tasa de decaimiento con un exponente de 2.3, durante la mayor parte del evento de swash, similar a lo esperado para la turbulencia cuasi homogénea e isotrópica (i.e., *grid turbulence*) (*Sou et al., 2010*). Las magnitudes encontradas para ε son del orden de $O(10^{-2}) \text{ m}^2\text{s}^3$ para flujos de swash generados a partir del rompimiento de olas en voluta en un playa con pendiente 1:20.

Los métodos indirectos emplean la hipótesis de Kolmogorov y el espectro de frecuencias (*Aagaard y Hughes, 2006; Raubenheimer et al., 2004*), o el espectro del número de onda (*Cowen et al., 2003*), o la llamada función de estructura (*Lanckriet y Puleo, 2013*). El espectro de frecuencias requiere un tratamiento especial del dominio espectral debido a las discontinuidades de las series y el ruido asociado (*Sou et al., 2010*). *Raubenheimer et al. (2004)* identifica los instantes de exposición del sensor y fija $u = 0$ en dichos instantes para eliminar su contribución espectral. El espectro de u muestra un decaimiento de $f^{-5/3}$ en el subrango inercial, denotando la tasa de disipación de la energía. El orden de valores para ε determinados de ésta forma son de $O(10^{-2}) \text{ m}^2\text{s}^3$ y $O(10^{-1}) \text{ m}^2\text{s}^3$ para la zona interna de surf y la ZS, respectivamente.

Lanckriet y Puleo (2013) y *Brinkkemper et al. (2015)* estiman ε mediante una función de estructura basada en la hipótesis de Taylor (*Pope, 2000; Wiles et al., 2006*) aplicada a datos de velocidad en ZS a una alta resolución (100 Hz). La función se aplica para datos del perfil de velocidad de w debido a que el umbral del ruido de fondo (*noise floor*) es menor para dicha componente. La función de estructura de la turbulencia de 2^{do} orden (i.e., D) se define como

$$D(z, r, t) = \langle [w'(z+r, t) - w'(z, t)]^2 \rangle = C\varepsilon(z, t)^{\frac{2}{3}} r^{\frac{2}{3}}, \quad (2.12)$$

donde r es la distancia de separación entre las mediciones de w , y $C = 2.0$ es una constante empírica. Al utilizar la Eq. 2.12 se realiza un ajuste de curvas para la determinación de ε . Valores encontrados mediante ésta técnica, varían entre el orden de $O(10^{-5}) \text{ m}^2 \text{ s}^3$ y $O(10^{-3}) \text{ m}^2 \text{ s}^3$ a lo largo del perfil de playa. En coordenadas cercanas a la frontera de surf-swash, la magnitud de ε aumenta en superficie durante el *uprush*, y en el fondo durante el *backwash*, corroborando los procesos dominantes de la turbulencia en ZS (i.e., relacionada al bore y relacionada al fondo). Sin embargo en coordenadas más próximas a tierra, la disipación dominante se relaciona al fondo incluso durante el *uprush* y la magnitud de ε no aumenta en superficie (*Brinkkemper et al., 2015; Lanckriet y Puleo, 2013*). Como regla general, ε se incrementa de manera contraria a h (*Lanckriet y Puleo, 2013; Raubenheimer et al., 2004; Sou et al., 2010*).

2.1.7. Movimientos de la línea de costa e Inundación

Los movimientos de la línea de costa sobre la cara de la playa están modulados por la incidencia del oleaje de onda corta u oleaje incidente (i.e., mar de viento y mar de fondo; frecuencias $f > 0.05$ Hz) y de onda infragravitatoria ($f \leq 0.05$ Hz) (*Holman y Sallenger, 1985; Hughes et al., 2014; Ruggiero et al., 2004*). En la ZS, la energía de las ondas cortas se disipa mientras la energía de las ondas largas se amplifica al mismo tiempo que es reflejada al mar. Los movimientos de la línea de costa asociados a ondas infragravitatorias se relacionan a fenómenos de resonancia y transferencia de energía por interacciones no lineales. La combinación de efectos debido a las características energéticas del oleaje y de la morfología local dictan la excursión del flujo sobre la parte seca del perfil de playa a lo largo del tiempo. Dichas características locales están englobadas en buena medida en el número de Iribarren, el cuál relaciona la pendiente de la playa β con el peralte de la ola incidente H_0/L_0 de la

siguiente forma:

$$\xi = \frac{\tan(\beta)}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}}, \quad (2.13)$$

donde H_0 y L_0 son la altura y la longitud de onda en aguas profundas (respectivamente). En coordenadas cercanas a la costa, H_0 puede ser considerada como la altura de ola antes de su transformación significativa por asomeramiento y rotura. El número de Iribarren indica si la rotura de una ola ocurrirá y/o el tipo de rotura persistente (i.e., *spilling*, *collpasing*, *surging* o *plunging* -en voluta-). De importancia para la ZS, ξ refleja el tipo de condición energética dominante en la dinámica local de la playa (Battjes, 1974). Las diferentes condiciones de playa son:

Disipativas: Playas de pendiente suave ($\beta < 1 : 15$) y números de Iribarren bajos ($\xi < 1$). La envolvente de la línea de costa está dominada por ondas de infragravedad (e.g., frecuencias $f < 0.05$ Hz Guza y Thornton, 1982) asociadas a ondas de borde (*edge waves*, ondas libres atrapadas en la costa por reflexión y refracción) u ondas vinculadas (*bound waves*, generadas por interacciones débiles no lineales del oleaje incidente con frecuencias pico similares).

Intermedias y reflejantes: Playas de pendiente pronunciada ($\beta \geq 1 : 15$) y con altos números de Iribarren ($\xi \geq 1$). Los movimientos de la línea de costa están dominados por ondas de alta frecuencia (e.g., $f \geq 0.05$ Hz; Guza y Thornton, 1982) asociados al oleaje incidente por mar de fondo y de viento.

La dominancia de la infragravedad en condiciones disipativas, se presenta debido a la saturación de la energía incidente en la zona de surf (Power et al., 2010). El término de saturación de energía implica que la altura de ola H en una coordenada espacial dada no depende de H_0 , sino únicamente de la profundidad local h y β :

$$H = C_0 h + C_1 \frac{\beta}{K} \quad (2.14)$$

donde, C_0 y C_1 son constantes y K es el número de onda. Es importante resaltar que dicha saturación aplica únicamente al oleaje incidente. Por lo tanto, la energía contenida en la banda incidente del oleaje ($f \geq 0.05$) llega a su saturación y se transfiere a frecuencias más bajas dentro de la banda de la infragravedad.

Runup

El *runup* (R , por sus siglas en inglés) se define como la elevación de la superficie libre por arriba del nivel de agua en reposo. El R determina el límite (en tierra) de la región activa de respuesta morfológica debido al clima marítimo (Holman, 1986; Ruggiero et al., 2004). Además, el *runup* determina la cota de máxima inundación sobre el perfil de playa (ver Fig. 2.6) la cual generalmente se presenta durante condiciones extremales de oleaje y/o de tormenta. Como ya ha sido mencionado, la predicción de R es indispensable para estimaciones de riesgo por inundación, diseño de estructuras y modelos de respuesta morfológica.

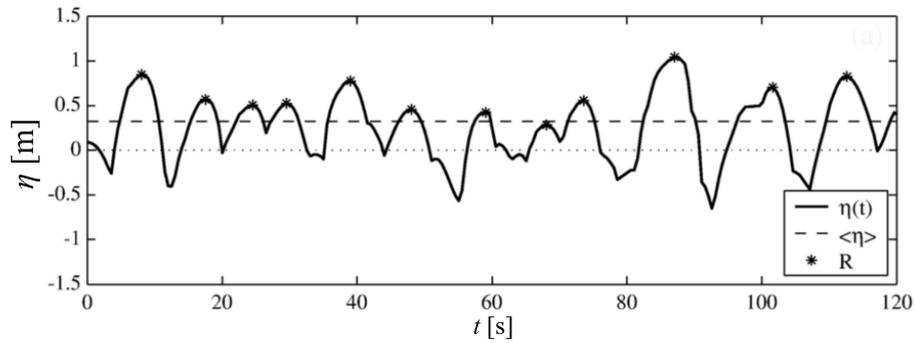


Figura 2.6: Serie temporal de superficie libre (η) y las principales componentes que definen a la inundación: *setup* o valor medio ($\langle \eta \rangle$) y el *runup* (R). Adaptada de: (Stockdon et al., 2006).

El tratamiento estadístico de series temporales de superficie libre (η) en la frontera surfswash o de movimientos de la línea de costa (por imágenes o sensores de nivel paralelos al fondo), permite la separación de sus componentes principales: un valor medio o *setup* ($\langle \eta \rangle$) y las fluctuaciones alrededor del valor medio o *swash* (S). Por su parte, la contribución del swash generalmente se divide en su componente incidente (S_{ss}) e infragravitatoria (S_{ig}). El *runup* extremal ($R_{2\%}$) se define como el valor de excedencia del 2% en series temporales de R , asumiendo una distribución similar a la de los procesos del oleaje. De manera general, Stockdon et al. (2006) plantea:

$$R_{2\%} = \bar{\eta} + \frac{S}{2} \quad (2.15)$$

donde $S = \sqrt{(S_{ss})^2 + (S_{ig})^2}$. Como los movimientos de la línea de costa dependen de las condiciones locales del oleaje y de la playa, las parametrizaciones existentes de R se expresan en términos de los parámetros contenidos en el número de Iribarren (Holman, 1986; Nielsen y Hanslow, 1991; Raubenheimer y Guza, 1996; Ruessink et al., 1998; Ruggiero et al., 2001, 2004; Ruju et al., 2014; Senechal et al., 2011; Stockdon et al., 2006, 2014). De éstos

estudios se confirma que en condiciones de reflejantes a intermedias, la contribución de S_{ss} es dominante y R se correlaciona a ξ . Por otro lado, la contribución de S_{ig} es dominante y R se correlaciona mejor a $(H_0L_0)^{1/2}$ en condiciones disipativas; mientras que en condiciones altamente disipativas (i.e., $\xi < 0.3$), R se correlaciona únicamente a H_0 .

La expresión paramétrica más utilizada para cuantificar la inundación se refiere al modelo planteado por *Stockdon et al.* (2006). Dicho expresión se formula mediante la evaluación de un amplio espectro de condiciones energéticas y pendientes de playa. La expresión resultante, está dada por:

$$R_{2\%} = 1.1(0.35\beta(H_0L_0)^{\frac{1}{2}} + \frac{[H_0L_0(0.563\beta^2 + 0.004)]^{1/2}}{2}). \quad (2.16)$$

De manera alternativa en condiciones altamente disipativas (i.e., $\xi < 0.3$), *Stockdon et al.* (2006) sugiere

$$R_{2\%} = 0.043(H_0L_0)^{1/2}. \quad (2.17)$$

Una limitación del modelo empírico se presenta cuando existen gradientes longitudinales considerables en el perfil de playa (i.e., olas de contorno o cuspadientos). En dichas condiciones, el modelo planteado presenta errores de predicción en el orden del 38 % al 51 % (*Stockdon et al.*, 2006). Otra limitante se relaciona a que el modelo fué planteado para las condiciones medias del oleaje. En cambio, en condiciones de tormenta, $R_{2\%}$ está modulado por la sobre elevación inducida por tormenta y por componentes de infragravedad. *Stockdon et al.* (2014) demuestra que la aplicación del modelo paramétrico durante condiciones de tormenta y/o extremales de oleaje (e.g., huracanes) resulta en una sobrepredicción del $R_{2\%}$.

Guza y Feddersen (2012) evalúan fuentes de aleatoriedad en la predicción del *runup* debido a: *i*) la dispersión del espectro de frecuencia en aguas profundas (f_0) alrededor de la frecuencia pico (f_p), y *ii*) variabilidad en la dirección del oleaje en aguas profundas (σ_θ) alrededor de la dirección normal a la línea de costa. Su estudio emplea un modelo del tipo Boussinesq (i.e., *funwaveC*) capaz de reproducir las parametrizaciones planteadas por *Stockdon et al.* (2006) y *Senechal et al.* (2011). La dependencia de la infragravedad en f_0 y σ_θ se analiza mediante la aplicación de teoría de onda estacionaria, bajo la suposiciones de aguas someras, poco gradiente en el perfil de playa y no linealidad débil. La dependencia de la infragravedad resulta estar fuertemente correlacionada a un parámetro adimensional, expresado como $[(\frac{f_p}{f_0})\sigma_\theta]$. La contribución del swash de infragravedad se plantea entonces

como,

$$\frac{S_{ig}}{(H_0 L_0)^{1/2}} = -0.013 \ln \left[\left(\frac{f_p}{f_0} \right) \sigma_\theta \right] + 0.058. \quad (2.18)$$

La inclusión de f_0 y σ_θ en la estimación de S_{ig} resulta en una mejora significativa con un incremento en los coeficientes de correlación de $r^2 = 0.67$ a $r^2 = 0.80$ (Guza y Feddersen, 2012).

Por su parte, *Ruju et al.* (2014) emplea un modelo numérico quasi-boussinesq para aguas someras (SWASH) y muestra que al fijar un límite ligeramente inferior para el ancho de banda de la infragravedad (con una frecuencia media alrededor de 0.04 Hz), el *runup* se reduce de manera significativa en un orden del 8 % para casos muy energéticos. Dicho estudio confirma que para una frecuencia pico f_p dada, el $R_{2\%}$ se incrementa de manera lineal debido a incrementos en la H_0 bajo condiciones disipativas (e.g., Guza y Feddersen, 2012; Holman y Sallenger, 1985; Ruessink et al., 1998; Ruggiero et al., 2004; Senechal et al., 2011). Otra contribución importante es la de *Hughes et al.* (2014), quienes analizan espectros de energía obtenidos a partir de 187 series temporales de η en playas naturales con β en el rango de 1:6 a 1:60 y condiciones de oleaje en el rango de 0.5 to 3.0 m para H_0 . De manera consistente, la contribución de S_{ss} es dominante en condiciones reflejantes a intermedias; mientras que en playas disipativas, la contribución de S_{ig} domina la distribución del *runup*. Además, los resultados son introducidos en el modelo morfodinámico de *Wright y Short* (1984), de manera que la respuesta morfológica o estado de la playa pueda ser relacionada a cambios en la distribución espectral bajo incrementos o disminuciones de energía del oleaje. Por lo tanto, se plantea la siguiente progresión de menor a mayor energía en el clima marítimo: *i*) el contenido energético en el ancho de banda del oleaje incidente está controlado por la pendiente y es notablemente constante para todos los estados de playas. El espectro muestra un gradiente de f^{-4} en la banda incidente; *ii*) el ancho de banda espectral del gradiente f^{-4} varía de manera directamente proporcional a la energía del oleaje en aguas profundas e inversamente proporcional a la pendiente de la cara de playa; y *iii*) la porción del espectro referente a la onda infra gravitatoria varía para todos los estados de playa y se encuentra relacionada a la energía del oleaje y la morfología de la playa.

En general, se han desarrollado parametrizaciones que incorporan características adicionales de la playa y del forzamiento, así como parametrizaciones específicas para una condición o localidad (e.g., *Medellín et al.*, 2016; *Senechal et al.*, 2011). Sin embargo, no existen estudios previos que analicen el papel que juega la incertidumbre asociada a la aleatoriedad

estadística en la representación del oleaje y variabilidad resultante entre la predicción de modelos numéricos y mediciones de campo.

2.1.8. Interacciones swash-swash

Las interacciones entre eventos consecutivos de swash se presentan de manera natural y persistente. Las interacciones swash-swash juegan un papel primordial en la dinámica, y en la suspensión y advección de sedimento (*Blenkinsopp et al.*, 2011; *Brocchini y Baldock*, 2008; *Caceres y Alsina*, 2012; *Erikson et al.*, 2005; *Hughes y Moseley*, 2007; *Jackson et al.*, 2004; *Masselink et al.*, 2009). Este tipo de interacciones ocurren en un gran espectro de configuraciones y/o condiciones. Sin embargo, *Caceres y Alsina* (2012) categorizan las diferentes interacciones de la siguiente manera:

- a) **Captura.** Ocurre cuando un bore subsecuente con mayor contenido energético alcanza y rebasa a un bore anterior, ambos flujos con dirección predominante hacia tierra. Por lo tanto, el bore subsecuente extiende el movimiento de la inundación. El TRANSED generado por el bore anterior es incorporado al TRANSED del bore subsecuente, favoreciéndose así el transporte hacia tierra. Éste tipo de interacción es persistente en playas reflejantes, cuando la mayor parte de la energía es contenida en la banda del oleaje incidente.
- b) **Backwash-bore débil.** Ocurre cuando un bore incidente (en dirección hacia tierra) sobrepasa el flujo de un *backwash* anterior (en dirección hacia el mar). El *backwash* no ha alcanzado su mayor momentum debido a la poca duración en su desarrollo antes de la llegada del bore incidente. Por lo tanto, el movimiento de la línea de costa tras la interacción es hacia tierra. La inundación resultante es menor a la inundación esperada para el flujo del bore incidente en la ausencia de la interacción. Experimentos de laboratorio a gran escala, indican que éste tipo de interacción es el mecanismo más frecuente de generación de picos en series temporales de concentración de sedimento en suspensión (C_{ss}) (*Caceres y Alsina*, 2012). Éste tipo de interacción ocurre en playas de intermedias a disipativas, en donde una onda de infragravedad envuelve la ocurrencia de múltiples eventos de swash incidentes (*Masselink y Russell*, 2005). En general, éste tipo de interacción favorece el TRANSED en dirección hacia tierra.
- c) **Backwash-bore fuerte.** Es similar a b). Sin embargo, el bore incidente es parcialmente o completamente impedido por el *backwash* anterior, el cual ha tenido suficiente tiempo para alcanzar un mayor momentum. Éste tipo de interacción puede generar saltos

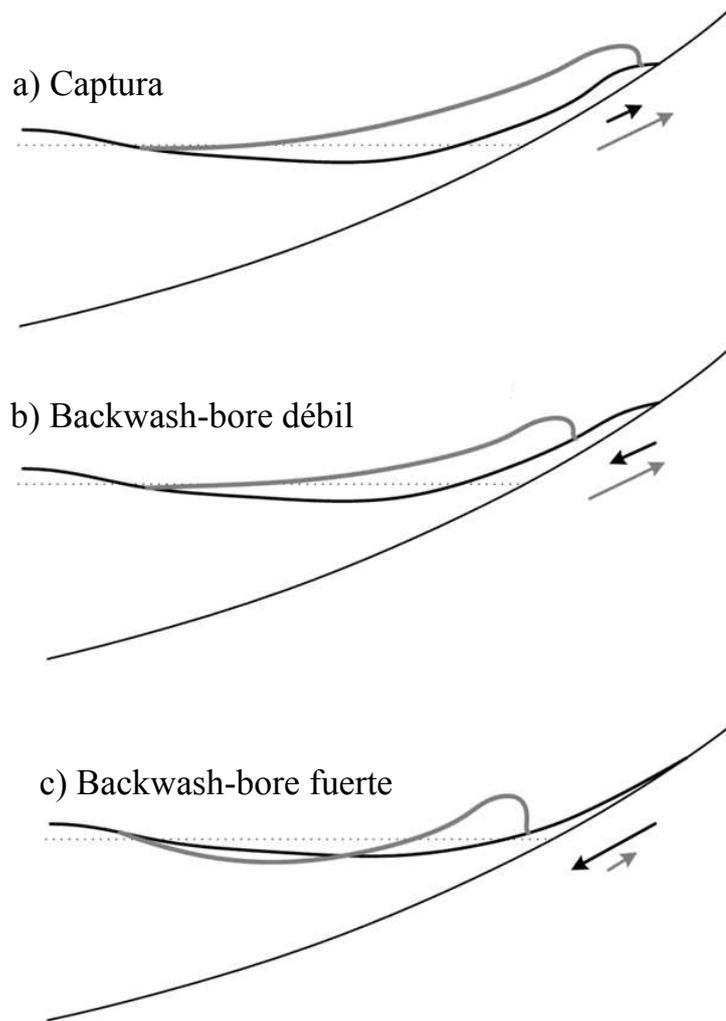


Figura 2.7: Esquema conceptual de interacciones swash-swash. Adaptado de *Caceres y Alsina* (2012).

hidráulicos por lo que es un mecanismo muy eficaz de movilización del sedimento (Butt *et al.*, 2005). Los picos de valores máximos en series temporales de concentración de sedimento en suspensión (C_{ss}) son relacionados a la ocurrencia de éste tipo de interacción. La alta C_{ss} resulta de la separación del flujo por debajo del bore incidente y a la turbulencia relacionada, la cual homogeneiza la columna de agua (Elfrink y Baldock, 2002). El transporte en dirección hacia el mar se ve favorecido. Especialmente, cuando la interacción ocurre en el valle de una onda de infragravedad (Caceres y Alsina, 2012). Éste tipo de interacción es característica de condiciones disipativas y altamente disipativas. De hecho, se espera que ocurra después de múltiples interacciones del tipo b), cuando la onda de infragravedad es reflejada y se propaga en dirección hacia el mar (Erikson *et al.*, 2005; Masselink y Russell, 2005).

En general, una caracterización más detallada del tipo de interacciones swash-swash en relación a la dinámica y transporte de sedimento no ha sido realizada hasta la actualidad. La principal razón es la alta dificultad envuelta en la medición directa de propiedades durante la ocurrencia de la interacción. Por otro lado, su modelación numérica requiere de esquemas muy sofisticados capaces de resolver gradientes espaciales complejos en el campo de velocidades, esfuerzos cortantes y de la turbulencia; así como efectos en el campo de presiones derivados del atrapamiento y opresión de burbujas de aire en la columna de agua debido a la interacción.

2.2. Transporte de Sedimento en la ZS

El transporte de sedimentos (TRANSED) en ZS ocurre bajo dos regímenes de transporte: en suspensión y por carga de fondo. El TRANSED por carga de fondo generalmente se compone del transporte por saltación y por arrastre (*sheet load*). El flujo instantáneo de TRANSED en una coordenada x en el perfil de playa, se deriva del producto de la concentración del sedimento y velocidad del flujo (Aagaard y Hughes, 2006; Alsina y Caceres, 2011; Butt *et al.*, 2009; Caceres y Alsina, 2012; Masselink y Russell, 2005). Por lo tanto, se hace la distinción entre el flujo instantáneo de TRANSED en suspensión (q_{ss}) y por carga de fondo (q_{sf}):

$$q_{ss}(z, t) = u(z, t)C_{ss}(z, t), \quad (2.19)$$

y

$$q_{sf}(z,t) = u(z,t)C_{sf}(z,t), \quad (2.20)$$

donde C_{ss} y C_{sf} indican la concentración del sedimento en suspensión y por carga de fondo (correspondientemente). El flujo neto de TRANSED en sus dos modos de transporte (Q_{ss} y Q_{sf}) representan la integración en la vertical de los flujos de TRANSED instantáneos:

$$Q_{ss}(t) = \int_{z=\delta_f}^{z=h} q_{ss}(z,t) dz \quad (2.21)$$

y

$$Q_{sf}(t) = \int_{z=0}^{z=\delta_{sf}} q_{sf}(z,t) dz \quad (2.22)$$

donde, $z_{\delta_{sf}}$ es el límite superior de la capa en donde se presenta el transporte de fondo. C_{sf} se extiende desde el nivel en donde el fondo presenta su máxima compactación ($z = 0$ en Eq. 2.22) o en donde presenta una concentración volumétrica de 0.51 (1350 gl^{-1} , *Bagnold*, 1966a), hasta $z_{\delta_{sf}}$ o nivel en donde la concentración volumétrica de sedimentos es de 0.08 (212 gl^{-1} , *Bagnold*, 1966b). El grosor de la capa por transporte de fondo (δ_{sf}) puede ser del orden de varios centímetros, mientras que el transporte por suspensión ocurre a lo largo de la columna de agua.

La técnica más utilizada para la medición de C_{ss} en ZS utiliza dispositivos ópticos (e.g., *Optical Backscatter Sensor*, OBS) distribuidos en la vertical y/o en coordenadas espaciales del perfil de playa. El funcionamiento del OBS consiste en la emisión de radiación en el infrarrojo cercano y registrando la porción de radiación que es retrodispersada por las partículas en suspensión en el medio circundante. Existen diferentes versiones, incluidos los que utilizan fibra óptica (i.e., FOBS), los cuales son aconsejables debido a su menor tamaño y menor afectación al flujo. La co-localización de éste tipo de dispositivos con sensores acústicos doppler de velocidad (e.g., *Acoustic Doppler Velocimeter*, ADV), o correntómetros electromagnéticos (EMCM) permite la cuantificación de q_{ss} en un punto dado. La distribución vertical de C_{ss} es lineal por lo que típicamente, la cuantificación de Q_{ss} puede realizarse a partir de dos o tres mediciones puntuales de C_{ss} a lo largo de la columna de agua. La limitación más grande para los cálculos de transporte se refieren la cuantificación de q_{sf} . En la actualidad, aún no existe un sensor o técnica capaz de medir los flujo instantáneos q_{sf} bajo condiciones naturales. En particular, la medición de la velocidad dentro de δ_{sf} es prácticamente imposible.

Existen únicamente dos sensores capaces de medir C_{sf} a partir de la conductividad: *Conductivity Concentration Meter – CCM+* (Ribberink y Al-Salem, 1995; Sanchez–Arcilla et al., 2011; van der Zanden et al., 2015), y *Conductivity Concentration Meters – CCP* (Lanckriet et al., 2013; Puleo et al., 2010).

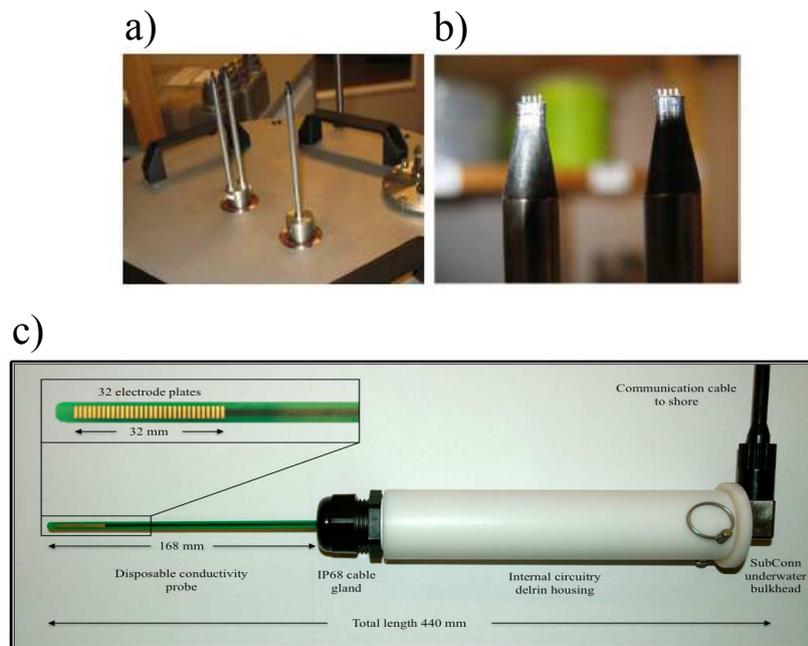


Figura 2.8: **a)** Aspecto general del CCM+ (*Conductivity Concentration Meter*). **b)** Probetas y electrodos utilizados por el CCM+ para la generación y medición de corriente. **c)** Aspecto general de la última versión del CCP (*Conductivity Concentration Profiler*). Imágenes a) y b) adaptadas de van der Zanden et al. (2015); imagen c) cortesía directa de Ryan Mieras y Jack A. Puleo.

El CCM (Fig. 2.8a-b) contiene una probeta con 4 electrodos horizontales (0.33 mm de diámetro c/u con 0.6 mm de espaciamiento). El funcionamiento consiste en la generación de una corriente alterna a los 2 electrodos de los extremos mientras que los 2 electrodos intermedios miden el voltaje del campo circundante. Por lo tanto, el CCM mide la conductividad en un solo punto en la vertical y requiere de su constante reposicionamiento debido a las variaciones del fondo. La última versión del CCM (i.e., CCM+) incluye un motor interno y dos probetas adicionales capaces de medir a una alta resolución temporal (i.e., 100 Hz). Éstas modificaciones permiten el reposicionamiento automático de las probetas en la vertical y rastreo de las variaciones del fondo. El sistema de reposicionamiento es funcional en la escala temporal del grupo de ondas y no en la de la banda incidente (i.e., segundos) (van der Zanden et al., 2015). La alta resolución y espaciamiento horizontal permiten la estimación de la velocidad de las partículas en la capa activa del fondo mediante técnicas

de correlación. Su principal desventaja es que su uso está restringido al laboratorio. El CCP (Fig. 2.8c) contiene 32 electrodos posicionados verticalmente (0.001 m de espaciamiento) y su funcionamiento es similar. La corriente alterna generada cambia secuencialmente de los 4 electrodos utilizados de manera ascendente o descendente mediante el uso de multiplexores internos. De ésta manera, el CCP provee una medida de concentración cada milímetro en un rango vertical de 0.029 m. El uso de múltiples CCP sobrepuestos en la vertical, provee un rango mayor del perfil de C_{sf} . La gran ventaja del CCP es que su uso se extiende a estudios de campo bajo condiciones naturales (e.g. *Lanckriet et al.*, 2014; *Puleo et al.*, 2014a).

La estimación de TRANSED neto total en una coordenada x sobre el perfil de playa se obtiene mediante la sumatoria de los flujos de TRANSED neto ($Q_{sf}(t)$ y $Q_{ss}(t)$) en un periodo de tiempo dado (e.g., duración del *uprush* vs., duración del *backwash*). El TRANSED neto total también puede ser cuantificado de manera directa utilizando trampas de sedimento (*Horn y Mason*, 1994; *Masselink et al.*, 2009), trazadores de sedimento (*Masselink y Russell*, 2006), colecta de sedimento en pendientes truncadas (*Alsina et al.*, 2009; *Othman et al.*, 2014), o mediciones robustas de cambios en la morfología (*Blenkinsopp et al.*, 2011; *Masselink et al.*, 2009; *Weir et al.*, 2006).

2.2.1. Respuesta Morfológica y Continuidad

Una alternativa para la cuantificación de la tasa total del transporte es asumiendo continuidad de volumen y se basa en mediciones temporales de cambios morfológicos (e.g., *Alsina et al.*, 2012; *Blenkinsopp et al.*, 2010b, 2011; *Brocchini y Baldock*, 2008; *Masselink et al.*, 2009, 2010). Éste método ha sido ampliamente utilizado (e.g., *Baldock*, 2006; *Turner et al.*, 2008) ya que permite una inferencia de la tasa neta total del transporte, durante la totalidad de un evento o durante el intervalo entre mediciones de cambios morfológicos. *Masselink et al.* (2010) y *Blenkinsopp et al.* (2010b, 2011) utilizan los cambios en el nivel del fondo entre eventos y en diferentes coordenadas a lo largo de perfil de playa, para cuantificar la tasa de TRANSED total en una playa de alta energía. Sus estimaciones sugieren que la tasa de TRANSED neto durante un evento de swash (una ola) puede exceder los 100 kg m^{-1} , magnitud de un orden menor a la tasa total de TRANSED neto durante un ciclo de marea. *Masselink et al.* (2010) y *Austin y Buscombe* (2008) reportan resultados similares para una playa reflejante con berma.

Blenkinsopp et al. (2011), muestra que el 90% de los cambios en el nivel del fondo, observados entre eventos individuales de swash en condiciones naturales, son del orden de

0.01 m con respecto al nivel inicial del fondo. En su estudio, la variabilidad del fondo está mejor representada por una distribución Gaussiana independientemente de si los cambios morfológicos exhibieron erosión o acreción. Lo anterior es confirmado por *Puleo et al.* (2014a), en donde también una distribución Gaussiana se ajusta a la variabilidad del fondo en un playa macromareal de alta energía. En su estudio, la mayoría de las variaciones del fondo son menores a 0.01 m. Sin embargo, cambios puntuales mayores a 0.02 m son reportados y atribuidos a eventos individuales aislados. Por lo tanto, los autores categorizan a eventos individuales de swash en base a las variaciones en el fondo generadas como: eventos que inducen cambios de insignificantes (≤ 0.007 m) a moderados (~ 0.01 m) (e.g., *Blenkinsopp et al.*, 2011; *Houser y Barrett*, 2010; *Masselink et al.*, 2010), así como eventos de inducen cambios notables (≥ 0.015 m). La habilidad de un evento individual de generar cambios tan significativos sugiere que posiblemente solo unos cuantos eventos son capaces de alterar la configuración final de la playa durante una marea (*Blenkinsopp et al.*, 2011; *Caceres y Alsina*, 2012; *Masselink et al.*, 2009; *Puleo et al.*, 2014a).

2.2.2. Evolución temporal del transporte

La concentración de sedimentos para un flujo libre e individual de swash es máximo al momento de la llegada del bore y durante el incremento en la profundidad del flujo (Fig. 2.5f). Durante el *uprush*, C_{ss} puede exceder los 100 gl^{-1} en playas con pendiente suave o pronunciada (*Aagaard y Hughes*, 2006; *Alsina y Caceres*, 2011; *Caceres y Alsina*, 2012; *Masselink y Russell*, 2005, 2006; *Puleo et al.*, 2014b, 2015), con una distribución más homogénea en las porciones bajas de la columna de agua (*Masselink y Russell*, 2005; *Puleo et al.*, 2014b). Mientras tanto, C_f se incrementa rápidamente a medida que el fondo siente los esfuerzos cortantes y se dilata (*Bagnold*, 1966a; *Lanckriet et al.*, 2013; *Puleo et al.*, 2014a). La mayoría de las veces, no se cuentan con mediciones de velocidad dentro de δ_{sf} . Por lo tanto, el perfil de C_{sf} se asume como lineal (*Puleo et al.*, 2014a, 2015), de manera similar a estudios que sugieren un decaimiento en el perfil de la velocidad de forma exponencial a la 1/2 (*Wang y Yu*, 2007) o 3/4 (*Sumer et al.*, 1996). En general durante ésta fase, C_{sf} puede alcanzar magnitudes que son un orden mayor a las de C_{ss} y, por lo tanto, q_{sf} suele exceder a q_{ss} . Sin embargo, el rango vertical dentro del cual la integral de las ecuaciones 2.21 y 2.22 es definido causa que Q_{ss} domine sobre Q_{sf} durante la mayoría del *uprush* (*Puleo et al.*, 2015).

La contribución de los dos tipos de regímenes de TRANSED es similar durante la fase de la reversión del flujo mientras el sedimento se deposita y δ_{sf} se reduce. Durante el inicio del *backwash*, los valores de C_{ss} vuelven a incrementarse pero en menor magnitud que los

observados durante el *uprush* (Hughes *et al.*, 2007; Masselink y Russell, 2005, 2006; Puleo *et al.*, 2015). En el caso de C_{sf} , también se incrementa y su estructura está bien representada por un perfil vertical con una cola exponencial (Lanckriet *et al.*, 2014; O'Donoghue y Wright, 2004) independientemente de grosor de δ_{sf} . La autosimilitud del perfil vertical de C_{sf} sugiere que si tan solo δ_{sf} y un valor puntual de C_{sf} son conocidos, entonces C_{sf} puede ser predicha a lo largo de todo el perfil. Algunos modelos analíticos para la determinación de δ_{sf} se plantean en Dong *et al.* (2013), Lanckriet y Puleo (2015), Malarkey *et al.* (2003), y Wilson (1987). Durante la mayor parte del *backwash*, q_{sf} suele exceder a q_{ss} (Puleo *et al.*, 2015) y por consiguiente, Q_{sf} domina sobre Q_{ss} . La dominancia de Q_{sf} queda manifiesta por la predominancia de la turbulencia relacionada al fondo sobre la relacionada al bore en superficie. Durante la última parte del *backwash*, el flujo pierde la capacidad para suspender sedimento debido al asomeramiento y desaceleración. En éstos instantes, todo el TRANSED se genera por carga de fondo Q_{sf} (Puleo *et al.*, 2015).

2.2.3. Capacidad de predicción del transporte

Exsiste una amplia variedad de de modelos predictivos del transporte. En su mayoría, los estudios revelan grandes limitaciones en su aplicación en condiciones de ZS (e.g., Aagaard y Hughes, 2006; Butt *et al.*, 2005; Hughes y Moseley, 2007; Hughes *et al.*, 2007; Masselink y Russell, 2006). Otros estudios indican una capacidad predictiva moderada (e.g., Masselink y Russell, 2005; Masselink *et al.*, 2009; Othman *et al.*, 2014; Puleo *et al.*, 2003). La principal limitación se debe a que dichas expresiones han sido generadas para flujos estacionarios y unidireccionales. La asimetría típica de los flujos de swash y su cambio de dirección genera que los coeficientes de calibración utilizados en dichas expresiones, varíen en fase y en función de la posición a lo largo del perfil de playa (Aagaard y Hughes, 2006; Masselink y Puleo, 2006). La turbulencia relacionada al bore es otro de los factores que afecta de manera importante las tasas de TRANSED. De hecho, cuando la turbulencia se incluye como un mecanismo adicional, la predicción del TRANSED mejora de manera significativa (Aagaard y Hughes, 2006; Alsina *et al.*, 2009). La turbulencia no es una fuerza y debe de ser incluida en conjunto con otros términos. Aagaard y Hughes (2006) asumen que w está altamente relacionada a la turbulencia, y que τ_{xy} es un producto de u y w . Butt *et al.* (2004) asumen que el TRANSED es producto de u y de la suma de τ_{xy} y la turbulencia. Dicho planteamiento mejora la predicción de tasas netas de TRANSED en un 55 %. Sin embargo, Alsina y Caceres (2011) demuestran que Q_{ss} tiene una baja correlación con la ECT, lo que sugiere que la inclusión empírica de la turbulencia en fórmulas de transporte requiere de mayor atención y

estudio.

Una mejor representación del TRANSED está dada por modelos numéricos más robustos (*process-based numerical models*) acoplados. El grado de acoplamiento (i.e., no acoplado, débil o completo) entre la hidrodinámica y los módulos de transporte y respuesta morfológica está ligada a la escala temporal de interés. Un acoplamiento débil o completo es posible para la evaluación de procesos a una escala intraevento (*Kelly y Dodd, 2010*). Sin embargo, la respuesta debido a un evento y tasas de TRANSED no son muy diferentes a las obtenidas a partir de un esquema no acoplado (*Postacchini et al., 2014*). En cambio, las mejoras provenientes de un esquema con acoplamiento completo se reflejan a medida que la escala temporal es mayor. *Zhu y Dodd (2015)* acoplan un modelo unidimensional promediado en la vertical para aguas someras (NSWE) con un modelo de advección de sedimento y ecuaciones de evolución de respuesta morfológica. La predicción del modelo indica que tanto Q_{ss} como Q_{sf} inducen diferentes rasgos en la morfología y que el acoplamiento entre los dos módulos de transporte no afecta la solución de manera significativa. Sin embargo, dicho esquema numérico se aplica a condiciones idealizadas, en donde los efectos de la turbulencia no han sido considerados. Otro tipo de modelos numéricos basados en teoría cinética de colisiones entre granos (e.g., *Amoudry et al., 2008*) pueden ser más aptos para predecir el TRANSED en ZS. Las interacciones partícula-partícula se vuelven recíprocamente importantes, tanto para el TRANSED y la hidrodinámica, en altas concentraciones de sedimento y magnitudes altas de esfuerzos cortantes como es el caso de la ZS (*Bakhtyar et al., 2009*).

Por otro lado, las tasas de TRANSED generalmente son relacionados a mecanismos locales únicamente. Sin embargo, la advección de sedimentos desde la zona de surf o tras la ocurrencia de alguna interacción, contribuye de manera muy importante y alteran las tasas de TRANSED en ZS. El sedimento que arriva desde la zona de surf se refiere al sedimento pre-suspendido (*Hughes y Moseley, 2007; Pritchard y Hogg, 2005*). Los valores máximos de carga de TRANSED ocurren: *i*) en la zona interna de swash, cercana a la frontera de surf-swash, para interacciones *backwash-bore débil*; y *ii*) en las coordenadas medias de la ZS para interacciones *backwash-bore fuerte* (*Jackson et al., 2004*). Aunque existe un consenso general en que la suspensión y advección de sedimento puede ser definida, en gran medida, en función del tipo y grado de interacción swash-swash (e.g., *Blenkinsopp et al., 2011; Brocchini y Baldock, 2008; Caceres y Alsina, 2012; Erikson et al., 2005; Hughes y Moseley, 2007; Jackson et al., 2004; Masselink et al., 2009*). *Caceres y Alsina (2012)*, aún no existen estudios capaces de caracterizar dicha relación de manera más concluyente o paramétrica.

Capítulo 3

Planteamiento del Problema

Los principales temas abordados en la presente investigación están enfocados a mejorar nuestro conocimiento de la dinámica en la zona de swash, específicamente:

1. Hidrodinámica: capa límite y turbulencia.
2. Transporte de sedimento: importancia relativa de los modos de transporte.
3. Inundación en playas: el rol de la incertidumbre en la predicción del runup

La importancia del estudio de la física de estos procesos se traduce en una mejor capacidad para el diseño de obras costeras y estrategias para el control de la erosión de playas. Los problemas fundamentales relacionados a los temas de investigación seleccionados se elaboran a continuación.

3.0.1. Procesos de Capa Límite en el Fondo y Turbulencia

La capa límite de fondo (CLF) es la región de transferencia de momentum entre las partículas del fluido y el fondo (*Nielsen*, 1992). La teoría de capa límite para una placa plana (TCLPP) de Prandtl y von Karman (*Schlichting*, 1979) es el fundamento existente de mayor aplicación a las condiciones hidráulicas presentes en ZS (ver Anexo C para el desarrollo matemático). Dicha teoría expresa el grosor de la capa límite (δ_{CLF}), en función de la profundidad h , velocidad característica del flujo (e.g., promediada en la vertical U), y de las propiedades viscosas del fluido (Fig. 3.1). La transferencia de momentum del fluido genera la fuerza suministrada a los elementos del fondo a través de esfuerzos cortantes τ_{xz} . La principal limitación se refiere a que la TCLPP asume condiciones estacionarias y unidireccionales en el flujo. En consecuencia, la TCLPP no contempla las variaciones en el régimen hidráulico del flujo (e.g., supercrítico a crítico o viceversa) que caracterizan a los

flujos en ZS en sus principales fases de movimiento. Asimismo, los cambios en la dirección, aceleraciones locales, y variaciones en la viscosidad efectiva del fluido (ν) no están incluidos en la TLCPP.

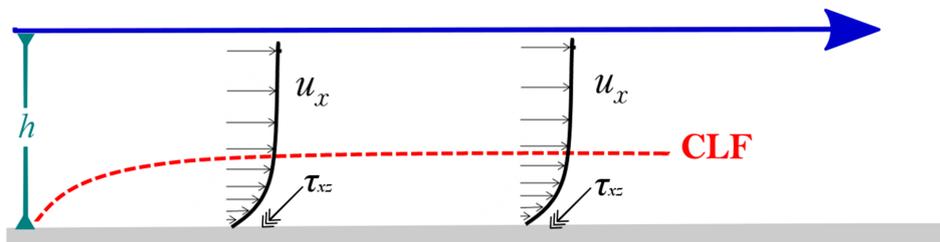


Figura 3.1: Esquema conceptual de la capa límite en el fondo (CLF) para un flujo estacionario sobre un fondo plano.

Otra limitante importante, se refiere a las fluctuaciones del nivel freático que ocurren en la ZS en frecuencias similares a las del oleaje (*Brocchini y Baldock, 2008; Horn, 2006; Turner y Nielsen, 1997*). Los gradientes locales de presión (Fig. 3.2) generan flujos de masa y momentum desde/hacia la superficie/subsuperficie (i.e., infiltración/exfiltración), teniendo implicaciones *i*) directas e *ii*) indirectas en el desarrollo de la CLF (*Kikkert et al., 2013*). *i*) se refiere al incremento/disminución de los esfuerzos cortantes y consecuente hundimiento/ensanchamiento de la CLF. Asimismo, la succión/inyección de turbulencia limita/favorece el desarrollo de la CLF (sección 2.1.5). Mientras que *ii*) es definido por *Baldock y Nielsen (2010b)* como el *efecto de continuidad* y se refiere a la modificación en los términos del balance de momentum debido a la pérdida/ganancia de volumen de agua en el flujo superficial. El problema radica en que las cuantificaciones directas más confiables de esfuerzos cortantes provienen de estudios experimentales, en donde el fondo es fijo e impermeable. Además, mediciones simultáneas del flujo superficial y subsuperficial son sumamente escasas. Una excepción muy relevante a lo anterior, son los estudio secuenciales de *Kikkert et al. (2012)* y *Kikkert et al. (2013)* referentes a flujos individuales de swash sobre fondos fijos-impermeables y fijos-permeables. Dichos estudios representan una fuente de datos muy confiable para examinar el desempeño del modelos numéricos y el papel que juega la porosidad en la hidrodinámica de swash.

La turbulencia se relaciona a la transferencia en cascada de la energía contenida en el flujo, desde la escala definida por la geometría del flujo hasta la escala de la viscosidad (i.e., molecular). La transferencia de energía es responsable del transporte de masa y momentum, fenómenos de mezcla, y disipación (*Pope, 2000*). La turbulencia en ZS es capaz de disipar la mayor parte de la energía contenida en la banda incidente del oleaje. A su vez, la turbulencia

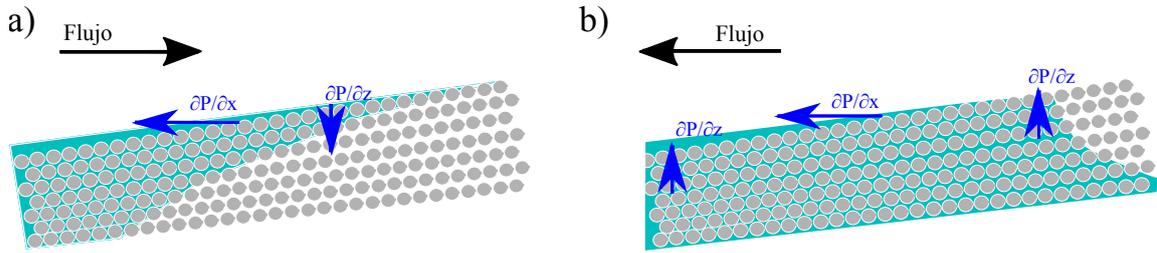


Figura 3.2: Esquema conceptual de los gradientes locales de presión (flechas azules) en la interfase del flujo superficial y subsuperficial, confinado por los elementos del medio sedimentario (círculos grises), durante la fase **a)** del ascenso, y **b)** del descenso.

relacionada al bore y relacionada al fondo modulan la CLF y contribuyen al balance de fuerzas relacionados al transporte de sedimentos. Sin embargo, su descripción detallada es un reto mayor debido a la alta resolución espacio-temporal requerida para su cuantificación o modelación directa; y a la modificación del contenido energético circundante tras la generación de vórtices alrededor de los sensores de medición *in situ*.

Existen varios modelos para la turbulencia que van desde su solución directa (*Direct Numerical Simulation* - DNS); parcialmente directas, mediante parametrizaciones de las escalas más pequeñas (e.g., *Large Eddy Simulation* - LES); y aproximadas estadísticamente, mediante el uso de coeficientes empíricos para el cierre de ecuaciones gobernantes (e.g., $k - \omega$, $k - \epsilon$). La descripción de la turbulencia puede realizarse mediante las ecuaciones promediadas de Reynolds (RANS), las cuales permiten la descomposición de componentes medias ($\bar{\quad}$) y fluctuaciones turbulentas ($'$). La ecuación del balance de la energía cinética turbulenta (k) puede ser obtenida al *i*) multiplicar las ecuaciones de Navier-Stokes por la velocidad media del flujo, *ii*) realizar un promediado en el tiempo de los términos y, *iii*) sustraer la energía cinética del flujo medio (Tennekes y Lumley, 1972). Esto se expresa como

$$\underbrace{\frac{\partial k}{\partial t}}_{\text{I}} = \underbrace{-\bar{u}_j \left(\frac{\partial k}{\partial x_i} + \frac{\partial k}{\partial x_j} \right)}_{\text{II}} - \underbrace{\frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right]}_{\text{III}} + \underbrace{\overline{u'_i u'_j} \frac{\partial u'_i}{\partial x_j}}_{\text{IV}} - \underbrace{2\nu S_{ij} S_{ij}}_{\text{V}}, \quad (3.1)$$

donde t es tiempo, u_i es la componente i del vector de velocidad, g_i la componente gravitacional, $S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u'_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u'_j}{\partial x_i} \right)$ es el tensor de deformaciones de las fluctuaciones, $\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\epsilon}$ es la viscosidad de remolino, C_μ es un coeficiente que depende del tensor local de deformación, y $\sigma_k = 1$. Por lo tanto la tasa temporal de cambio de ECT (I) está dada por la convección del flujo medio (II), los términos difusivos de transporte debido a gradientes

de presión, fluctuaciones turbulentas y esfuerzos viscosos (III), la producción local de ECT (IV) y la disipación de ECT (V) hacia escalas menores y en forma de calor (Pope, 2000). Cabe mencionar que la evaluación de la Eq. 3.1 bajo esquemas RANS de modelación, permite el desglose de la dominancia de cada término del balance. Lo cual, es una de las principales ventajas de su aplicación en el campo de la ingeniería de costas (Pedrozo-Acuña y Torres-Freyermuth, 2011).

3.0.2. Estimación de Tasas de Transporte de Sedimentos

La principal limitación en el estudio de la ZS se debe a la incapacidad de medir directamente los flujos instantáneos de TRANSED en toda la columna de agua y dentro de la capa activa del fondo. Ante ésta gran limitación, la estimación del TRANSED se basa en modelos empíricos. En su gran mayoría, los modelos de transporte plantean que la fuerza responsable para la movilidad del sedimento recae en los esfuerzos cortantes del fondo (Nielsen, 1992). Dicho planteamiento se engloba en el parámetro de Shields el cual está en función de la velocidad de fricción (u_*), el tamaño de sedimento en su forma adimensional (D_*), y la gravedad específica del sedimento ($s = \frac{\rho}{\rho_s}$; ρ_s es la densidad del sedimento)

$$\theta = \frac{u_*^2}{(s-1)gD_*}, \quad (3.2)$$

donde $D_* = \left[\frac{g(s-1)}{\nu^2}\right]^{1/3} d_{50}$, d_{50} es el tamaño nominal del sedimento, y $\nu = 10^{-6} m^2 s^{-1}$ es la viscosidad cinemática del agua. Las partículas de sedimento se mueven cuando se supera el valor crítico de Shields (θ_{cr}) o una velocidad de fricción crítica ($u_{*,cr}$). Para los flujos en ZS, la expresión 2.23 debe de incluir una corrección debido al gradiente del perfil de playa, lo cual incrementa el valor de θ_{cr} en un 15%, 8% y 5% para pendientes 1:10, 1:20, 1:30 respectivamente (Othman et al., 2014). La corrección está dada por (Fredsoe y Deigaard, 1992):

$$\theta_{cr} = \theta_{cr,\beta=0} \left(1 \pm \frac{\tan \beta}{\tan \alpha}\right) \cos \beta, \quad (3.3)$$

donde $\tan \beta$ y $\tan \alpha = 0.63$ son el ángulo de la pendiente de playa y de reposo del sedimento, respectivamente. El valor de Shields crítico sobre un fondo plano $\theta_{cr,\beta=0}$ puede ser estimado por el diagrama de Shields o por las siguientes expresiones

$$\theta_{cr,\beta=0} = \begin{cases} 0.14D_*^{-0.64}, & 4 < D_* \leq 10 \\ 0.04D_*^{-0.1}, & 10 < D_* \leq 20 \\ 0.13D_*^{0.29}, & 20 < D_* \leq 150. \end{cases} \quad (3.4)$$

Existen diferentes expresiones de TRANSED basadas en el número de Shields (ver *Fredsøe y Deigaard*, 1992; *Nielsen*, 1992, para fórmulas existentes). En general, su aplicación se complica debido a que la medición directa de esfuerzos cortantes es extremadamente difícil. En general, los esfuerzos cortantes son estimados a partir de mediciones y modelos de distribución de velocidad (e.g., ver secciones 2.1.2 y 2.1.5), en dónde la ley cuadrática de arrastre (Eq. 2.6) es utilizada. Ésto resulta en una dependencia de la tasa del transporte en la velocidad del flujo: $Q \propto \tau^n \propto c_f u^2 \propto u^3$, donde n es usualmente mayor a 1. La dependencia es de $Q_s \propto u^4$ para la carga en suspensión y de $Q_f \propto u^3$ para la carga de fondo (*Bailard*, 1981). Sin embargo, los modelos de distribución de la velocidad asumen condiciones que no son propias de las características del flujo en ZS (ver sección 2.1.2 y 2.1.4). Además, el valor puntual de la velocidad puede no estar relacionada únicamente al esfuerzo cortante en el fondo (*Masselink y Puleo*, 2006). Existen otros elementos físicos que usualmente no están consideradas o debidamente representados en los modelos existentes, limitando su capacidad predictiva, como son

- los esfuerzos cortantes son dependientes de la aceleración local, por lo que
 - el coeficiente de fricción varía durante las diferentes fases del flujo, y
 - son influenciados durante el cambio de dirección entre dos eventos sucesivos;
- la advección de sedimento pre-suspendido contribuye de manera importante en la carga total de sedimento; y
- la turbulencia del bore promueve la advección, suspensión, y re-suspensión del sedimento.

La única información realmente directa de relevancia para el cálculo de tasas de transporte son los cambios morfológicos en el tiempo. El método de continuidad es comunmente utilizado para estimar tasas netas totales de transporte (sección 2.3.3). La Fig. 3.3 ilustra el planteamiento del método de continuidad en condiciones experimentales.

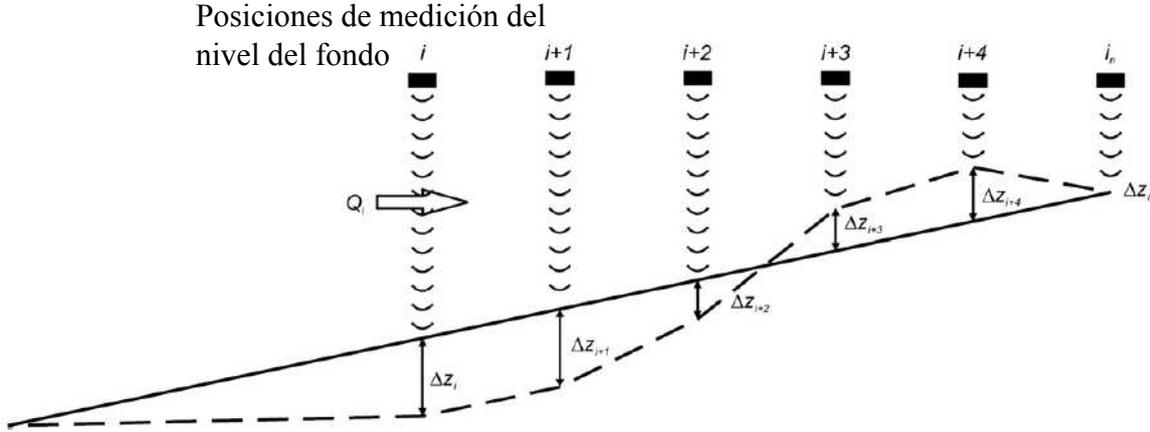


Figura 3.3: Continuidad de volumen para la cuantificación de la tasa neta total del transporte de sedimento (Q), a partir de mediciones puntuales de cambios de nivel del fondo (ΔZ) en posiciones (i) a lo largo del perfil de playa. Adaptado de *Blenkinsopp et al.* (2011)

El flujo neto total del transporte de sedimento medido por un sensor en una posición dada a lo largo del perfil (i.e., i en Fig. 3.3) para cada evento de swash, se expresa como

$$Q_i = \frac{\Delta x}{2} (\Delta z_i + 2\Delta z_{i+1} + \dots + 2\Delta z_{n-1} + \Delta z_n), \quad (3.5)$$

donde, Δx indica el espaciamiento entre sensores ó posiciones fijas de medición en la dimensión x , y n el número de sensores o posiciones utilizadas. Éste método es indirecto y depende de la resolución temporal en la que la respuesta morfológica sea registrada. Típicamente se utilizan sensores acústicos (e.g., UDM) o LIDAR, los cuales miden las variaciones del fondo cuando éste está expuesto al aire. De ésta manera, los flujos netos de transporte en las diferentes fases de un evento de swash no pueden ser determinadas. El carácter más instantáneo de mediciones directas de cambios de nivel del fondo, lo proveen los perfiladores acústicos doppler de velocidad (ADPV). Éste tipo de sensores pueden rastrear el nivel del fondo basado en consideraciones de la amplitud de la señal medida (e.g., *Puleo et al.*, 2014a) a una alta resolución (100 Hz, y cambios mínimos de 1 mm). Si bien los ADPV permiten la estimación de Q mediante continuidad, los flujos de transporte no pueden ser asesorados. Lo anterior puede ser aliviado mediante mediciones de velocidad de los ADPVs con mediciones de C_{ss} por sensores ópticos (e.g., FOBS) y/o C_{sf} por sensores basados en conductividad (e.g., CCP). Sin embargo, los instantes que más contribuyen a los flujos de transporte (i.e., arribo del bore y *backwash* final) no pueden ser registrados. De manera paralela, las cuantificaciones de Q a partir de la colecta directa del sedimento (e.g., trampas de arena) no proveen información del tipo de transporte (i.e., por carga de fondo o en suspensión) que induce el cambio

morfológico observado. Conocer la dominancia relativa del tipo de régimen de transporte, en las diferentes fases de movimiento, es indispensable para una mejor representación y parametrización del transporte. Su determinación tiene que realizarse necesariamente a partir de mediciones directas por instrumentos *in situ* o bien por técnicas no invasivas (e.g., PIV) re-estringidas al laboratorio.

3.0.3. Factores de incertidumbre en la predicción de la inundación

El clima marítimo se define por la distribución estadística de diferentes estados de mar en base a un análisis medio o extremal. A su vez, un estado de mar se caracteriza por los parámetros estadísticos (e.g., altura H_s y periodo T_s significantes) y/o espectrales del oleaje (e.g., varianza σ^2 , anchura espectral ε y periodo pico T_z) durante un periodo de tiempo en el cual se asumen condiciones estacionarias (e.g., 1024 s). Dos estados de mar diferentes pueden presentar los mismos parámetros estadísticos del oleaje pero poseer una distribución espectral diferente. De manera similar, diferencias en la distribución angular de la dirección del oleaje genera estados de mar estadísticamente equivalentes pero espectralmente distintos. Lo anterior, se relaciona a la naturaleza estocástica del oleaje y representan fuentes de error importantes en la aplicación de modelos paramétricos para determinar la inundación de playas (Guza y Feddersen, 2012) como se describe en la sección 2.2.1.

Ahora bien, dos series temporales diferentes de oleaje pueden presentar los mismos parámetros estadísticos y la misma distribución espectral. Ésto se refiere a la aleatoriedad estadística e implica que un mismo estado de mar puede ser representado por un número infinito de series temporales de oleaje distintas. La aleatoriedad estadística como fuente de incertidumbre en la predicción de la inundación no ha sido previamente evaluada. Su determinación es relevante para fines prácticos de asesoría, diseño de obras de protección y prevención de riesgos. Por un lado, la disponibilidad de datos de runup medidos no es una opción asequible en la mayoría de los casos. Generalmente únicamente se cuenta con datos de oleaje, por lo que el uso de modelos paramétricos se vuelve necesaria para la predicción. Por otro lado, la correcta aplicación de modelos paramétricos requiere de su calibración debido a la naturaleza empírica de los coeficientes envueltos en su formulación (ver sección 2.2.1). Es entonces cuando el uso de modelos numéricos se vuelve esencial.

La modelación numérica bajo diferentes condiciones de oleaje y pendientes de playa, permiten la calibración de los coeficientes empíricos utilizados en los modelos paramétricos. Sin embargo, la limitante radica en que la predicción de la inundación se realiza de manera

determinista. Ésto necesariamente implica que la inundación resultante siempre será la misma para cada estado de mar. La contribución de la aleatoriedad estadística puede ser determinada mediante múltiples realizaciones de un mismo estado de mar; en las cuales, la serie temporal del forzamiento es variada de manera pseudo-aleatoria para cada realización. Resulta de particular interés conocer su importancia relativa a otras fuentes de error. En particular, a la rugosidad del fondo y a variaciones en la distribución espectral de la energía.

3.1. Objetivos

El objetivo general del estudio es contribuir con análisis detallados de la hidrodinámica, transporte de sedimentos y runup en la zona de swash que permitan mejorar las herramientas existentes para el diseño ingenieril de obras en la costa.

Para ello, se plantean los siguientes objetivos específicos:

1. Validar el uso de un modelo RANS para el estudio de la ZS.
2. Estudiar la capa límite y turbulencia dentro de la ZS.
3. Estudiar la importancia relativa de los modos de transporte en esta zona.
4. Evaluar la importancia de la incertidumbre natural en las predicciones del runup.

3.2. Hipótesis

La investigación tiene como hipótesis central que nuestro estado en el conocimiento de los procesos dinámicos en la ZS puede ser mejorado mediante un estudio integral basado en:

- simulaciones numéricas bajo un esquema capaz de proveer información confiable de las propiedades dentro de la capa límite de fondo y del flujo sub superficial; y
- modelado físico del transporte de sedimento bajo condiciones controladas en el laboratorio

En relación a los objetivos particulares antes descritos, se plantean las siguientes hipótesis puntuales:

1. Las características hidráulicas del medio sedimentario (i.e., permeabilidad y porosidad) son determinantes en la evolución de variables hidrodinámicas dentro de la capa límite de fondo.
2. La variabilidad de la inundación asociada a la aleatoriedad estadística en la generación de series temporales de oleaje es igual o mayor a otras fuentes de variabilidad (i.e., rugosidad del fondo, dispersión en frecuencia del oleaje).
3. La contribución de la carga de transporte por fondo es relevante y domina sobre la carga de transporte en suspensión en los instantes finales de movimiento del flujo de swash.

Capítulo 4

Metodología

4.1. Esquema integral

El planteamiento del presente estudio es integral; buscando con ello, elucidar los problemas planteados mediante el uso de diferentes enfoques. La figura 4.1 muestra de manera general las acciones, tipo de enfoque y productos que conforman el esquema integral planteado.

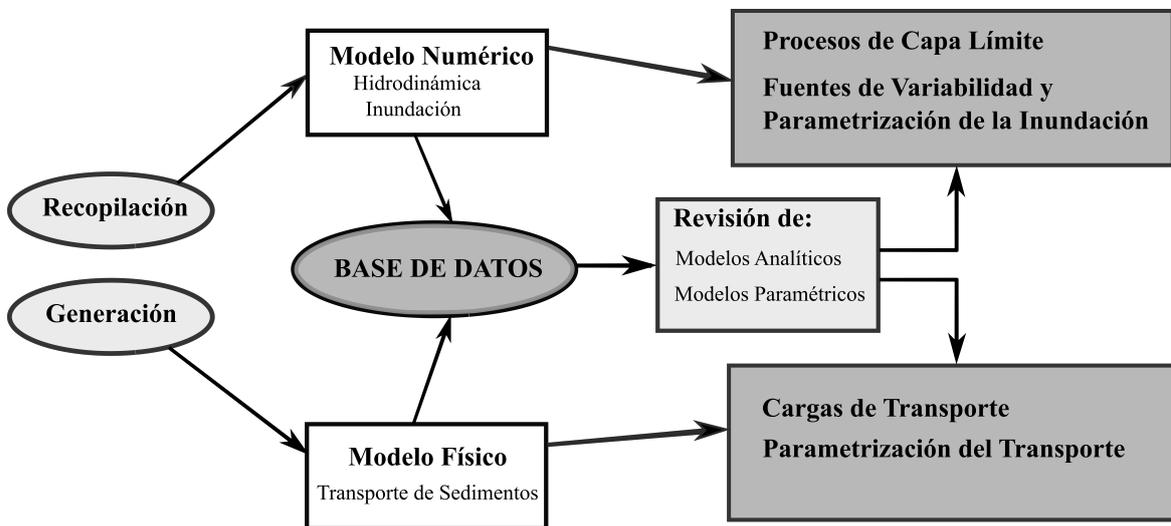


Figura 4.1: Diagrama de flujo del esquema integral planteado. El diagrama muestra las acciones (●), tipos de enfoque a seguir (□) y los productos generados (■).

El primer producto es una base de datos robusta para el análisis de variables envueltas en la dinámica de ZS en un amplio rango de condiciones. La base de datos se produce mediante la *i*) recopilación de datos existentes, provenientes de estudios realizados en playas naturales

y en el laboratorio; y la *ii*) generación de datos experimentales a partir de la implementación de un modelo físico. Por un lado *i*) sirve para revisión de la hidrodinámica e inundación, así como para la validación del modelo numérico y la generación de nuevos datos para la base de datos (e.g., campo de la turbulencia, esfuerzos cortantes). Por otro lado, *ii*) se emplea para investigar el transporte de sedimentos debido a las limitaciones del modelo empleado (así como cualquier otro modelo existente) para su estudio. El procesamiento y análisis de los datos numéricos y medidos, permiten la elaboración de una base de datos robusta para la revisión y descripción de procesos dominantes. Además, la base de datos permite la revisión de modelos empíricos y/o paramétricos existentes, así como su posible calibración y validación. Finalmente, el modelo físico y numérico son empleados para generar los productos siguientes:

- descripción detallada de mecanismos relacionados al desarrollo de la CLF, transferencia de energía (e.g., producción/disipación de la turbulencia) y cargas de TRANSED; y
- parametrización del transporte en ZS y de la incertidumbre en estimaciones de inundación .

4.2. Base de datos experimentales

La base de datos se compone de diferentes experimentos o set de datos, tanto en condiciones de laboratorio, de campo y generadas a partir de la modelación. El rango de condiciones reunidas por la base de datos es amplia (Fig. 4.2). En la escala temporal, se evaluaron datos que van desde el flujo de swash generado por una ola individual (e.g., rotura de presa u onda solitaria) hasta series temporales durante un ciclo de marea semidiurna (e.g., 6 hrs). En cuanto a la escala espacial, se cuentan con datos experimentales de laboratorio a una escala reducida hasta datos de campañas de campo a una escala real. Cabe mencionar que en su mayoría, la escala espacial de los datos es cercana o a escala prototipo. Ésto último es importante en el estudio de flujos de swash debido a su poca profundidad y altas velocidades, lo que impone grandes dificultades para la cuantificación de velocidades (especialmente). En consecuencia, cumplir con criterios de semejanza cinemática y dinámica resulta un mayor reto. El set de datos a escala reducida, correspondientes a (*Baldock y Huntley, 2002*) y (*Baldock, 2006*), se refieren a mediciones de superficie libre únicamente en dónde el flujo es semejante geoméricamente.

La base de datos comprende mediciones y/o estimaciones de propiedades físicas relevantes para el estudio de los procesos dinámicos de interés (tabla 4.1. Además, el uso de diferentes set de datos permite evaluar los proceso de interés (e.g., TRANSED, turbulencia, inundación) bajo diferentes condiciones de oleaje (e.g., rotura de presa, oleaje monocromático e irregular) y pendientes de playa (rango de 1:7 hasta 1:39).

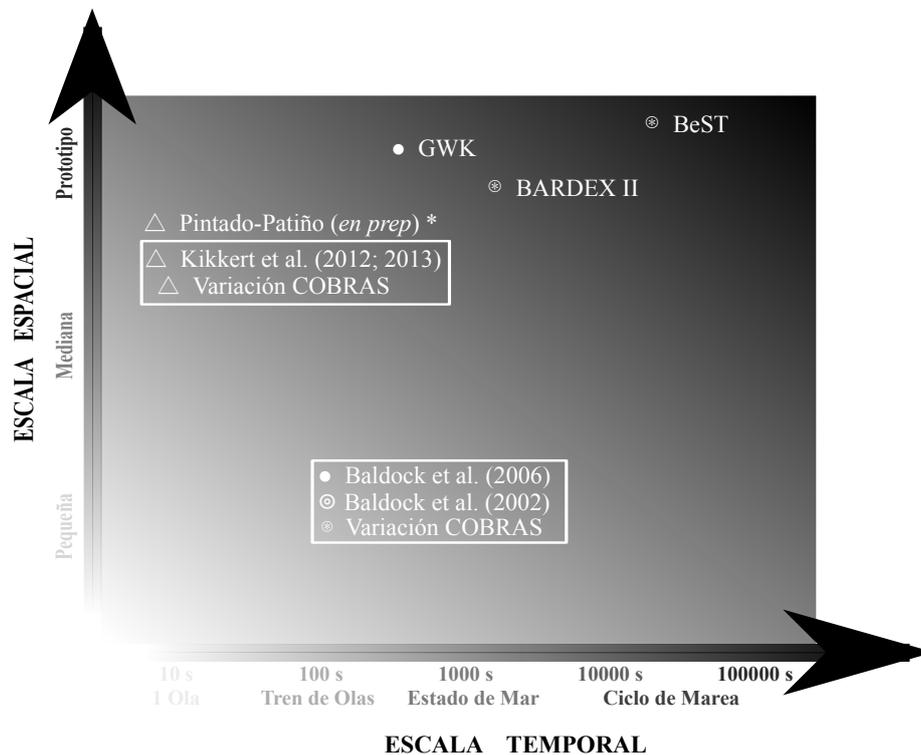


Figura 4.2: Esquema de las regiones espacio-temporales cubiertas por la base de datos a partir de set de datos recopilados, modelados, y generados en el modelo físico implementado (*). Los datos producidos a partir de la variación numérica de datos existentes se agrupan para su visualización (□). Cada set de datos se clasifica en base al tipo de oleaje como: rotura de presa - △, oleaje monocromático - ●, tren de olas transitorio - ◎, y oleaje irregular - ⊗. Acrónimos: *Pintado-Patiño et al.* (en prep.) (Modelo físico implementado), GWK (mediciones en el canal de oleaje *Großer Wellenkammal*), BARDEX (*Barrier Dynamics Experiment II*), BEST (*Beach Sediment Transport Study*), y COBRAS (modelo *Cornell Breaking Waves and Structures*.)

Tabla 4.1: Descripción de set de datos recopilados y generados, indicando la condición de oleaje, perfil de playa, las propiedades físicas medidas y/o extraídas del modelo numérico, y el proceso ó mecanismo analizado. Los sets de datos se enlistan de menor a mayor escala temporal.

SET	Oleaje	β	Medición	Modelación	Proceso
<i>Pintado-Patiño et al. (en prep.)</i>	Rotura de Presa	1:7	$h, u, w,$ C_{ss}, C_{sf}		TRANSED
<i>Kikkert et al. (2012, 2013)</i>	Rotura de Presa	1:10	$h, u, w,$	$\tau_{xz}, R,$	CLF, Balance de ECT, interacción swash-swash
	2 eventos consecutivos	1:10*	u', u'	k, ε	
<i>Baldock y Huntley (2002),</i> <i>Baldock (2006)</i>	Monocromático,	1:10	$\eta,$	$R_{2\%},$	Inudación
	Tren de olas transitorio	1:20*	R	S_{ss}, S_{ig}	
GWK	Monocromático Onda solitaria	1:6	$h, u, w,$ τ_{xz}	$k, \varepsilon,$ τ_{xz}, R	Rugosidad del fondo, ECT y Disipación
BARSED	Irregular	1:7	$P,$ u, w	$k, \varepsilon,$ τ_{xz}	Balance de ECT
BeST	Irregular	1:32 a	$P,$	$k,$	Validación
		1:39	u, v	ε	

* Variación numérica - COBRAS

4.3. Modelo Numérico

4.3.1. Descripción general

El modelo *Cornell Breaking Waves and Structures* (COBRAS) resuelve las ecuaciones de Navier Stokes con el promediado de Reynolds (RANS) en dos dimensiones 2DV con un modelo de cierre $k-\varepsilon$ para resolver la turbulencia. El modelo, desarrollado en primer lugar por la NASA (conocido como RIPPLE) fue adaptado por *Lin y Liu* (1998a,b) para el estudio de la evolución de trenes de olas, asomeramiento y rompimiento en la zona de surf. Posteriormente el código ha presentado mejoras importantes en cuanto a su aplicación para el estudio de interacciones oleaje-estructura (e.g., *Guanche*, 2009; *Hsu et al.*, 2002; *Lara et al.*, 2006a,b, 2008; *Losada et al.*, 2008), hidrodinámica de la zona de rompientes en playas (*Torres-Freyermuth et al.*, 2007, 2010). Asimismo, el modelo ha sido aplicado para el estudio de flujos en ZS (*Puleo et al.*, 2006; *Torres-Freyermuth et al.*, 2013).

4.3.2. Ecuaciones RANS-2DV

Si se asume que el fluido es incompresible, las ecuaciones de Navier-Stokes pueden tratarse mediante el promediado de Reynolds, el cual descompone el campo de las velocidades instantáneas u y el campo de presiones p en una componente media ($\bar{\quad}$) y una componente turbulenta ($'$). Las ecuaciones RANS tanto de continuidad y de momentum (ecuaciones 4.1 y 4.2, respectivamente) se expresan como

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0, \quad (4.1)$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{\tau}_{ij}}{\partial j} - \frac{\partial \overline{u'_i u'_j}}{\partial i}, \quad (4.2)$$

donde i, j denota las componentes en 1 o 2 dimensiones del flujo, x la coordenada espacial en la dimensión específica, t es el tiempo, ρ es la densidad del fluido, g_i la componente gravitacional en la dimensión i , τ_{ij} es el tensor de esfuerzos cortantes del flujo promedio. Para un fluido Newtoniano se tiene que:

$$\tau_{ij} = 2\mu S_{ij} + \rho \overline{u'_i u'_j} \quad (4.3)$$

y,

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (4.4)$$

donde $\mu = \nu\rho$ se refiere a la viscosidad dinámica y ν a la viscosidad cinemática. El término $\rho \overline{u'_i u'_j}$ es el tensor de esfuerzos de Reynolds y expresa la influencia de las fluctuaciones turbulentas alrededor del flujo medio, mientras que S_{ij} denota el promedio de las componentes del tensor de esfuerzos del flujo medio. Debido a que la ecuación de transporte del tensor de esfuerzos de Reynolds contiene términos que envuelven correlaciones de orden superior entre las componentes turbulentas del campo de la velocidad y presión, el modelo no lineal de viscosidad de remolino de *Shih et al.* (1996) basado en coeficientes empíricos es utilizado para cerrar las ecuaciones. El modelo asume que el tensor de esfuerzos de Reynolds se puede expresar como

$$\begin{aligned} \overline{u'_i u'_j} = & \frac{2}{3} \rho k \delta_{ij} - C_d \rho \frac{k^2}{\varepsilon} \left[\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right] - \rho \frac{k^3}{\varepsilon^2} \left[C_1 \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_l} \frac{\partial \bar{u}_l}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_l} \frac{\partial \bar{u}_l}{\partial x_i} - \frac{2}{3} \frac{\partial \bar{u}_l}{\partial x_k} \frac{\partial \bar{u}_k}{\partial x_i} \delta_{ij} \right] \\ & + C_2 \left[\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_k} \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_k} - \frac{1}{3} \frac{\partial \bar{u}_l}{\partial x_k} \frac{\partial \bar{u}_l}{\partial x_k} \delta_{ij} \right] + C_3 \left[\frac{\partial \bar{u}_k}{\partial x_i} \frac{\partial \bar{u}_k}{\partial x_j} - \frac{1}{3} \frac{\partial \bar{u}_l}{\partial x_k} \frac{\partial \bar{u}_l}{\partial x_k} \delta_{ij} \right] \end{aligned} \quad (4.5)$$

donde δ_{ij} es la delta de Kronecker, k es la energía cinética turbulenta, ε es la tasa de disipación de la energía turbulenta, dadas por

$$k = \frac{1}{2} \overline{u'_i u'_i} \quad ; \quad \varepsilon = \nu \overline{\left(\frac{\partial u'_i}{\partial x_k} \right)^2} \quad (4.6)$$

y la viscosidad de remolino ν_t puede ser expresada como:

$$\nu_t = C_d \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (4.7)$$

Para un flujo de viscosidad de remolino isotrópica, los coeficientes de cierre pueden ser considerados como $C_1 = C_2 = C_3 = 0$. Para condiciones donde v_t varía en las diferentes dimensiones, los valores constantes de $C_d = 0.9$, $C_1 = 0.0054$, $C_2 = -0.0171$ y $C_3 = 0.0027$ pueden ser utilizados en la expresión 4.5. Sin embargo, los coeficientes son modificados para evitar que la energía turbulenta $\overline{u'_i u'_j}$ adquiera valores negativos, de la siguiente manera

$$C_1 = \frac{1}{185.2 + D_{max}^2} ; C_2 = -\frac{1}{58.5 + D_{max}^2} ; C_3 = -\frac{1}{370.4 + D_{max}^2} \quad (4.8)$$

donde,

$$C_d = \frac{2}{3} \left(\frac{1}{7.4 + S_{max}} \right) ; S_{max} = \frac{k}{\varepsilon} \max \left(\left| \frac{\partial \overline{u}_i}{\partial x_i} \right| \right) ; D_{max} = \frac{k}{\varepsilon} \max \left(\left| \frac{\partial \overline{u}_i}{\partial x_j} \right| \right). \quad (4.9)$$

De las expresiones 4.9, se observa que cuando S_{max} y C_{max} se acercan a cero, los coeficientes empíricos toman los valores constantes antes mencionados.

4.3.3. Modelo k-ε para la turbulencia

El esquema para resolver el campo de la turbulencia asume un modelo estadístico tipo $k - \varepsilon$. Ahora bien, al momento en que las ecuaciones para k y ε son derivadas de las ecuaciones de Navier-Stokes, el tensor de esfuerzos de Reynolds aparece como el término de producción de turbulencia $-\overline{u'_i u'_j} \frac{\partial \overline{u}_i}{\partial x_j}$ y nuevamente, correlaciones de orden superior entre las componentes turbulentas deben de ser resueltas. Para ello, los coeficientes empíricos encontrados por *Rodi* (1980) son utilizados para cerrar las siguientes expresiones

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \overline{u}_j \frac{\partial k}{\partial x_j} = + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{v_t}{\sigma_k} + v \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] - \overline{u'_i u'_j} \frac{\partial \overline{u}_i}{\partial x_j} - \varepsilon, \quad (4.10)$$

y

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \overline{u}_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} + v \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] - C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} v_t \left(\frac{\partial \overline{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \overline{u}_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial \overline{u}_i}{\partial x_j} - C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (4.11)$$

donde

$$C_{1\varepsilon} = 1.44 ; C_{2\varepsilon} = 1.92 ; \sigma_k = 1.0 ; \sigma_\varepsilon = 1.3. \quad (4.12)$$

4.3.4. Ecuaciones VA-RANS

Las ecuaciones 4.1 y 4.2 dentro del medio poroso, no pueden ser resueltas de manera directa debido a la compleja estructura del medio (*Liu et al.*, 1999). Por lo tanto, las cantidades RANS son integradas dentro de un volumen de control V con un volumen intrínscico de fluido V_f , de la siguiente manera

$$\langle \phi \rangle = \frac{1}{V} \int_{V_f} \phi dV, \quad (4.13)$$

y

$$\langle \phi \rangle^f = \frac{1}{V_f} \int_{V_f} \phi dV, \quad (4.14)$$

donde $\langle \rangle$ indica el operador de promediado volumétrico de Darcy mientras que $\langle \rangle^f$ se refiere al operador de promediado del volumen intrínscico para una cantidad determinada ϕ . La relación entre ambos tipos de operadores está dada por $\langle \phi \rangle = n \langle \phi \rangle^f$, en donde la porosidad efectiva se define como $n = \frac{V_f}{V}$. La derivación de las ecuaciones RANS bajo el esquema del promediado volumétrico resultan en las llamadas ecuaciones VA-RANS (*Hsu et al.*, 2002). Éstas se expresan como

$$\frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_i} = 0, \quad (4.15)$$

y

$$\begin{aligned} \frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial t} + \frac{\langle \bar{u}_j \rangle}{n(1+C_A)} \frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_j} = \frac{1}{1+C_A} \left(-\frac{n}{\rho} \frac{\partial \langle \bar{p} \rangle^f}{\partial x_i} - \frac{\partial \langle \bar{u}_i' \bar{u}_j' \rangle}{\partial x_j} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle \bar{\tau}_{ij} \rangle}{\partial x_j} + n g_i \right) \\ - \frac{1}{1+C_A} \left(\frac{\alpha_n (1-n)^2}{n^2 d_{50}^2} \langle \bar{u}_i \rangle + \frac{\beta_n (1-n)}{n^2 d_{50}^2} \langle \bar{u}_i \rangle \langle |\bar{u}_i| \rangle \right). \end{aligned} \quad (4.16)$$

La ecuación 4.16 considera las fuerzas de arrastre en la interfase porosa por medio de un modelo hidráulico tipo Forchheimer modificado. Las expresiones para cada tipo de coeficiente de arrastre son derivadas de *van Gent* (1994), en términos de un parámetro adimensional lineal (α_n), turbulento (β_n) e inercial (ó de masa añadida, C_A). La contribución relativa de cada coeficiente es dependiente de la velocidad del flujo y las características hidráulicas del

medio poroso. El valor asignado a cada uno de los coeficientes puede tener implicaciones importantes en la atenuación del oleaje y disipación de energía (*Corvaro et al.*, 2010). Por lo tanto, los valores correspondientes deben de ser determinados mediante la calibración del modelo numérico para cada caso de estudio (ver sección 5.3).

4.3.5. Principales ventajas del modelo

En términos generales, los modelos basados en las ecuaciones RANS son muy apropiados para describir procesos en la proximidad de la playa ya que no emplean parametrizaciones para la propagación, transformación y rotura del oleaje. El nivel de detalle que proveen este tipo de modelos en cuanto a la velocidad, presión y campo de turbulencia, resulta de gran utilidad para el estudio de la hidrodinámica en la zona de surf y de swash (*Pedrozo-Acuña y Torres-Freyermuth*, 2011). Además, la capacidad de cómputo actual permite su aplicación para casos de estudio de corte ingenieril en tiempos de cómputo asequibles. Las principales ventajas del modelo COBRAS relevantes para el estudio, se enlistan a continuación:

- 1) Método de volumen de fluido (VOF) o método no conservativo de Young (también conocido como de celda y de marca, MAC) para rastrear la superficie libre. Éste método permite resolver discontinuidades en el flujo como gotas generadas por el rompimiento de olas y flujos turbulentos tipo bore.
- 2) Esquema de solución de las ecuaciones por diferencias finitas de segundo orden, donde la malla rectangular puede ser variable. Ésto permite alcanzar una alta resolución de malla en sub zonas de interés (e.g., dentro de la CLF).
- 3) Incluye un modelo hidráulico 2D tipo Forchheimer-Darcy para simular flujos sub superficiales. El modelo hidráulico se acopla mediante un modelo no lineal de transferencia de energía para incluir los efectos del medio poroso (e.g., producción y disipación).
- 4) El sistema de referencia puede ser rotado ya que las componentes de la gravedad pueden ser definidas arbitrariamente por el usuario, ganando resolución adicional de acuerdo a ciertas configuraciones del dominio.
- 5) Términos de tensor de esfuerzos son definidos por el usuario, considerando viscosidad turbulenta lineal (isotrópica), turbulenta no lineal (anisotrópica) o bajo el modelo de tensiones de Reynolds.

- 6) El campo de la energía cinética turbulenta, componentes del tensor de esfuerzos de Reynolds, velocidades, y presiones pueden ser obtenidos a una gran resolución espacial-temporal (e.g., gradientes). El código permite la evaluación de cada uno de los términos del balance involucrados en su formulación.

4.3.6. Implementación de casos experimentales

En la presente sección se engloban los elementos más generales relacionados a la implementación del modelo numérico mientras que la implementación de cada caso particular de estudio está contenida en el anexo C.

Coordenadas paralelas y perpendiculares al fondo

Debido a que el modelo COBRAS emplea el método de celdas parciales para la discretización de las variables a resolver, el enmallado del dominio computacional resulta pieza clave en los resultados obtenidos. Los flujos en ZS se propagan sobre una playa con pendiente. Por lo tanto, el uso de celdas parciales en ZS requiere de la rotación del dominio computacional para evitar la generación de presiones irreales en la cercanía del fondo (*Zhang y Liu, 2008*). La rotación del dominio implica una transformación del marco de referencia (i.e., x y z) a un sistema de coordenadas paralelas (x_c) y perpendiculares (z_c) al fondo. Al mismo tiempo, la rotación del dominio permite ganar mayor resolución cercana al fondo indispensable para una mejor representación del flujo en ZS (*Puleo et al., 2007; Torres-Freyermuth et al., 2013*). La transformación está dada por

$$x_c = x \cos(\theta) + z \sin(\theta) \quad \text{y} \quad z_c = -x \sin(\theta) + z \cos(\theta), \quad (4.17)$$

donde, $\theta = \tan^{-1}(\beta)$ es el ángulo de la pendiente en radianes y β es la pendiente de playa. La transformación del marco de referencia va acompañada de la modificación de los valores empleados para las componentes de la gravedad (i.e., g_x y g_z).

Malla computacional

En la mayoría de los casos simulados la malla computacional ha sido irregular para alcanzar una resolución capaz de representar correctamente las diferentes propiedades del flujo en ZS (e.g., frente del flujo, turbulencia del bore, asomeramiento durante el descenso). El uso de celdas parciales requiere una transición suave en el tamaño de malla con variaciones máximas en el orden de 5% en cada dimensión. Además, una relación de aspecto $\frac{\Delta x_c}{\Delta z_c}$ mayor a 0.5 y menor a 2.0 es aconsejable. En general, las mallas computacionales empleadas han seguido una relación $\Delta x_c < 2.5\Delta z_c$ para evitar efectos de falsa rotura (en consistencia con *Liu y Lin*, 1997).

Condiciones de frontera

El flujo medio en la superficie libre, es descrito por la condición de cero estrés y cero gradiente para k y ε (*Lin y Liu*, 1998b). La condición de frontera en el fondo está definida por la ley logarítmica para la componente u_x de la velocidad, y la condición cero para la componente u_z . La condición logarítmica se extiende desde el fondo hasta el nodo superior de la primera celda por arriba del fondo en la dimensión z_c . Tanto u_x como u_z son resueltas numéricamente en los nodos subsecuentes dentro de la columna de agua (*Lin y Liu*, 1998a; *Torres-Freyermuth et al.*, 2013). La componente u_z a la mitad del nodo superior de la primera celda por arriba del fondo ($u_{ab/2}$) es utilizada para determinar la velocidad de fricción u_* , como

$$u_* = \frac{\kappa \overline{u_{ab/2}}}{\ln \left(\frac{30z_{ab/2}}{K_s} \right)}, \quad (4.18)$$

donde $z_{ab/2}$ es la distancia desde el fondo hasta la mitad del nodo superior de la primera celda por arriba del fondo, $\kappa = 0.4$ es la constante de von Karman, y K_s es la rugosidad aparente de Nikuradse. Los esfuerzos cortantes se determinan en función de la viscosidad cinemática ν y viscosidad de remolino ν_t de la siguiente manera

$$\tau_{xz} = \rho (\nu + \nu_t) \left(\frac{\partial \overline{u_x}}{\partial z} + \frac{\partial \overline{u_z}}{\partial x} \right). \quad (4.19)$$

En la literatura existen diversas expresiones para determinar K_s en el rango de $K_s = d_{65}$ a $K_s = 5.1d_{84}$ (ver *Puleo y Holland*, 2001; *Sleath*, 1984, para una revisión). Por lo tanto, el valor de K_s ha sido diferente para cada caso de estudio. En la mayoría de los casos, $K_s = 2d_{50}$ ha sido utilizado por simplicidad. Sin embargo en otros casos, K_s ha sido una de

las variables de calibración del modelo.

Para los casos en donde el fondo ha sido definido como permeable, una condición especial de frontera ha sido impuesta para promover continuidad de masa y momentum entre el flujo superficial y el flujo subsuperficial. La condición está dada por el modelo $k-\varepsilon$ y valores de cierre determinados por *Nakayama y Kuwahara* (1999), los cuales son para flujos turbulentos con altos números de Reynolds (i.e., 1×10^5 a 1×10^7) e incluye los efectos adicionales de la turbulencia de micro escala en la interfase del fondo (*Hsu et al.*, 2002). Para la transferencia de propiedades medias del flujo, los coeficientes α_n , β_n , y C_A (ver ecuación 4.16) han sido determinados mediante su variación y la calibración del modelo (ver sección correspondiente en Anexo C).

4.4. Modelo Físico

El modelo físico ha sido diseñado para la cuantificación directa y simultánea de variables relacionadas al TRANSED a una alta resolución espacio-temporal durante eventos individuales de swash sobre un fondo movable. Con ésto se pretende evaluar los gradientes instantáneos de los flujos de TRANSED, y caracterizar la contribución relativa de cada modo de transporte (i.e., por carga de fondo y en suspensión) en las diferentes fases del flujo. El experimento a realizar busca alcanzar una alta similitud entre eventos para su validación estadística mediante el promediado de ensamble de 24 eventos.

4.4.1. Diseño Experimental

El experimento fué realizado en el canal de oleaje *Precision Wave Flume* dentro de las instalaciones del *Center for Applied Coastal Research* de la Universidad de Delaware, E.U.A (CACR-UD). Las dimensiones del canal son de 0.6 m de ancho, 33 m de longitud y 0.80 m de altura. El experimento comprendió una parte del canal, correspondiente a 16 m de su longitud. Los flujos de swash fueron generados por un forzamiento tipo rotura de presa de manera similar a estudios sobre fondos fijos previamente descritos para flujos en ZS (*Kikkert et al.*, 2012, 2013). El experimento consistió en un reservorio, una sección plana lisa e impermeable (zona de desarrollo del bore en Fig.4.3), y una playa de arena móvil que define la ZS. El origen del marco de referencia en las dimensiones x y z se localiza al pié de la pendiente de playa y la zona de swash se delimita a partir de la coordenada $x = 0$ hasta

$x = 5$ en la Fig. 4.3. El arreglo de sensores de medición se distribuye por 5 sensores de nivel (WG1-WG5) en la región de desarrollo del bore; 1 estación de sensores co-localizados (SGC) en la zona de transición, y 5 estaciones de sensores co-localizados (S1 - S5) en la zona de swash.

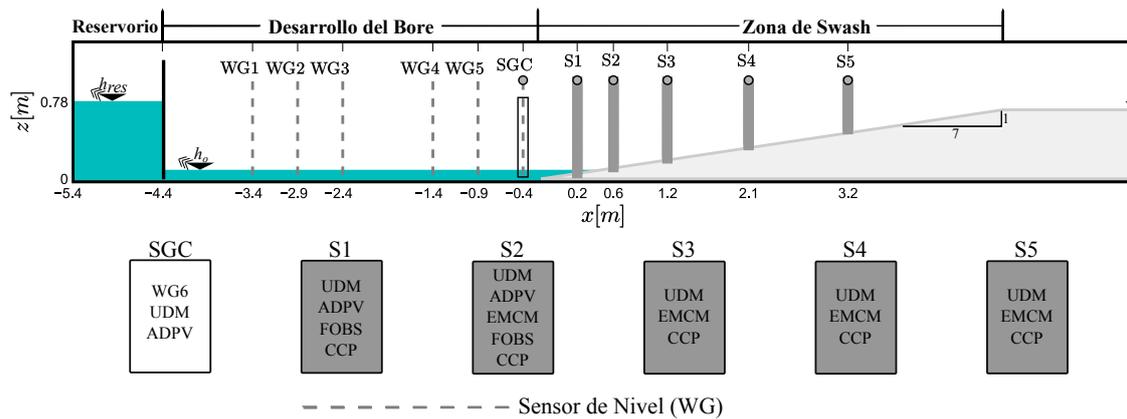


Figura 4.3: Esquema general del experimento, indicando los niveles de agua iniciales dentro del reservorio (h_{res}) y en la sección plana del canal (h_o). El origen del marco de referencia se ubica al pie de la pendiente de playa. El esquema muestra la ubicación de las estaciones de control en la región del desarrollo del bore (WG1-WG5 y SGC) y en la zona de swash (S1-S5). **Acrónimos:** sensor de nivel - WG, distanciómetro ultrasónico - UDM, perfilador acústico dopler de velocidad - ADVP, correntómetro electromagnético - EMCM, perfilador óptico de concentración de sedimento - FOBS, y perfilador de concentración de sedimento por conductividad - CCP

El experimento consiste en estimar el transporte en suspensión y por carga de fondo durante eventos de swash generados por la rotura de presa sobre una playa de arena móvil ($\beta = 1 : 7$; $d_{50} = 0.4 \text{ mm}$). Las condiciones iniciales están definidas por el nivel inicial del agua dentro del reservorio $h_{res} = 0.76 \text{ m}$ y fuera del reservorio $h_o = 0.06 \text{ m}$ (ver Fig. 4.3). El bore turbulento se genera mediante la apertura súbita de la compuerta en la zona de generación y la liberación de una masa de agua ($0.78 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} = 0.468 \text{ m}^3$ de agua sobre la zona de desarrollo del bore (ver Fig. 4.4). La masa de agua liberada se avalancha sobre la sección plana del canal y evoluciona en un bore turbulento con un número de Reynolds $\approx 5 \times 10^5$ ($u = 2.0 \text{ m s}^{-1}$, $h = 0.25 \text{ m}$; $\nu = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$). Una vez que el bore se propaga y homogeneiza por completo, colapsa en la zona de swash al pie de la playa arenosa, ubicada a 4.4 m de la puerta movable. Tras el colapso del bore se genera un flujo de swash con propiedades similares a las que caracterizan los flujos de swash en condiciones naturales. El flujo de swash asciende y desciende sobre la pendiente de la playa. En los instantes subsecuentes, el flujo se propaga hacia el extremo opuesto de la playa. El flujo es reflejado al llegar a la frontera dada por la pared interna del reservorio y se propaga nuevamente en dirección hacia la playa. Debido a que el estudio comprende elementos móviles de sedimento, una segunda compuerta (ver Fig. 4.4) es utilizada para evitar la

segunda excursión del flujo hacia ZS y minimizar sus posibles efectos en la morfología de la playa. La puerta se ubica en $x = -2.4$ m y desciende desde una posición elevada hasta el fondo del canal, mediante su liberación en caída libre.

4.4.2. Implementación

Forzamiento

El sistema de generación del bore turbulento se compone por el reservorio y la compuerta (1ª compuerta en Fig.4.4). El reservorio (1.0 m de longitud, 0.6 m de ancho y 0.78 m de alto) está compuesto de madera impermeable. La compuerta movable es de polietileno de 0.016 m de grosor y un estructura de aluminio como soporte. La puerta movable se mantiene en su posición inicial por la diferencia del nivel en cada uno de sus lados (i.e., presión hidostática) y un marco interno (0.05 m de ancho) perforado en las paredes y fondo del canal. El sistema de abertura de la compuerta se compone de una barra de acero que conecta un peso de 40 kg y un arco de acero en cada uno de sus extremos. El arco sostiene una cinta que a su vez, está conectada con la parte superior de la compuerta. La barra transversal esta sostenida por una estructura de acero y permite la rotación de la barra. De tal manera que la compuerta cierra el reservorio cuando el extremo de la barra con el peso es llevado a una elevación máxima mediante un malacate de uso rudo. En dicha posición, el peso de la barra es transferido a la estructura metálica mediante un soporte de acero con dientes. Cuando el soporte es liberado mediante un golpe súbito, el peso en caída libre de la barra impulsa la compuerta y el agua confinada cae desde su posición de equilibrio hacia la zona de desarrollo del bore. El movimiento resultante de la puerta es de 1.2 m en un tiempo aproximado de 0.5 s.

El diseño del mecanismo se ha realizado a un bajo costo y ha sido efectivo en generar las condiciones buscadas. El flujo generado es consistente con mediciones realizadas en playas naturales (e.g., *Puleo et al.*, 2014b; *Raubenheimer et al.*, 2004) y recrea la última fase de la propagación del oleaje en forma de bore turbulento satisfactoriamente. Dichas características están dadas por un flujo muy somero ($h \leq 0.50$ m) y altas velocidades máximas ($2.5 \geq u \leq -2 \text{ m s}^{-1}$). Es importante mencionar que las condiciones deseadas han sido logradas mediante la prueba de error de diferentes combinaciones de materiales para la compuerta, elasticidad de la cinta y diferentes pesos (por razones de seguridad).

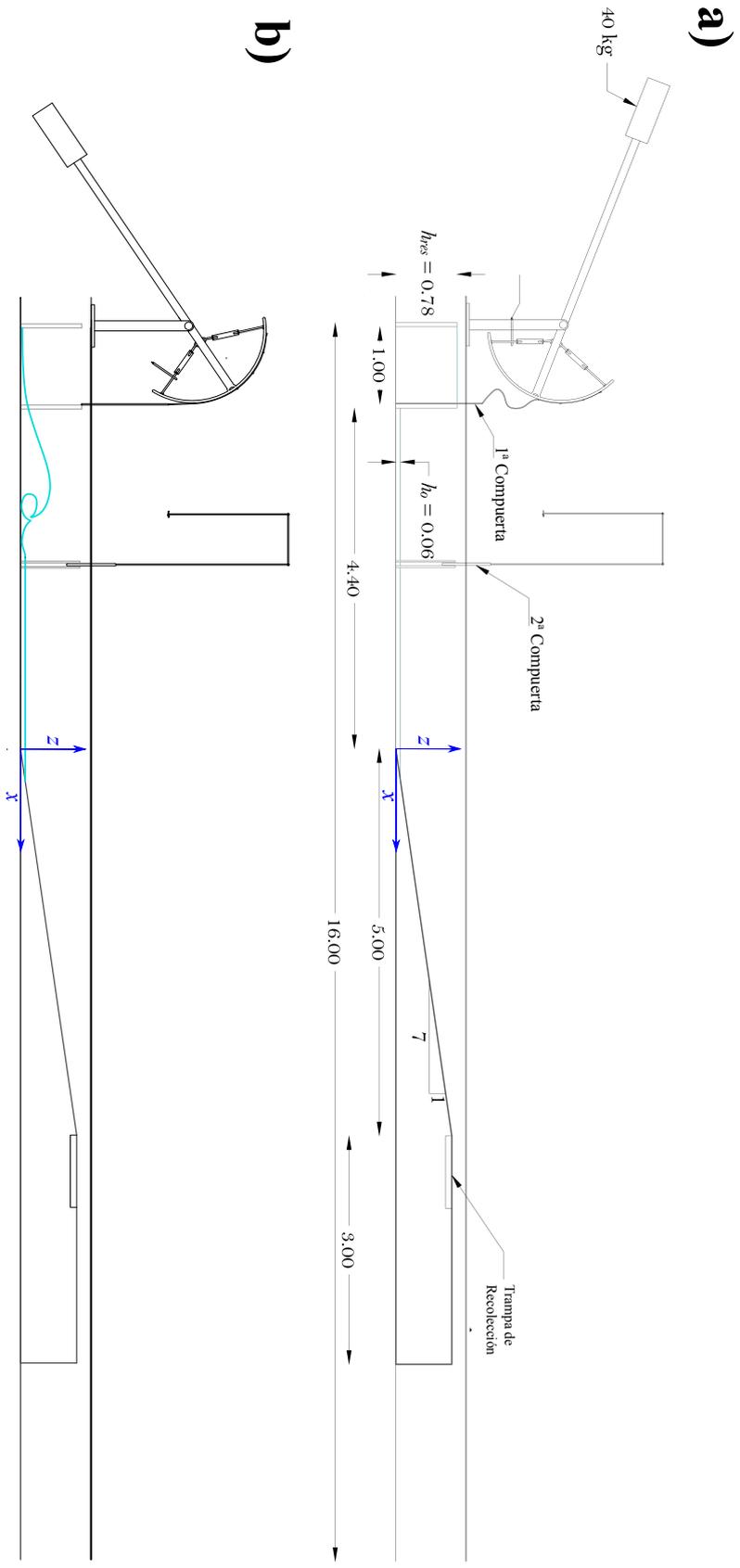


Figura 4.4: Diseño experimental durante a) condiciones iniciales, y b) el forzamiento.

Características del sedimento

El tamaño nominal del sedimento fué seleccionado en base a la disponibilidad del material, la respuesta morfológica observada y la resolución mínima del sistema implementado para medir el perfil de playa. Pruebas con arenas más gruesas ($d_{50} = 1.2$ mm) resultó en cambios morfológicos en el mismo orden que la mínima resolución del perfilador implementado. La tasa promediada a lo largo del perfil de playa entre el cambio local del fondo (Δz) y el error de muestreo del perfil resultaba en 0.009/0.005, mientras que con el tipo de arena seleccionada se logró una mejora significativa con una tasa correspondiente de 0.022/0.005.

El sedimento seleccionado es arena bien graduada ($\sigma = 0.33$) con un tamaño de grano efectivo de $d_k = 0.33$ mm y nominal de $d_{50} = 0.40$ mm (Fig. 4.6). Su concentración volumétrica bajo condiciones de saturación fué medida y determinada como 0.643 para la fracción de arena y de 0.357 para la fracción de agua.

Medición del perfil de playa

Un sistema de medición del perfil de playa fué implementado utilizando dos distanciómetros fotoeléctricos comerciales. Un sensor Wenglor con un rango de medición de 0.05 m a 3.0 m fué instalado en un carro capaz de moverse a lo largo del canal por medio de rieles



Figura 4.5: Sistema de generación del evento por rotura de presa

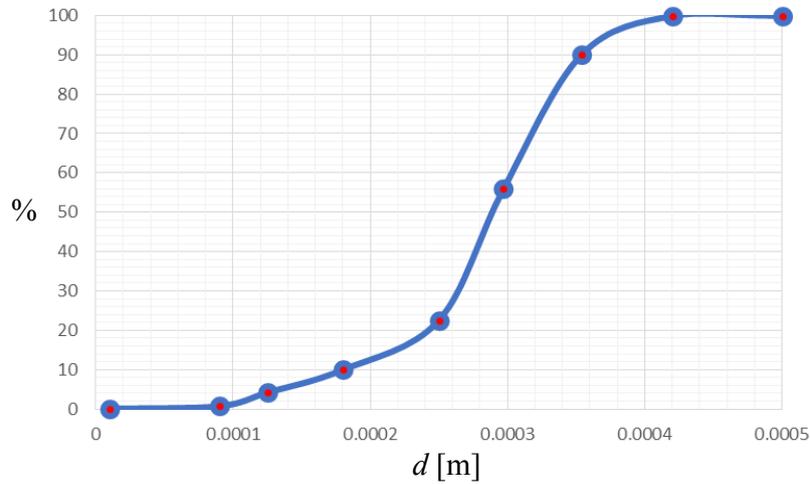


Figura 4.6: Distribución acumulativa del tamaño de grano (d) del sedimento

para medir la coordenada z de la pendiente de playa (laser 1 en Fig.4.7a). El carro utilizó un motor DC y un sistema de poleas para deslizarse a una velocidad constante (0.06 m s^{-1}) y minimizar el ruido en la señal reflejada del láser. Un segundo sensor Balluf BOD 63-HW-1 (ver Fig.4.7b) con resolución de $< 0.001 \text{ m}$ y un rango de medición de 0.2 m a 6.0 m fue fijado en un extremo del canal para medir la coordenada x del carro perfilador. Mediciones del perfil de playa en tres diferentes transectos a lo ancho del canal resultaron en variaciones mínimas ($< 0.005 \text{ m}$), validando la suposición de uniformidad del perfil a lo ancho del canal y demostrando que los efectos de pared eran despreciables.

Reconfiguración del perfil de playa

Otro aspecto de vital importancia para el buen resultado del experimento y promediado de ensamble, es garantizar las mismas condiciones iniciales en el perfil de playa entre eventos sucesivos. Por lo tanto, se diseñó y construyó un mecanismo para suavizar la playa (Fig. 4.8). El sistema consta de dos rieles de acero soportados por dos cajones de madera ($10 \times 0.36 \times 0.23 \text{ m}$). Los cajones de madera fueron necesarios para reducir la deformación de los rieles a lo largo del perfil de playa.

Los cajones de madera están unidos por dos tubos transversales de acero en cada extremo. En el extremo superior del perfil de playa, el tubo transversal descansa sobre una estructura de soporte compuesta de tubería de acero y abrazaderas. La estructura de soporte

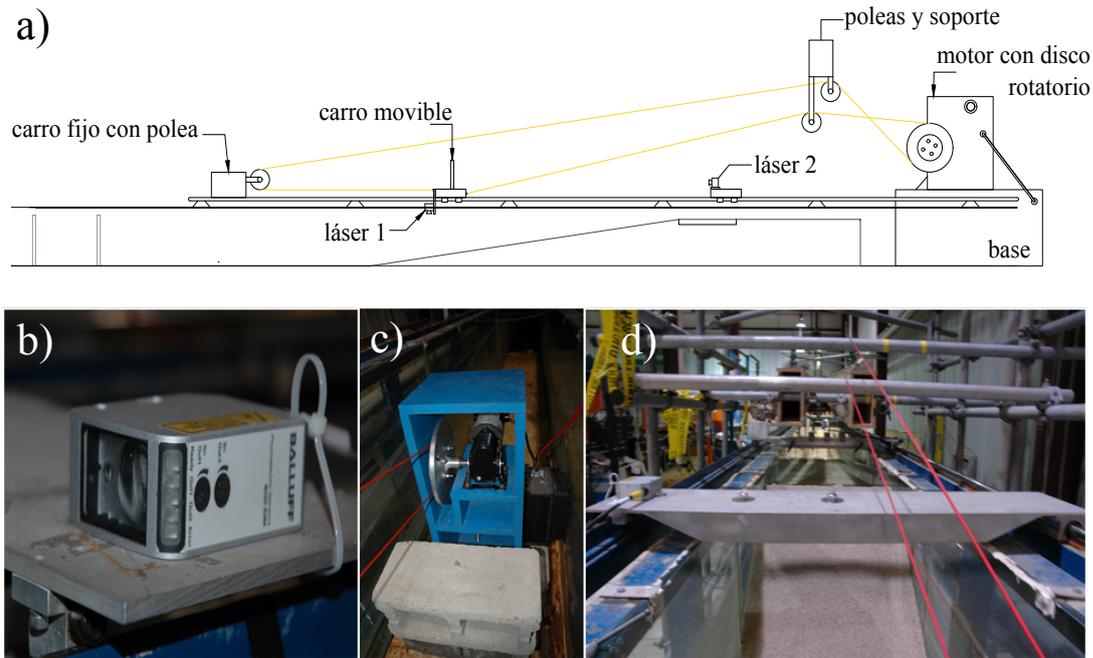


Figura 4.7: a) Esquema del sistema perfilador de playa. Aspecto real del b) láser 2 y c) motor con el disco rotatorio. d) Vista posterior del sistema.

se construyó en el exterior de ambos lados de las paredes del canal. Las abrazaderas sobre las que descansa el tubo transversal permiten su rotación y evitan el deslizamiento de los cajones de madera. En el extremo inferior de la sección plana, los cajones de madera y barra transversal descansan sobre dos ruedas de plástico. En éste extremo de la estructura, la barra transversal se conecta a una polea triple colocada una elevación de 2.6 m por arriba del canal. La polea triple está unida a una estructura de soporte igual a la del extremo superior del perfil de playa a base de tubería de acero. Éste sistema, permite elevar la estructura (i.e., cajones y rieles) de manera segura y uniforme, al mismo tiempo que aseguran una posición inalterable dentro del canal. Cuando es necesario realizar mediciones, la estructura es llevada a una elevación por arriba del canal en la cual no obstruye el deslizamiento de los carros que portan los instrumentos y el sistema perfilador de playa. Cuando es necesario suavizar la playa, la estructura es llevada a su posición original, creando la pendiente deseada de manera natural (debido a la diferencia en altura en cada extremo). Sobre los rieles, un carro se desliza con una pala que puede ser montada y desmontada fácilmente en ambos sentidos. De tal manera, se permite la redistribución de arena en ambas direcciones (del perfil bajo al perfil alto y viceversa). Cabe mencionar que la pala ha sido bordeada con goma para evitar la socavación y/o acumulación de arena en las paredes del canal mediante la prueba y error.

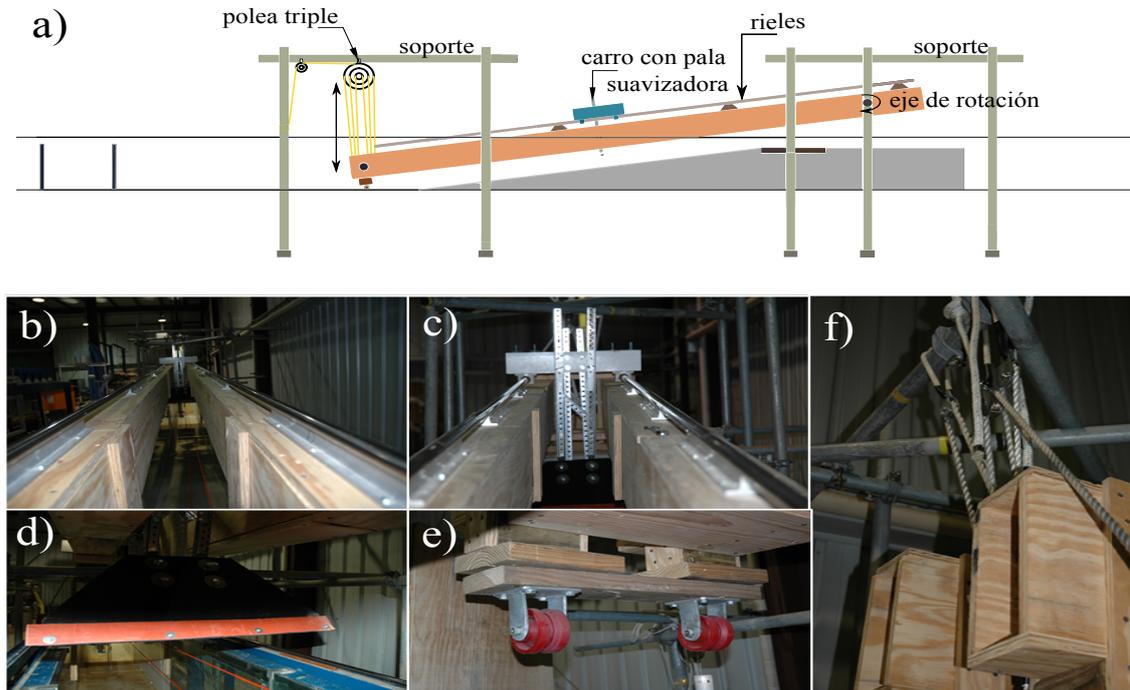


Figura 4.8: a) Diseño del sistema de reconfiguración del perfil de playa. Aspecto real de: b) los rieles de la pala; c) la estructura de la pala; d) la pala y bordes de goma; e) las ruedas de soporte y f) polea triple en el extremo de la sección plana del canal.

Co-localización de instrumentos

La distribución de las estaciones de medición ha sido diseñada en base a la variable de interés para cada región del experimento en particular. La tabla 4.2 reúne el tipo y espaciado final de co-localización de los sensores en cada estación de medición; así como la frecuencia y el rango de medición para cada sensor utilizado. Para la zona de desarrollo del bore, únicamente series temporales de h y η han sido medidas mediante 5 sensores de nivel (WG1 - WG6). Ésto ha permitido evaluar su transformación y re-establecimiento antes del colapso en ZS. La zona de transición entre el desarrollo y la ZS, está monitoriada por la estación SGC ubicada justo antes del pié de la pendiente de playa. Ésta zona es de gran importancia ya que representa la frontera de forzamiento de la ZS. Aquí, series temporales de h y η han sido medidas tanto por un WG como por un UDM para su comparación y validación. Además, un ADPV co-localizado mide el campo de la velocidad (u , v , y w) en los primeros 0.03 m de la columna de agua desde el fondo. El ADPV permite además estimar el campo de la turbulencia (u' , v' , y w') entrante a la ZS por procesos de advección.

Tabla 4.2: Coordenada en la dimensión x y en la distancia transversal entre las paredes del canal y de las estaciones de medición y sensores co-localizados correspondientes. Los sensores son descritos en base a la propiedad, frecuencia f_s y rango local en la dimensión z_{rango} de medición.

Estación	$x[m]$	Sensor	Propiedad	$f_s[Hz]$	$y[m]$	$z_{rango}[m]$
SGC	5.0	WG ¹	$h[m]$	16	0.295	0.000 a +0.460*
		UDM ²	$h[m]$	8	0.185	0.000 a +0.470*
		ADPV ³	$u,v,w [ms^{-1}]$	100	0.430	0.000 a +0.030*
S1	5.6	UDM ²	$h[m]$	8	0.295	0.000 a +0.530*
		ADPV ³	$u,v,w [ms^{-1}]$	100	0.370	-0.010 a +0.020 *
		CCP ⁵	$C_s f [kgm^{-3}]$	8	0.170	-0.019 a +0.010*
		FOBS ⁶	$C_{sS} [kgm^{-3}]$	8	0.290	+0.005 a +0.105*
S2	6.0	UDM ²	$h[m]$	8	0.295	0.000 a +0.530*
		ADPV ³	$u,v,w [m]$	100	0.370	-0.010 a +0.020 *
		EMCM ⁴	$u,v [ms^{-1}]$	16	0.379	+0.030*
		CCP ⁵	$C_s f [kgm^{-3}]$	8	0.199	-0.019 a +0.010*
		FOBS ⁶	$C_{sS} [kgm^{-3}]$	8	0.700	+0.005 a +0.105*
S3	6.3	UDM ²	$h[m]$	8	0.300	0.000 a +0.290 *
		EMCM ⁴	$u,v [ms^{-1}]$	16	0.420	+0.030*
		CCP ⁵	$C_s f [kgm^{-3}]$	8	0.174	-0.019 a +0.010*
S4	7.5	UDM ²	$h[m]$	8	0.332	0.000 a +0.340 *
		EMCM ⁴	$u,v [ms^{-1}]$	16	0.451	+0.030*
		CCP ⁵	$C_s f [kgm^{-3}]$	8	0.188	-0.019 a +0.010*
S5	8.6	UDM ²	$h[m]$	8	0.429	0.000 a +0.290 *
		EMCM ⁴	$u,v [ms^{-1}]$	16	0.313	+0.030*
		CCP ⁵	$C_s f [kgm^{-3}]$	8	0.165	-0.019 a +0.010*

¹ Sensor de nivel

² Distanciómetro ultrasónico

³ Perfilador acústico Doppler de velocidad

⁴ Correntómetro electro-magnético

⁴ Perfilador de concentración de sedimentos por conductividad

⁵ Perfilador de concentración de sedimentos de fibra óptica

* desde el fondo de la parte plana canal

* desde el nivel inicial del fondo en la pendiente de playa

Las propiedades en la ZS, están monitoreadas en cinco estaciones de medición (S1 a S5) mediante diferentes arreglos. Como se esperaba, la mayor dinámica ocurre en las coordenadas bajas del perfil de playa. Por lo tanto, las mediciones más resueltas se concentran en las estaciones S1 y S2. Los sensores FOBS fueron co-localizados junto con un CCP para medir las dos cargas de TRANSED (C_{ss} y C_{sf} , correspondientemente), el campo de la velocidad a partir de un ADVP y h por medio de un UDM. Además en la estación S2 se co-localizó un EMCM para obtener un perfil mayor del campo de la velocidad y, para su comparación/validación con el ADVP. En las estaciones subsecuentes (S3 a S5) únicamente se utilizó un CCP, co-localizado con un EMCM y UDM debido a la ausencia de un mayor número de sensores. Sin embargo, la dinámica y TRANSED esperado en éstas sub zonas de interés es menor; en particular, la fracción del TRANSED por carga en suspensión (Q_{ss}).

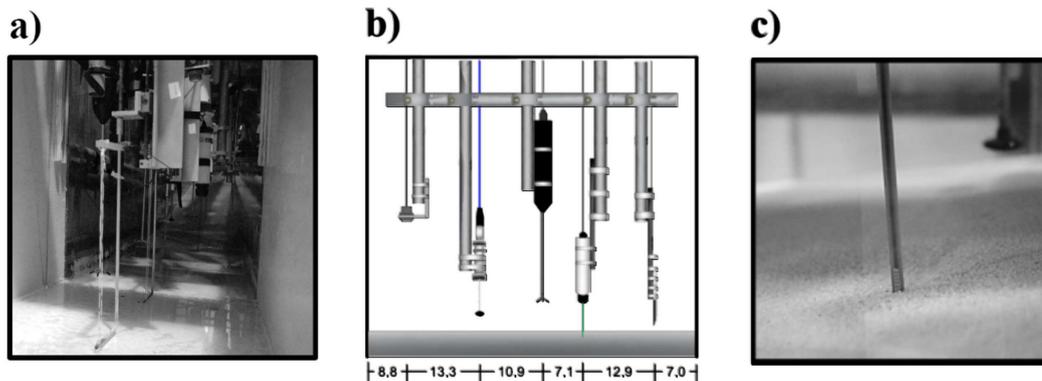


Figura 4.9: **a)** Aspecto de los sensores de nivel (WG) en la zona de desarrollo del bore. **b)** Diseño de co-localización de sensores en la estación S2. **c)** Aspecto de la probeta del perfilador de concentración de sedimento por conductividad CCP en la interfase del fondo.

Debido al ancho del canal (i.e., 0.60 m) y los volúmenes de muestreo requeridos por los diferentes sensores utilizados, las primeras pruebas fueron realizadas para hacer ajustes relacionados al espaciamiento entre los sensores. Esto último con la finalidad de reducir el ruido en las series temporales debido a la generación de vórtices en el flujo y efectos de la pared del canal. En la Fig. 4.9a se muestra el detalle del espaciamiento entre los sensores de nivel en la zona de transición del bore. Asimismo, en la Fig. 4.9b se muestra el diseño de la estación S2 en ZS, la cual contó con el mayor número de sensores co-localizados (i.e., 5). Un carro montado sobre los rieles del canal fué utilizado para cada estación de medición. Los sensores co-localizados para cada estación correspondiente fueron instalados mediante arreglos de tubería corta de acero de diferentes radios y longitudes, en base a las características de cada sensor. La tubería de acero fué unida con abrazaderas dobles para

andamios a un tubo transversal. El tubo transversal fué montado sobre el carro por medio de soportes de madera tipo cortinero, construídos específicamente para el experimento, y abrazaderas tipo G para uso rudo. De ésta manera, los sensores podían ser ajustados en la vertical de manera independiente; mientras que el carro permitió el libre desplazamiento de los sensores co-localizados en cada estación, como una sola unidad.

Sincronización, alimentación y cableado de sensores

Los cables de todos los sensores co-localizados en una estación dada, fueron unidos con cinta de aislar para su fácil manejo a la hora de desplazar el carro sobre los rieles del canal. Cada manojito de cables fué distribuído por arriba de las dos estructuras de tubería que soportan el sistema de reconfiguración del perfil de playa para su fácil manejo y por razones de seguridad. Los sensores de nivel (WG) fueron cableados de manera independiente y con una distribución similar.



Figura 4.10: a) Cableado en manojito para cada estación de medición. b) Distribución de cables a lo largo del perfil de playa. c) Estación de monitoreo y adquisición de datos.

Todos los UDM, CCP, y FOBS, fueron distribuidos en data loggers independientes para la transferencia de datos y alimentación. Cada data logger fué conectado a una laptop diferente para el monitoreo independiente por tipo de sensores (e.g., laptop 1 - UDMs, laptop 2 - CCPs, etc). Para el caso de los EMCMS y WGs se utilizó un data logger comercial (National Instruments M-Series) de 112 canales. Los ADPVs, se cablearon directamente a una laptop para alimentación y adquisición de datos. La colecta de datos de todas las variables dependientes del tiempo fueron sincronizadas en unidades UTC (*coordinated universal time*) mediante un sistema de posicionamiento global (GPS) y un protocolo de red. El reloj interno de cada laptop utilizada fué actualizado cada segundo con referencia a un servidor de tiempo vía Ethernet.

Colecta de datos y procedimientos

Cada día, el canal fué llenado hasta alcanzar un nivel igual al de la parte alta de la playa. Ésto se realizó para promover la saturación del medio sedimentario que conforma la playa. La playa era humedecida de manera constante entre eventos para evitar su desaturación. Los sensores de medición eran desplazados a un extremo del canal entre eventos para facilitar el libre paso del perfilador y la pala de reconfiguración de playa. Antes de cada evento, los sensores eran re-colocados en su posición original mediante marcas en las paredes del canal y en los tubos verticales que sujetaban a cada sensor. Las señales del CCP eran monitoreadas antes de cada evento para evitar la formación de bolsas de aire y socavamiento al momento de enterrar la probeta de medición en la playa. La condición de los niveles de agua iniciales fueron monitoreados por UDMs colocados en ambos lados del reservorio. Después de cada evento realizado, el agua era bombeada fuera del canal para que la medición del perfil de playa pudiera realizarse en la ausencia del agua. Los pasos para la reconfiguración del perfil de playa se describen a continuación.

1. La pala suavizadora era arrastrada desde la sección plana del canal hasta el perfil alto de la playa (más allá de la cota de máxima inundación).
2. El exceso de sedimento arrastrado era colectado en una trampa de arena colocada la cresta del perfil de playa.
3. El sedimento colectado era pesado en una balanza electrónica y re-colocado de manera manual en las sub zonas del perfil de playa con erosión visible.
4. Los pasos del 1 al 3 eran reiterados hasta que el sedimento parecía estar distribuído de manera uniforme a lo largo del perfil de playa (alrededor de 10 a 20 veces en promedio).
5. La estructura de reconfiguración de playa era elevada y asegurada por arriba del canal de oleaje. El perfil de playa era medido por el sistema perfilador.
6. Si el error cuadrático medio (RMS) entre el perfil inicial y el perfil reconfigurado era mayor a 0.003 m y/o una diferencia \geq a 0.005 m resultaba en cualquier coordenada x a lo largo del perfil de playa, los pasos 1 a 5 eran repetidos hasta cumplir el criterio de control (alrededor de 8 veces, en promedio).

En promedio, el procedimiento para cada evento realizado tuvo una duración de 4 horas. El periodo de experimentación comprendió 6 semanas, durante las cuales 32 eventos individuales fueron realizados.

4.5. Determinación de la inundación

El análisis de fuentes de incertidumbre en la determinación de la inundación (ver sección 3.1.3) requiere **(1)** la generación de series temporales estadísticamente equivalentes pero espectralmente diferentes, **(2)** evaluar series temporales a partir de variaciones en la rugosidad del fondo, y **(3)** el uso de un modelo estadístico capaz de generar series sub aleatorias de oleaje en función de parámetros estadísticos que definan un mismo estado de mar (e.g, altura de ola significativa H_s y periodo pico asociado T_p). Las siguientes subsecciones describen los modelos empleados para cumplir con dichos requerimientos.

Dispersión en frecuencia

Para la representación de cada clima marítimo se emplea una distribución de energía espectral $S(f)$ tipo JONSWAP (*Hasselmann et al.*, 1973) en función de un factor de ensanchamiento de la energía pico γ :

$$S(f) = \beta_j H_s^2 T_p^{-4} \varphi^{-5} \exp \left[-1.25 (T_p \varphi)^{-4} \right] \gamma^{\exp \left[\frac{-(T_p \varphi - 1)^2}{2\sigma_s^2} \right]} ; \quad (4.20)$$

$$\beta_j = \frac{0.0624}{0.23 + 0.0336\gamma - 0.185(1.9 + \gamma)^{-1}} [1.094 - 0.01915 \ln(\gamma)] ; \quad (4.21)$$

$$T_p \approx T_s \left[1 - 0.132(\gamma + 0.2)^{-0.559} \right] ; \quad (4.22)$$

y

$$\sigma_s \approx \begin{cases} 0.07 & \text{si } \varphi \leq \varphi_p \\ 0.09 & \text{si } \varphi \geq \varphi_p \end{cases} . \quad (4.23)$$

En las expresiones anteriores, φ es la frecuencia angular, φ_p es la frecuencia pico, σ_s es el factor de forma de la energía pico.

Rugosidad del fondo

La rugosidad del fondo es determinante en la transferencia de momentum del flujo hacia el fondo, dada por la ecuación 4.18. Para éste caso de estudio, el valor de la rugosidad aparente ha sido tomado como $K_s = 2d_{50}$, donde $d_{50} = 0.0011$ m ha sido definido para los casos con fondo rugoso (en consistencia con *Baldock, 2006; Baldock y Huntley, 2002*), y $d_{50} = 0.000001$ m para los casos con fondo invíscido.

Aleatoriedad estadística

La metodología planteada utiliza un esquema de tipo Monte-Carlo para la generación de 20 series de tiempo sub aleatorias de superficie libre como forzamiento para un mismo estado de mar, las cuales se denominaran como *repeticiones aleatorias*. La expresión utilizada es

$$\eta = \sum_{i=1}^N \frac{H_i}{2} \cos(K_i x - \varphi_i t + \psi_i), \quad (4.24)$$

donde, K es el número de onda y ψ se refiere a la fase de la componente i -ésima en el espectro del oleaje irregular.

Runup y sus componentes

Para cada repetición aleatoria, la serie temporal del *runup* R ha sido extraída a partir del rastreo del espejo de agua definido a lo largo del perfil de playa en la mitad de la segunda celda en la vertical (i.e., $z = 0.024$ m). Con las 20 series temporales aleatorias de R para cada subcaso, se ha realizado un promediado de ensamble de las principales componentes del *runup*. Así, la incertidumbre se expresa en términos de la desviación estándar que resulta tras el promediado de ensamble.

Las componentes de swash de infragravedad S_{lf} y de oleaje incidente S_{hf} han sido extraídas tras la descomposición de las series resultantes mediante un filtro basado en la frecuencia de corte $f_c = 0.5f_p$. Las diferentes componentes de R y parámetros que definen la inundación, han sido obtenidos de la siguiente manera:

Setup $\langle \eta \rangle$ valor medio de la serie temporal del *runup*;

Swash S 4 veces la desviación estándar de la serie temporal del *runup*;

Swash de infragravedad S_{lf} 4 veces la desviación estándar de la serie filtrada en el ancho de banda $0 \leq f < f_c$;

Swash de oleaje incidente S_{hf} 4 veces la desviación estándar de la serie filtrada en el ancho de banda $f_c \leq f$;

Inundación $R_{2\%}$ a partir del valor 2% de excedencia en la función de distribución acumulativa de Kaplan-Meier; y

Máxima inundación R_{max} a partir del valor máximo contenido en la serie temporal del R .

Capítulo 5

Validación de Modelo RANS

La validación del modelo numérico se refiere a la comparación de propiedades físicas medidas y obtenidas a partir del modelo numérico. En general el desempeño numérico se expresa como el error cuadrático (RMSE) ya que éste se representa en las mismas unidades que la propiedad a evaluar. El RMSE se ha obtenido de la manera siguiente:

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{t_{ini}}^{t_{fin}} (\theta_{med,t} - \theta_{pred,t})^2}{n_t}}, \quad (5.1)$$

donde n_t es el número total de pasos de tiempo entre t_{ini} y t_{fin} .

De manera adicional, el error relativo expresado en porcentaje es utilizado para dar una mejor idea de las cantidades predichas por el modelo. El error relativo se expresa entonces, como

$$\%_{err} = \left[\frac{\theta_{med,t} - \theta_{pred,t}}{\theta_{med,t}} \right] 100. \quad (5.2)$$

5.1. Rotura de Presa

La tabla 5.1 presenta los valores de RMSE resultantes para los casos permeable e impermeable de la playa compuesta por grava ($d_{50} = 8.4$ mm). Los valores máximos de cada propiedad física medida se reportan como referencia.

Tabla 5.1: Magnitudes máximas de propiedades físicas medidas (max) y error cuadrático medio de las predicciones (RMSE) para la evolución temporal de la profundidad del flujo (h), la velocidad promediada en la vertical (U_x), y a energía cinética turbulenta (k) cercana al fondo ($z = 0.01$ m), en las diferentes estaciones con mediciones disponibles.

Impermeable - Grava						
x [m]	h_{max} [m]	h_{RMSE} [m]	$U_{x_{max}}$ [m^2s^{-1}]	$U_{x_{RMSE}}$ [m^2s^{-1}]	k_{max} [m^2s^{-2}]	k_{RMSE} [m^2s^{-2}]
0.072	0.172	0.017	1.526	0.106	0.071	0.009
0.772	0.119	0.011	2.157	0.081	0.060	0.014
1.567	0.089	0.009	2.057	0.072	0.505	0.021
2.377	0.060	0.007	1.611	0.077	0.318	0.014
3.177	0.038	0.008	1.001	0.142	0.271	0.010

Permeable - Grava						
x [m]	h_{max} [m]	h_{RMSE} [m]	$U_{x_{max}}$ [m^2s^{-1}]	$U_{x_{RMSE}}$ [m^2s^{-1}]	k_{max} [m^2s^{-2}]	k_{RMSE} [m^2s^{-2}]
0.072	0.172	0.010	1.585	0.080	0.055	0.008
0.772	0.128	0.007	1.980	0.070	0.119	0.010
1.567	0.069	0.009	1.845	0.126	0.203	0.007
2.377	0.033	0.008	1.479	0.206	0.372	0.041
3.177	–	–	–	–	–	–

5.1.1. Profundidad del flujo

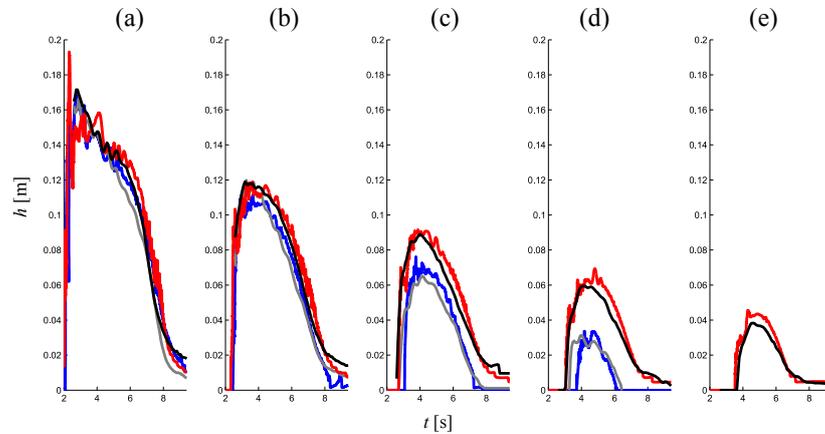


Figura 5.1: Evolución de la columna de agua en las estaciones de medición: $x = 0.072$ m (a), 0.772 m (b), 1.567 m (c), 2.377 m (d) y 3.177 m (e). Resultados del promediado de ensamble para el caso permeable (—) e impermeable (—), y la predicción del modelo para el caso permeable (—) e impermeable (—).

La figura (Fig. 5.1) muestra la evolución de h en las diferentes estaciones de control de las mediciones y del modelo. De la figura se sigue que, para el caso de la playa impermeable, el modelo numérico es capaz de resolver la evolución de la columna de agua satisfactoriamente con una ligera sobre—estimación, la cual es más evidente en las últimas estaciones donde la profundidad máxima del flujo es menor a 0.07 m. Para el caso permeable, se observa que en la estación más próxima a la zona de surf, el modelo en general es aceptable hasta la mitad del *backwash* ($t \approx 8$ s). A partir de dicho momento, una capa de agua residual del reflujó permanece sobre la cara de playa. Dicho desajuste es conocido y sucede para muchos de los modelos RANS aplicados a flujos de bore sin que exista una explicación bien definida (Desombre et al., 2013). Sin embargo, se observa que en las siguientes estaciones, dicha capa residual de agua ya no surte de ningún efecto en la hidrodinámica local. Se observa además, que la incursión del flujo es mucho menor para el caso permeable que su contra parte impermeable ya que la última estación de control no muestra valores medidos o simulados. Esto se debe a la pérdida de agua por infiltración, disminuyendo considerablemente el nivel máximo de ascenso. Para los resultados numéricos, se observa que la altura de la columna de agua es notablemente menor que la medida, indicando una mayor infiltración de agua a la real, por lo que los resultados de la zona más próxima a tierra, en donde el flujo es más somero, deben de ser tomados con cautela.

5.1.2. Velocidad promediada en la vertical

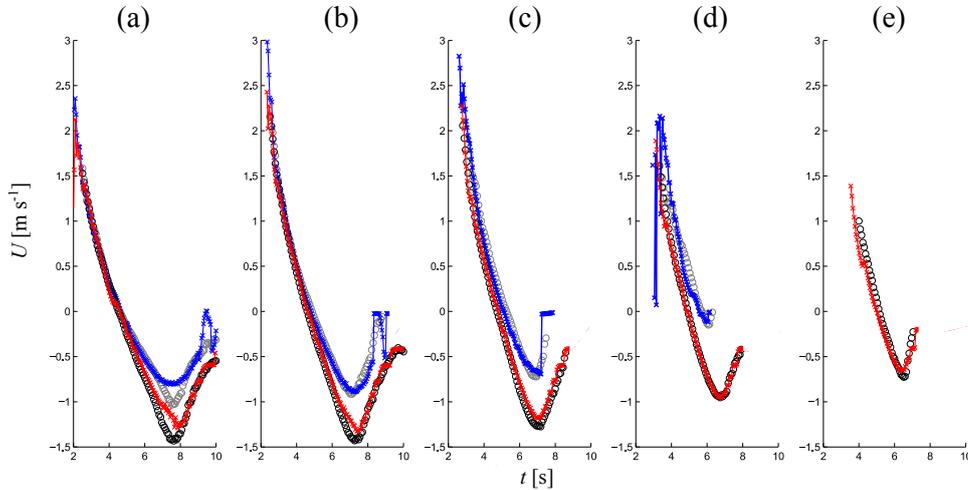


Figura 5.2: Evolución de la componente de la velocidad horizontal promediada en la vertical en las estaciones de medición: $x = 0.072$ m (a), 0.772 m (b), 1.567 m (c), 2.377 m (d) y 3.177 m (e). Resultados del promediado de ensamble para el caso permeable (\circ) e impermeable (\circ), y de la predicción del modelo para el caso permeable ($- \times -$) e impermeable ($- \times -$).

Para el promediado de la componente horizontal de la velocidad (Figs. 5.2a-d, paneles inferiores), el modelo numérico presenta un buen ajuste a los datos medido. Sin embargo, en las últimas fases del flujo en descenso, existe una pérdida de momentum denotada por la sub estimación en la velocidad media, la cual se relaciona al efecto de la capa residual de agua y, a un mayor flujo de agua desde la cara de la playa hacia la superficie del fondo por ex filtración. Apesar de ésto, los valores de RMSE varían de 0.07 a 0.14 ms^{-1} y de 0.07 a 0.21 ms^{-1} para el caso impermeable y permeable, respectivamente (ver tabla 5.1). Éstos valores representan un error relativo porcentual en el rango de 3.5% a 14% para ambos casos, lo cual es muy aceptable. De gran importancia es la capacidad del modelo para predecir la asimetría entre las velocidades con mayor magnitud del *uprush*, y las magnitudes menores pero con mayor duración durante el *backwash*. La predicción de velocidades máximas ($U_x \geq 1.5 \text{ ms}^{-1}$) ocurren durante el inicio del *uprush* cuando el bore incidente inunda una posición fija dada. Algo notable es que para cualquier instante durante la fase del *uprush*, la magnitud de U_x es siempre mayor en el caso permeable que su contraparte impermeable, tanto para los datos medidos como para las predicciones. El modelo predice satisfactoriamente la reducción en la magnitud de U_x y en la duración de la fase del *backwash* a lo largo del perfil de playa, inducida por el aumento en la pérdida de volumen de agua en dirección hacia tierra. Las mayores diferencias del modelo ocurren en las estaciones aguas abajo, durante las fase del *backwash* cuando el flujo alcanza una velocidad máxima (e.g., ver Fig. 5.2a). Ésto puede

relacionarse a limitaciones en la condición de frontera ya que la rugosidad del fondo es asumida como constante. Otras diferencias observadas se relacionan al flujo residual de la exfiltración que domina los últimos instantes del *backwash* (i.e., $t \geq 8$ s) en las estaciones aguas abajo (e.g., Figs. 5.2a-b, paneles inferiores). Sin embargo, las limitaciones no son evidentes en las estaciones más próximas a tierra (Figs. 5.2b-e), en donde el modelo y las mediciones son congruentes.

5.1.3. Perfil de la velocidad

Una inspección a detalle del desempeño del modelo numérico está dada por la revisión del perfil de la velocidad en las diferentes fases del flujo (Fig. 5.3). Durante la incidencia inicial del bore el modelo numérico tiene desajustes notables con respecto a los ensayos relacionada a la dificultad del modelo para resolver las altas velocidades del flujo y alto contenido de partículas de aire en el frente del flujo (para el caso impermeable), así como posiblemente un mayor gasto de flujo hacia el interior de la cara de playa que resulta en una disminución en el perfil de velocidad (para el caso permeable). Durante las últimas fases del flujo en descenso ($t > 6.9$ s) existe una sub estimación del modelo con respecto a los ensayos, la cual puede estar relacionada a la pérdida de momentum debido al efecto de la capa remanente de agua antes descrito (para el caso impermeable); y a un menor gasto de desde el interior de la cara de playa hacia el exterior (para el caso permeable).

5.1.4. Energía cinética turbulenta

La evolución de la ECT cercana al fondo ($z = 0.009$ m) se muestra en la Fig. 5.4, en donde para ambos casos (impermeable y permeable) se observa un buen ajuste con los datos del promediado de ensamble. Las mayores diferencias se observan durante *i*) el arribo del bore, y *ii*) las últimas fases del flujo en descenso en donde la turbulencia es asociada a los efectos de fricción en el fondo. En la estancia *i*), se observa una sobre estimación para el caso impermeable, posiblemente relacionada a la incapacidad del modelo para resolver la fase de aire en el frente del flujo. Mientras que, para su contraparte permeable, el modelo satisfactoriamente predice una disminución de la ECT debido al hundimiento de la capa frontera hacia la cara de playa por efecto de la infiltración. En la instancia *ii*) las diferencias son mayores para el caso permeable debido a una ligera sobre-predicción en el intercambio de masa entre la superficie y la subsuperficie, aumentando así los efectos viscosos en la interfase, ECT y tensiones tangenciales sobre el fondo. Sin embargo, las diferencias para k_{RMSE} y k_{max} reportadas son aceptables y representan un 9.8% y 9.4% para el caso permeable

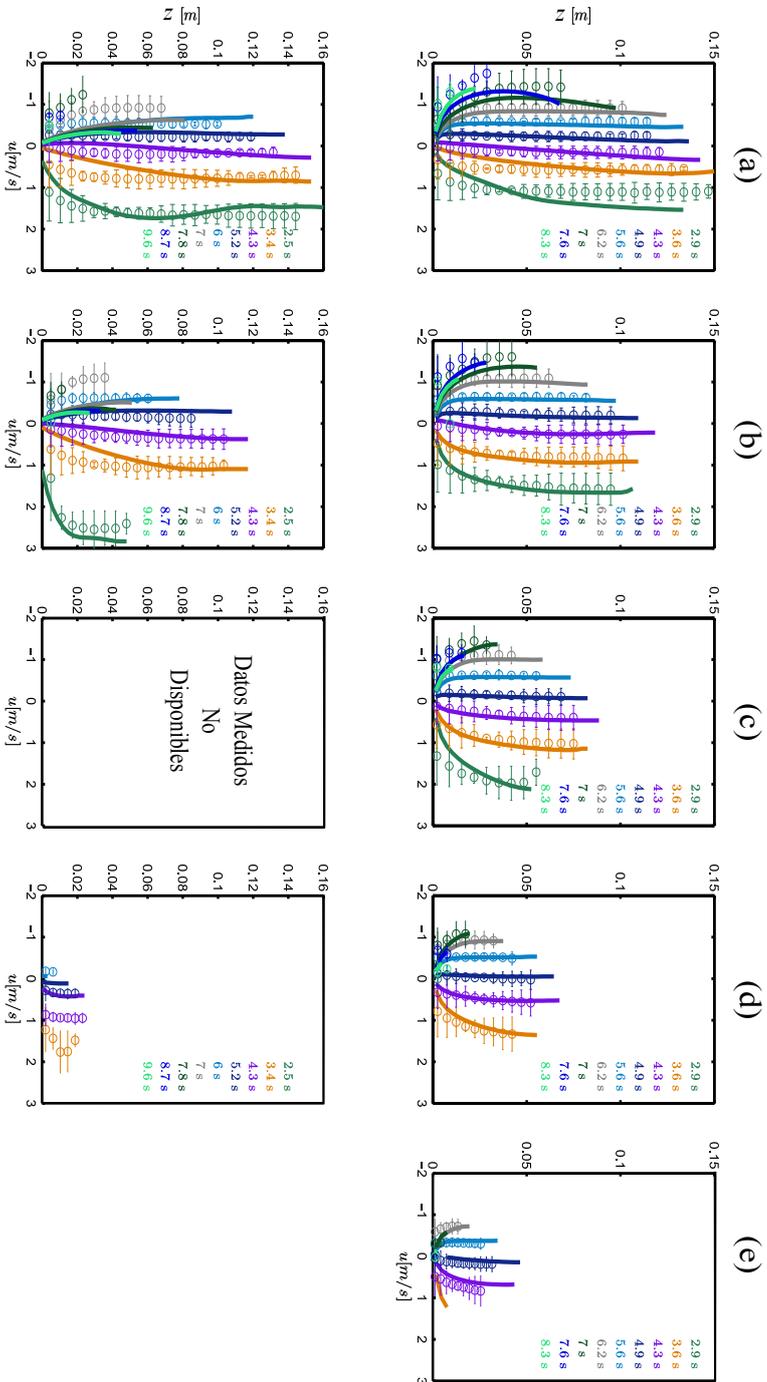


Figura 5.3: Perfil de la componente u de la velocidad en las diferentes estaciones de control (a - e) para el caso impermeable (paneles superior) y permeable (paneles inferiores). Los perfiles de u se muestran en diferentes instantes de tiempo (ver leyenda y color correspondiente). Los valores medidos muestran el valor medio del promediado de ensamble (\circ) y \pm una desviación estándar ($-|-$), y la predicción del modelo (líneas continuas).

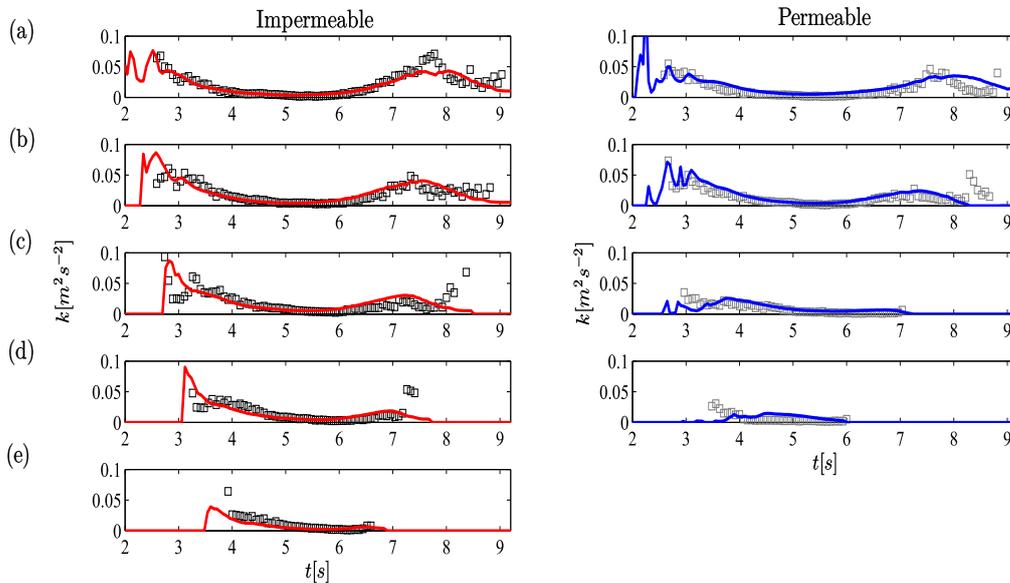


Figura 5.4: Evolución de la energía cinética turbulenta k a $z = 0.009$ m en las estaciones de medición: $x = 0.072$ m (a), 0.772 m (b), 1.567 m (c), 2.377 m (d) y 3.177 m (e). Resultados del promediado de ensamble-impermeable (\square), ensamble-permeable (\square), predicción-impermeable (—), y predicción-permeable (—).

e impermeable (respectivamente) después de su promediado a lo largo de las estaciones de medición.

5.1.5. Inundación

La predicción del modelo de la evolución del movimiento del espejo de agua guarda una similitud muy aceptable a la medida (ver Fig. 5.5). Los valores de RMSE calculados son de 0.16 m y 0.14 m para los casos impermeable y permeable, respectivamente. Los errores relativos correspondientes son de 1.59% y 2.04% con respecto a los datos medidos. El modelo numérico es capaz de predecir el decremento en la distancia del *runup* debido a la permeabilidad del fondo; así como la disminución en la velocidad del espejo de agua durante el descenso (comparada a la del ascenso) y asimetría general del movimiento. Para ambos casos, existe un desfase en tiempo de 0.2 s durante el movimiento inicial de la inundación (entre 1.8 s and 3 s) que está parcialmente relacionado a que el movimiento de la compuerta no ha sido incorporado en las simulaciones numéricas. Otra posible fuente de error se refiere a que el modelo no considera la fase del aire. En el esquema numérico, las burbujas de aire atrapadas son expeditas hacia el frente del flujo, lo que puede inducir valores mayores de

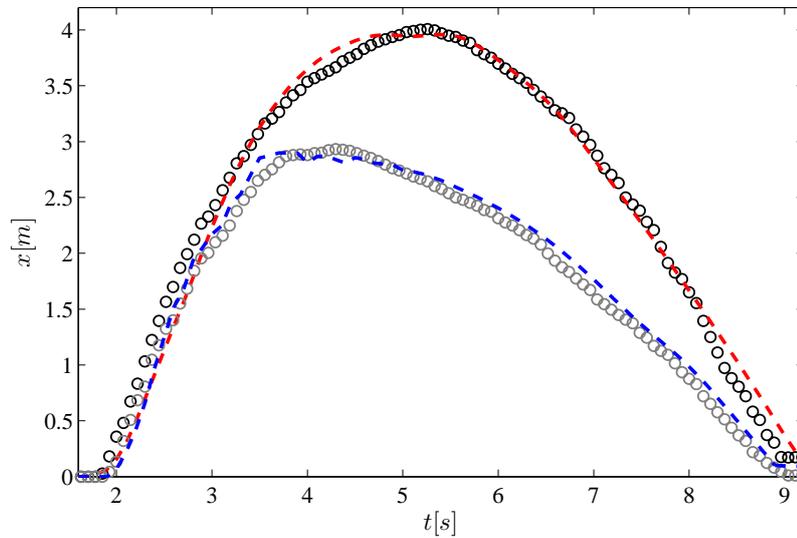


Figura 5.5: Evolución temporal del espejo de agua a lo largo del perfil. Los resultados se muestran para los casos ensamble-impermeable (\circ), ensamble-permeable (\circ), predicción-impermeable (---) y predicción-permeable (---).

ECT (Lin y Liu, 1998b). Además, la micro-escala de la turbulencia en el frente del bore entre los flujos medidos y simulados no pueden ser equivalentes. Apesar de éstas limitaciones, las distancias del run up están bien predichas, con diferencias máximas de 0.05 m y 0.04 m para los casos impermeable y permeable, respectivamente. Además, el desfase temporal para el descenso inicial del espejo de agua es menor a 0.1 s y 0.2 s para cada caso correspondiente. Al final de la fase del *backwash* (i.e., $t \sim 9$ s), una capa residual de agua, con ancho de una celda, permanece adherido al fondo en ambos casos. Ésta capa remanente de agua ha sido reportada en estudios numéricos anteriores avocados a flujos en ZS basados en modelos RANS (e.g., Desombre et al., 2013; Mory et al., 2011) sin que su aparición y tratamiento hayas sido explicado o corregido. Antuono et al. (2011) concluye que el uso de un ley de fricción cuadrática del tipo Chezy en modelos basados en las ecuaciones de Navier Stokes para aguas someras (NSWE), implica que la única solución analítica posible para el movimiento del espejo de agua es no-recesivo. Un mayor esfuerzo es necesario para esclarecer y corregir la capa remanente en modelos RANS. Sin embargo, el efecto que puede tener sobre la dinámica local es despreciable (Antuono et al., 2011).

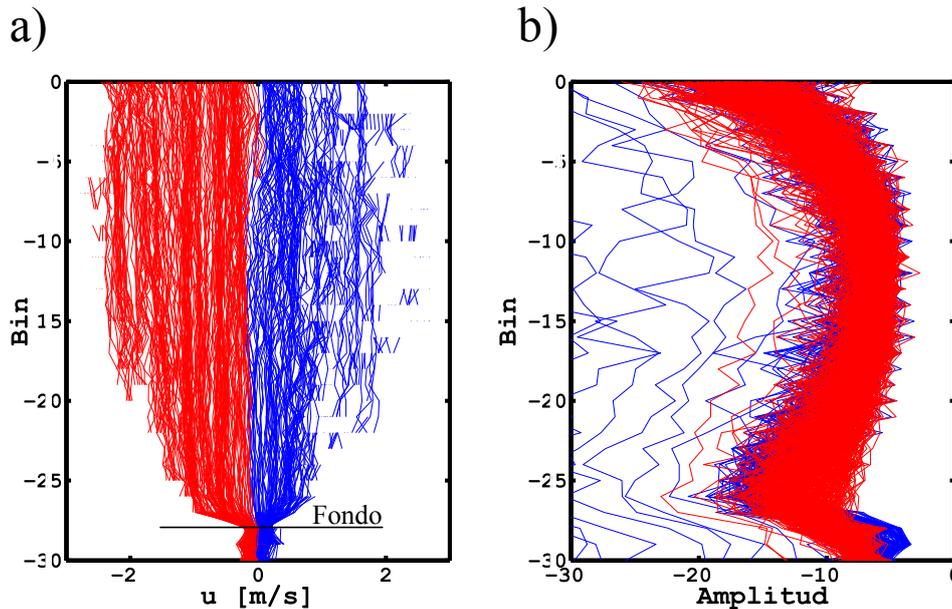


Figura 5.6: a) Perfiles de la componente u en la vertical (Bin). b) Amplitud de la señal medida. Magnitudes positivas de u y amplitud correspondiente se muestran en azul. Magnitudes negativas de u y amplitud correspondiente se muestran en rojo.

5.2. Onda Solitaria

Los datos del experimento realizado en el GWK han sido utilizados para la validación del modelo en ZS bajo un forzamiento de onda solitaria. La evaluación se realiza en una coordenada fija dentro de la ZS a $x = 4.3$ m de la intersección del nivel del agua en reposo con el perfil de playa (ver Anexo C, caso correspondiente). La comparación directa de datos puntuales de u medidos por los sensores ADPV requiere de su tratamiento. Las señal medida ha sido analizadas en base a su correlación y amplitud, siguiendo la metodología de análisis planteada por *Puleo et al.* (2012, 2014b). Lecturas de instantáneas de u , v y w con correlaciones menores a un 60% y/o con amplitudes menores a -20 dB, han sido eliminadas de las series temporales. Ésto ha permitido eliminar velocidades irreales relacionadas a la fase de aire (exposición del sensor) y ruido adicional. La determinación del fondo dentro del rango vertical de muestreo ha sido lograda mediante el promediado de todas las velocidades horizontales positivas/negativas mayores/menores a una velocidad de corte. Ésto es válido ya que el fondo es fijo e impermeable, imposibilitando su variación. El promediado resulta de un perfil positivo y negativo de la velocidad. La localización del fondo puede ser identificado en la elevación donde el perfil muestra una disminución abrupta en la vertical (Fig. 5.6).

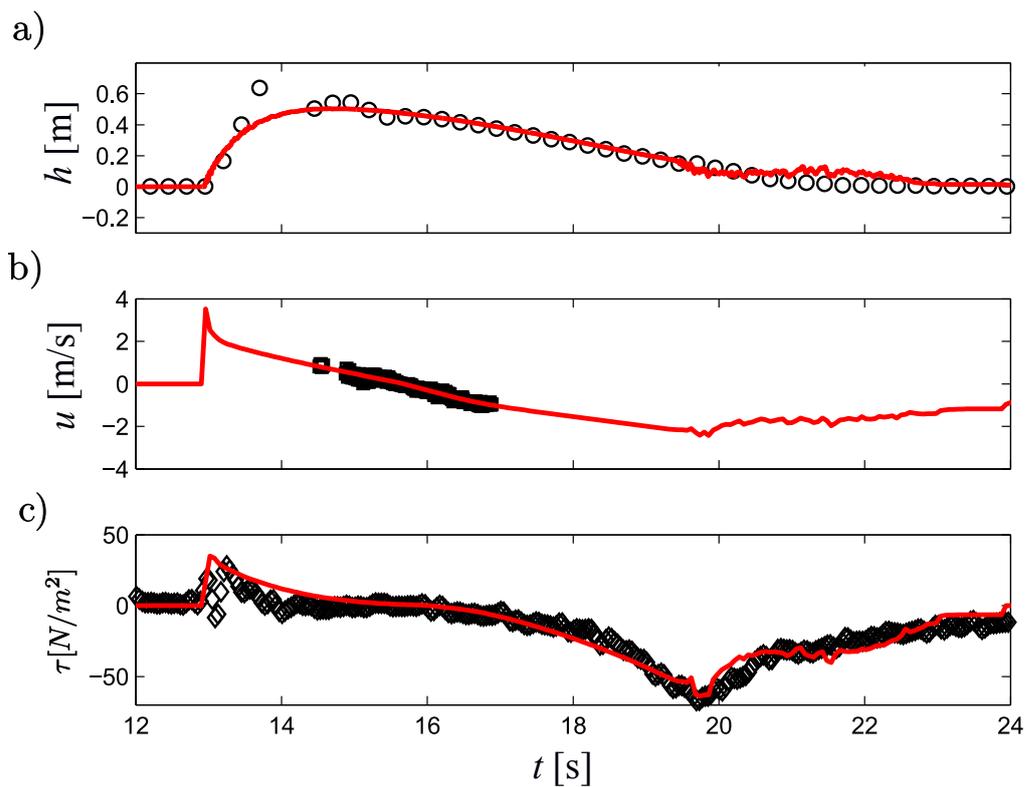


Figura 5.7: Comparación de propiedades en ZS. **a)** Profundidad del flujo medida (\circ) y su predicción (—). **b)** Componente u de la velocidad a una elevación de 0.0026 m sobre el fondo medida (\circ) y su predicción (—). **c)** Esfuerzo cortante en el fondo τ medido (\circ) y su predicción (—). Resultado para el caso de estudio GWK - 19: onda solitaria con $H_s = 0.9$ m sobre fondo rugoso.

La figura (Fig. 5.7) muestra la evolución temporal de la profundidad del flujo h medida por un UDM, la componente u de la velocidad cercana al fondo medida por un ADPV, y el esfuerzo cortante τ medido por una placa de esfuerzos SP. Asimismo, se muestra la evolución de propiedades físicas correspondientes extraídas a partir del modelo. En general, los resultados son aceptables dada las dimensiones del canal. De manera notable, el modelo es capaz de predecir los esfuerzos cortantes con un alto grado de similitud. Las mayores diferencias se observan al arribo del bore. El pico máximo de τ predicho ocurre 0.093 s antes que el medido. Ésta diferencia es mínima y se relaciona al tratamiento de las burbujas de aire y turbulencia de micro-escala en el frente del bore, antes señalada. La diferencia es visible en la evolución de h durante el arribo del bore, mostrando una superficie libre más suavizada para el caso del modelo numérico. El desempeño del modelo es notable en la predicción de la velocidad u cercana al fondo, evidenciando la dificultad en las mediciones y la importancia del uso del modelo para recrear la evolución temporal en su totalidad.

Los errores relativos de las propiedades evaluadas se reportan a continuación en la tabla 5.2.

Tabla 5.2: Promedio de errores relativos del modelo numérico (err) para el movimiento del espejo de agua S , $runup$ R , profundidad del flujo h , componente u a 0.008 m del fondo, y esfuerzos cortantes en el fondo τ . Casos de estudio GWK - 19 y 66: onda solitaria con $H_s = 0.9$ m sobre fondo rugoso y $H_s = 0.8$ m sobre fondo invíscido (respectivamente).

S_{err} [%]	R_{err} [%]	h_{err} [%]	u_{err} [%]	τ_{err} [%]
0.46	2.67	14.42	3.61	12.51

5.3. Oleaje Monocromático

Las mediciones del experimento GWK también han sido utilizadas para evaluar el desempeño del modelo numérico bajo oleaje monocromático. Las series del movimiento del espejo de agua S y contornos de profundidad asociados se muestran en la Fig. 5.8a. El contorno de $h = 0$ m es muy similar, implicando que el $runup$ R es consistente entre mediciones y el modelo numérico. Algunas diferencias en los contornos de $h = 0.6, 0.4$ y 0.2 m son visibles. Sin embargo, las diferencias pueden estar más relacionadas a la calidad de los datos y dificultades en la medición. Por ejemplo, las mediciones son menos robustas debido al espaciamiento y frecuencia de medición ($f_s = 16$ Hz) entre los sensores UDM. La Fig. 5.8b muestra la propagación y transformación del oleaje antes y después de la frontera de ZS (i.e., $x = 0$ m). Las series temporales de h predichas son notablemente similares a las medidas, presentando

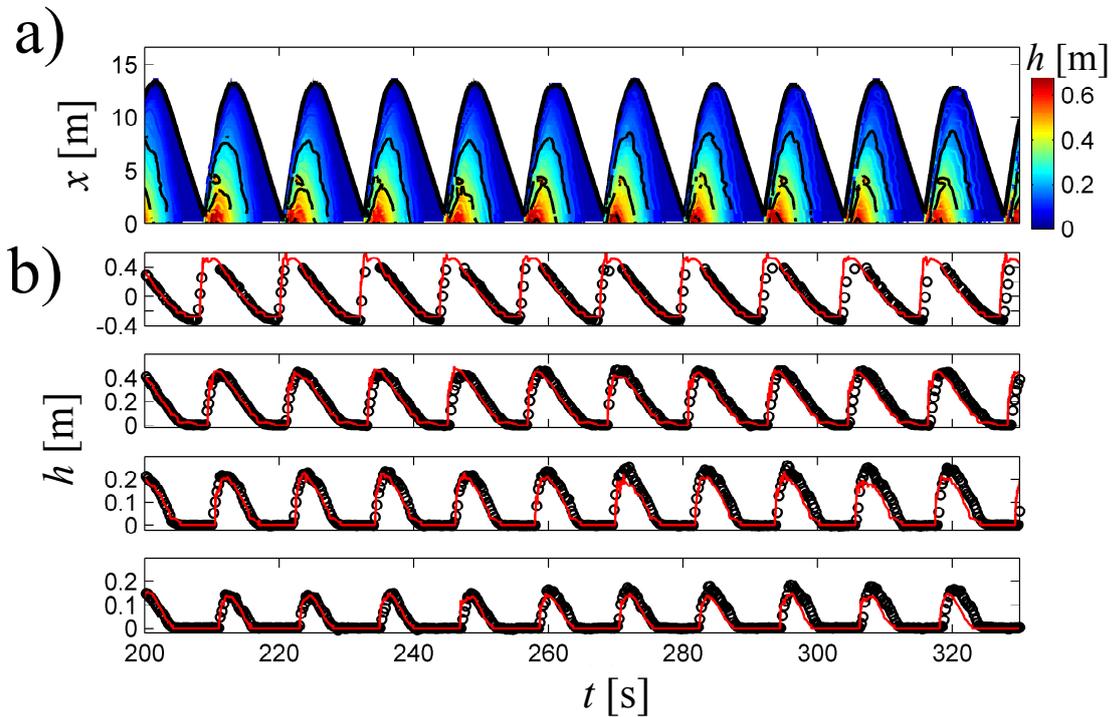


Figura 5.8: a) Series de tiempo del movimiento del espejo de agua a partir del origen de la zona de swash $x = 0$ m y contornos de h para la determinación del *runup*. Los resultados se muestran para las series medidas a partir del arreglo de UDMs (contornos de $h = 0.2, 0.4, 0.6$ m en \blacksquare) y la predicción del modelo (barra de color). a) Datos medidos (\circ) vs., predicción (—) de las series temporales de h resultantes en las coordenadas $x = -1.84, 2.96, 7.71, \text{ y } 10.03$ m. Resultado para el caso de estudio GWK - ensayo 9: oleaje monocromático con $H_s = 0.8$ m y $T_p = 12$ s, sobre fondo rugoso.

una asimetría característica con un incremento rápido a la llegada del bore y una disminución gradual en los instantes posteriores. El modelo es capaz de representar la disminución en la asimetría en dirección hacia tierra de manera satisfactoria. Se observa un ligero desfase temporal en la señales predichas por el modelo. El ligero desfase es acumulativo y se acentúa a medida que aumenta la duración de la simulación. Ésto es producto de la precisión utilizada durante la estimación de los estadísticos del oleaje en la frontera de forzamiento para la generación de series a partir de la teoría empleada (Stokes 4^{to} orden).

En la Fig. 5.9 se observa que el ligero desfase observado en las series temporales de h no influye en las series temporales de u durante los primeros pasos de tiempo ($t \leq 220$). La señal extraída del modelo numérico presenta una similitud notable, en cuanto al sesgo y asimetría característica, a la señal medida por el ADPV. Las magnitudes máximas y mínimas de u no pueden ser comparadas debido a factores de ruido y exposición al aire del sensor ADPV. Una

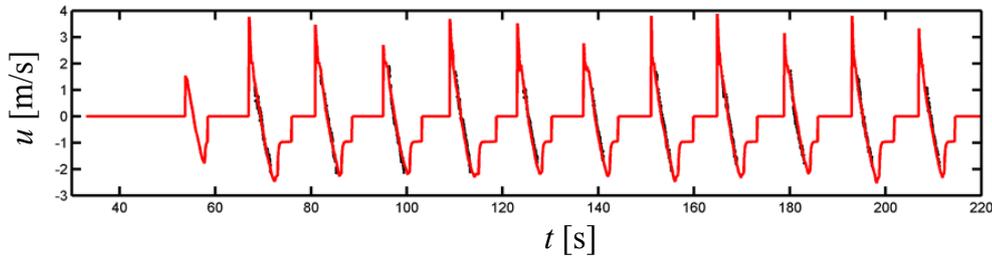


Figura 5.9: Componente u de la velocidad en la coordenada $x = 4.4$ m, extraída de la señal medida por un sensor ADPV (—) a 0.0026 m sobre el fondo y su predicción (—). Resultado para el caso de estudio GWK - 9: oleaje monocromático con $H_s = 0.8$ m y $T_p = 12$ s, sobre fondo rugoso.

vez más, se refleja la importancia del modelado numérico ya que permite extraer información en instantes cuando las propiedades del flujo dificultan la medición. La capacidad del modelo numérico queda expresada en función de los errores relativos resultantes que se reportan en la tabla 5.3.

Otro caso de estudio evaluado correspondiente a oleaje monocromático es el que se deriva del estudio de (*Baldock y Huntley, 2002*) a una escala menor a la prototipo. Series temporales de *runup* medidos por un cable de *runup* (RW) se comparan con los datos de salida del modelo numérico. A pesar de una ligera sub/sobre estimación en los valores máximos/mínimos del *runup*, el modelo presenta una similitud razonable con las observaciones (Fig.5.10a-d). Las diferencias pueden estar parcialmente relacionadas a la dificultad de forzar el modelo en un marco de referencia rotado. Las diferencias aumentan a medida que el parámetro de Iribarren disminuye (del panel a) al d) en la Fig. 5.10). La resolución de la malla es también un elemento relacionado a las diferencias en los valores máximos y mínimos del *runup*, ya que la aproximación de la turbulencia de micro-escala es muy sensible a las dimensiones de la malla con respecto a las del flujo (e.g., profundidad local).

5.4. Grupo transitorio de olas

La simulación numérica del grupo transitorio de olas requiere un modelo no lineal capaz de resolver la dispersión de la energía para predecir correctamente la localidad de focalización

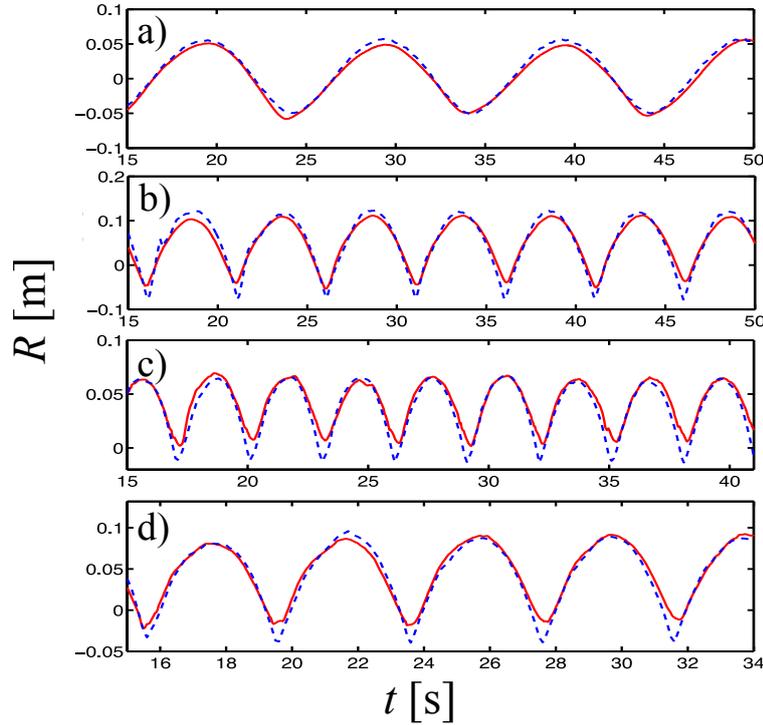


Figura 5.10: Comparaciones de series temporales de *runup* R medidas por un cable de medición de *runup* (---) y su predicción (—). Casos de estudio: (Baldock y Huntley, 2002) - oleaje monocromático sobre un fondo XX : **a)** $H = XX$ m y $T = XX$ s; **b)** $H = XX$ m y $T = XX$ s; **c)** $H = XX$ m y $T = XX$ s; y **d)** $H = XX$ m y $T = XX$ s.

Tabla 5.3: Promedio de errores relativos del modelo numérico (err) para el movimiento del espejo de agua S , *runup* R , profundidad del flujo h , componente u a 0.008 m del fondo, y esfuerzos cortantes en el fondo τ . Casos de estudio GWK - 9 y 52: oleaje monocromático con $H_s = 0.8$ m y $T_p = 12$ s, sobre fondo rugoso e invíscido (respectivamente).

S_{err} [%]	R_{err} [%]	h_{err} [%]	u_{err} [%]	τ_{err} [%]
0.41	2.12	13.64	9.15	14.09

de la energía. El modelo resuelve de manera satisfactoria la propagación, la localidad de focalización de la energía y el punto de rotura del grupo de olas (Fig.5.11a-c). Además, la modulación del punto de rompimiento de las ondas cortas debido a la envolvente de la onda infragravitatoria es consistente con los datos medidos, resultando en una predicción muy razonable del *runup* máximo (Fig.5.11d).

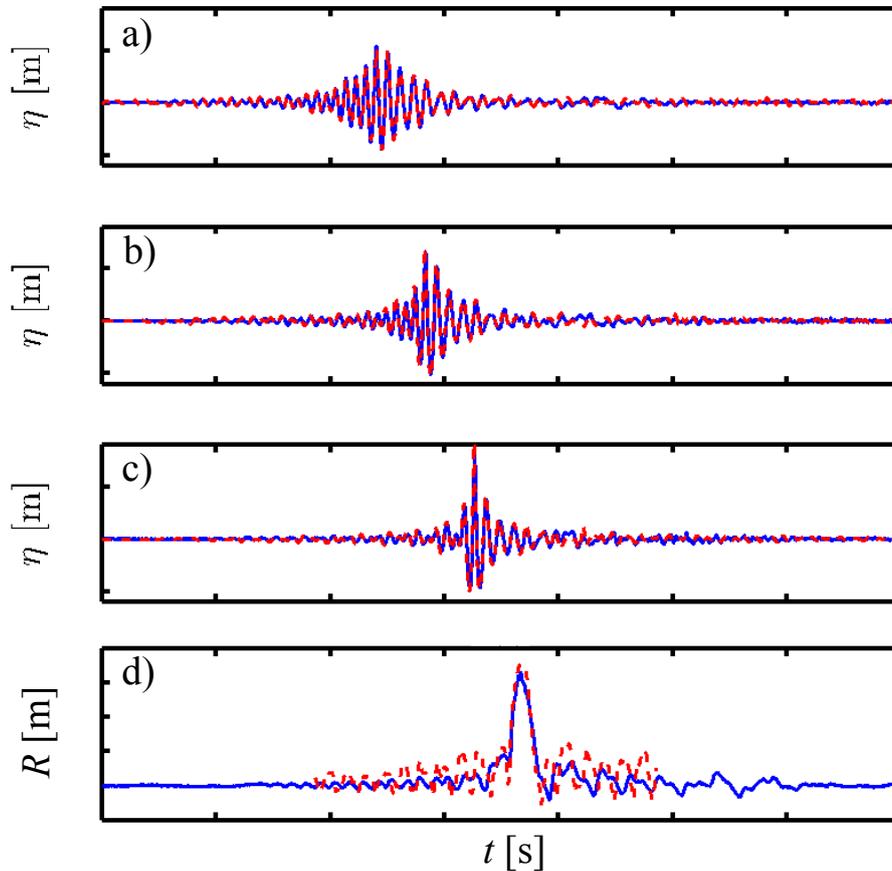


Figura 5.11: Comparaciones de series temporales de superficie libre η medidas por un sensor de nivel (—) y su predicción (---) en las coordenadas **a)** $H_s = 0.0212$ m y $T_p = 10$ s; **b)** $H_s = 0.046$ m y $T_p = 5$ s; **c)** $H_s = 0.05$ m y $T_p = 3$ s. **d)** Comparación de series temporales de *runup* R medidas por un cable de medición de *runup* (—) y su predicción (---). Caso de estudio: (Baldock, 2006) - grupo transitorio de olas con **a)** $H_s = XX$ m y $T_p = XX$ s sobre un fondo XX

5.5. Oleaje Irregular

Datos disponibles del experimento BARDEX a escala prototipo han sido utilizados para el análisis bajo oleaje irregular. La validación del modelo numérico se realiza mediante la comparación de series temporales de presión P (normalizada por la densidad del agua) y de la componente u de la velocidad, medidas por sensor de presión (PT) co-localizado con un correntómetro electromagnético (EMCM) en tres estaciones próximas a la ZS (Fig. 5.12a-c).

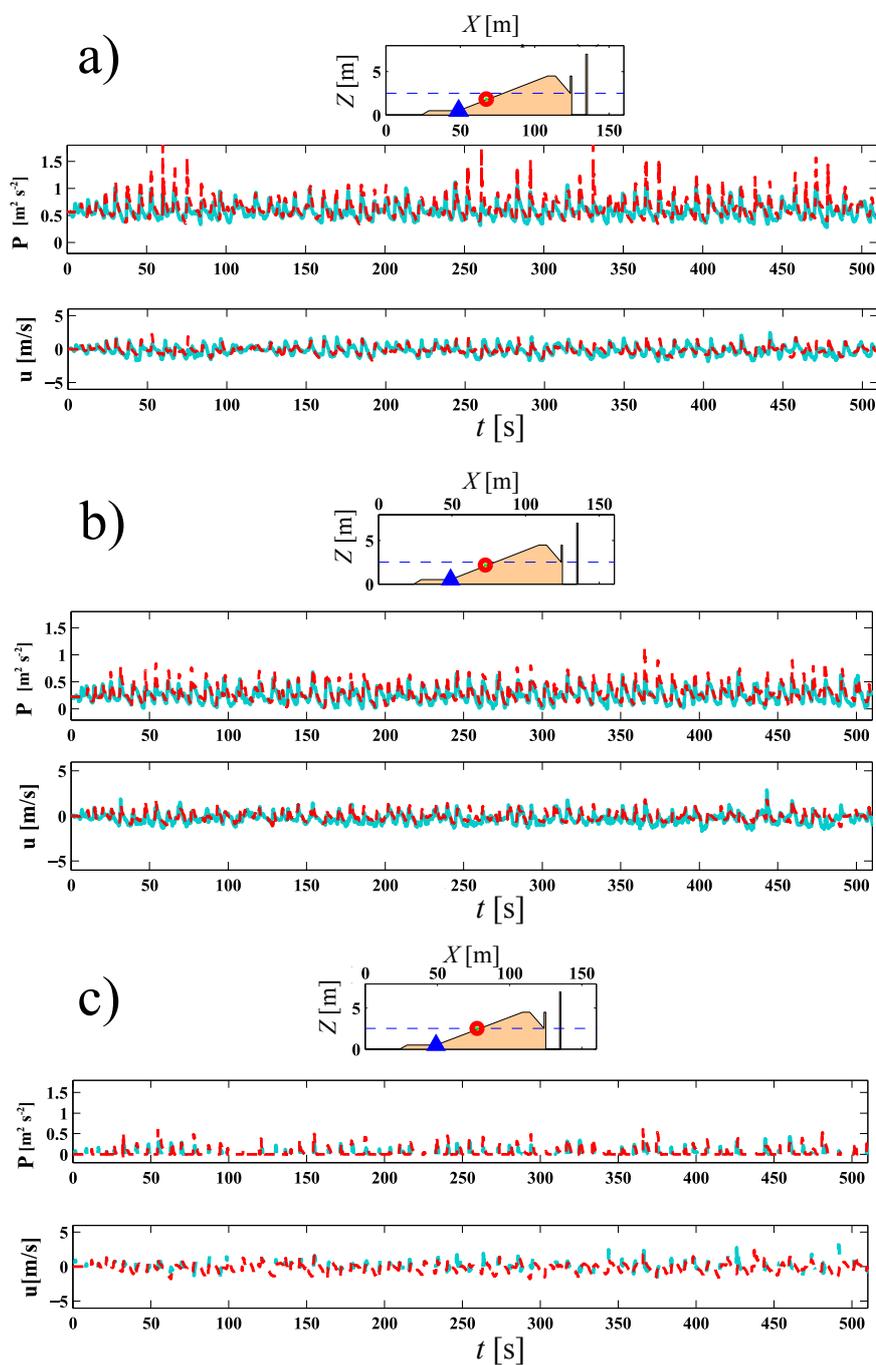


Figura 5.12: Comparaciones de series temporales de presión P y de la componente u de la velocidad, entre datos medidos (—) y su predicción (---), en las coordenadas **a)** $x = 67.5$ m; **b)** $x = 72.5$ m; **c)** $x = 77.5$ m desde la pala de generación. La localización de los sensores co-localizados (●), sensor de presión de forzamiento del modelo (▲) y nivel inicial del agua (---) se indica en el panel superior para cada sub figura correspondiente. Caso de estudio BARDEX - B1c05: oleaje irregular con $H_s = 0.8$ m y $T_p = 8$ s sobre playa de arena movable.

Las comparaciones de u se realizan a 0.0028 m del fondo. En la estación 1 (Fig. 5.12a), el modelo numérico presenta una concordancia razonable de la presión y velocidad inducida por el oleaje en magnitud y fase. El rango de valores predichos son de $1.65 \geq P \leq 1.04 \text{ m}^2 \text{ s}^2$ y de $1.57 \geq u \leq -0.77 \text{ m s}^{-1}$, presentando cierta sobre estimación en los valores máximos de P mientras que la predicción de u es consistente. Las diferencias se incrementan a medida que el tiempo computacional aumenta debido a que el modelo no resuelve el acoplamiento entre el flujo y la morfología. De manera similar, en la estación 2 (Fig. 5.12b) las diferencias están presentes aunque en menor grado. Los errores relativos estimados en ésta estación son menores del 5% para ambas propiedades físicas. En la estación 3 (Fig. 5.12c) los sensores de medición están cercanos a la superficie libre inicial, por lo que las series temporales bajo la acción del oleaje no son continuas. Los valores del modelo numérico son similares a los medidos, en un rango entre $1.18 \geq u \leq -0.70 \text{ m s}^{-1}$. Los valores máximos de P resultan en 1.374 and $0.6755 \text{ m}^2 \text{ s}^2$ para las mediciones y el modelo, respectivamente. Los errores relativos son menores a 6% en ésta estación en particular.

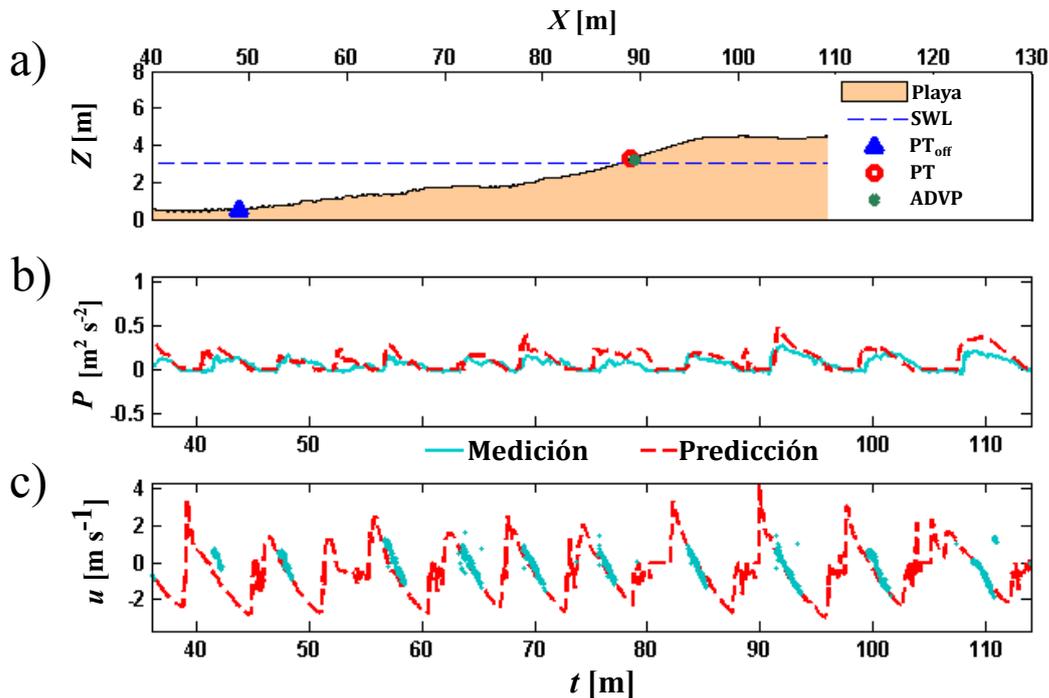


Figura 5.13: a) Localización e instrumentación de la estación de medición en ZS ($x = 89 \text{ m}$). Comparación de b) series temporales de presión P y c) de la componente u de la velocidad, entre datos medidos (—) y su predicción (---). Caso de estudio BARDEX - B1c05: oleaje irregular con $H_s = 0.8 \text{ m}$ y $T_p = 8 \text{ s}$ sobre playa de arena movable.

En la ZS, las comparaciones de u se refieren a una elevación de 0.010 m por arriba del fondo inicial. En la estación de medición 4 (Fig. 5.13), la diferencia entre las señales de P resulta en un error relativo $\approx 12.0\%$, indicando que el modelo numérico es capaz de predecir la mayoría de los eventos inducidos por el oleaje. Las series temporales de u oscilan entre el rango de $3.39 \geq u \leq -2.70 \text{ms}^{-1}$ con valores máximos al momento del arribo de bores. La cuantificación de errores relativos se reporta en la tabla 5.4, con valores muy aceptables considerando la dificultad de la implementación numérica (concatenación de dominios), deficiencias en el forzamiento (inclusión de onda reflejada) y efectos de la interacción hidrodinámica-morfología.

Tabla 5.4: Promedio de errores relativos del modelo numérico (err) para las señales de presión P , y la componente u de la velocidad en las diferentes estaciones de medición. Caso de estudio BARDEX - B1c05: oleaje irregular con $H_s = 0.8$ m y $T_p = 8$ s sobre playa de arena movable.

x [m]	P_{err} [%]	u_{err} [%]
67.55	2.62	0.08 ⁺
72.50	3.30	0.52 ⁺
77.50	5.84	1.37 ⁺
89.00	12.09	17.67 [*]

⁺ a 0.030 m del fondo
^{*} a 0.003 m del fondo

Por último, la inspección de la posibilidad de forzar el modelo con datos medidos en una playa natural fué realizado con los datos del experimento BeST. El modelo numérico es comparado con mediciones disponibles del sensor de presión (PT1) y el correntómetro electromagnético (ECM1). Las series temporales evaluadas corresponden a la elevación de la superficie libre η y componente u de la velocidad (Fig. 5.14).

En general, el modelo es capaz de reproducir los valores tanto para η como para u de manera aceptable aunque diferencias significativas son evidentes entre las series temporales. Dichas diferencias están relacionadas a la calidad de los datos con los cuales el modelo ha sido forzado. Debido a que no se cuentan con mediciones del perfil de velocidad en la posición del sensor PT_{off} , una separación de los componentes del oleaje incidente y reflejado no ha sido posible. Además, el perfil de velocidad introducido en el modelo COBRAS como forzamiento, ha sido generado artificialmente basado en teoría lineal del oleaje cuando en realidad muchas de las olas presentes ya han pasado por el proceso de rotura. Las diferencias en los valores obtenidos por el modelo se vuelven evidentes a la hora del cálculo de estadísticos importantes

como la altura de ola H_{rms} (tabla 5.5). Se sugiere que la sobre estimación de los estadísticos resultante por parte del modelo numérico son resultado de las dificultades en el forzamiento y la inclusión tanto de ondas incidentes y reflejadas.

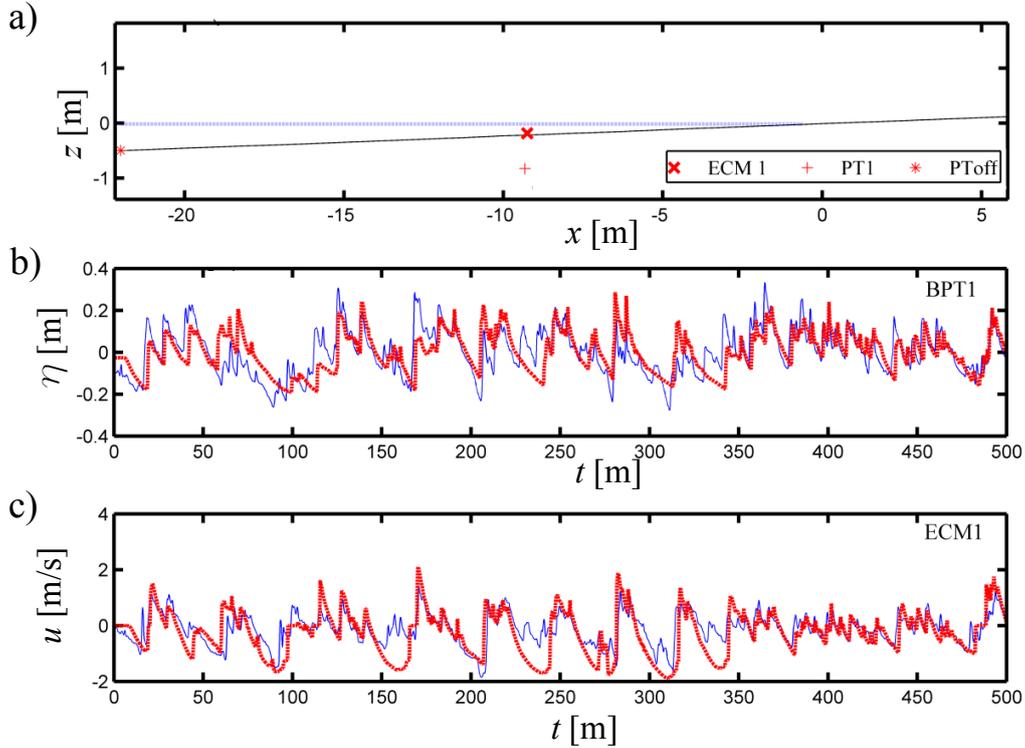


Figura 5.14: a) Localización de la estación de medición en la transición de zona de surf a zona interna de swash ($x = -9.4$ m) con sensores co-localizados y del sensor de presión de forzamiento del modelo (PToff, ver leyenda). Comparación de b) series temporales superficie libre η y c) de la componente u de la velocidad, entre datos medidos (—) y su predicción (—). Caso de estudio BeST: oleaje irregular sobre playa natural.

Tabla 5.5: Promedio de errores relativos del modelo numérico (err) para la estimación de la altura de ola $H_{rms} = \sqrt{8m_0}$, y la componente u de la velocidad en la estación de medición localizada en $x = -9.4$. Caso de estudio BeST: oleaje irregular sobre playa natural.

$H_{rms, err}$	u_{err}^+	u_{err}^*
[%]	[%]	[%]
14.7	4.8	8.9

⁺ a 0.030 m del fondo

^{*} a 0.060 m del fondo

Capítulo 6

Modelo Físico

6.1. Tratamiento y control de calidad de señales medidas

La evolución de la profundidad de la formación y re establecimiento del bore fué medido por los sensores de nivel (WG1 - WG5) en la sección plana del canal. Cada señal individual colectada ha sido re sampleada a un marco de tiempo común de $f_s = 40 \text{ Hz}$ ($\Delta t = 0.025 \text{ s}$) para el promediado de ensamble. Dicho procedimiento ha sido realizado para todos los sensores utilizados. Las propiedades del forzamiento en la transición a ZS han sido medidas por un sensor de nivel (WG6), co-localizado con un distanciómetro ultra sónico UDM (Masa M300/150 con 0.00025 m de resolución) y un perfilador acústico Doppler de velocidad ADPV en la coordenada $x = - 0.4 \text{ m}$ (ver Fig. 4.4). La evolución del flujo en ZS ha sido medido en 5 estaciones (S1, S2, S3, S4, y S5; ver Fig. 4.4 y tabla 4.2) por distanciómetros ultrasónicos UDM. Todas las señales colectadas por los sensores UDM han sido filtradas para eliminar lecturas erróneas asociadas a deficiencias en las señales recibidas debido a efectos de la pendiente y angularidad del grano. Cada señal ha sido interpolada al marco común de tiempo antes de su promediado de ensamble.

El campo de la velocidad (componentes u , v y w) ha sido colectada por sensores ADPVs (Nortek Vectrino II) con un espaciamiento de 0.001 m para cada bin vertical (Zbins) en un rango espacial de 0.04 a 0.07 (e.g., 0.03 m) a partir de la cabeza del sensor. En la estación SGC, el ADPV co-localizado cubrió el rango desde el fondo fijo del canal hasta una elevación de 0.03 m. En las estaciones en ZS (S1 y S2, ver tabla 4.2), el rango vertical de los ADPV co-localizados fué de -0.001 m a +0.002 m con respecto al nivel inicial del fondo movable (bl_o). Todos los ADPVs colectaron datos a una resolución temporal de $f_s = 100\text{Hz}$. Cada señal medida para cada repetición y estación fué tratada de manera independiente siguiendo la metodología planteada por (Puleo *et al.*, 2012, 2014a, 2015). El tratamiento consistió en la

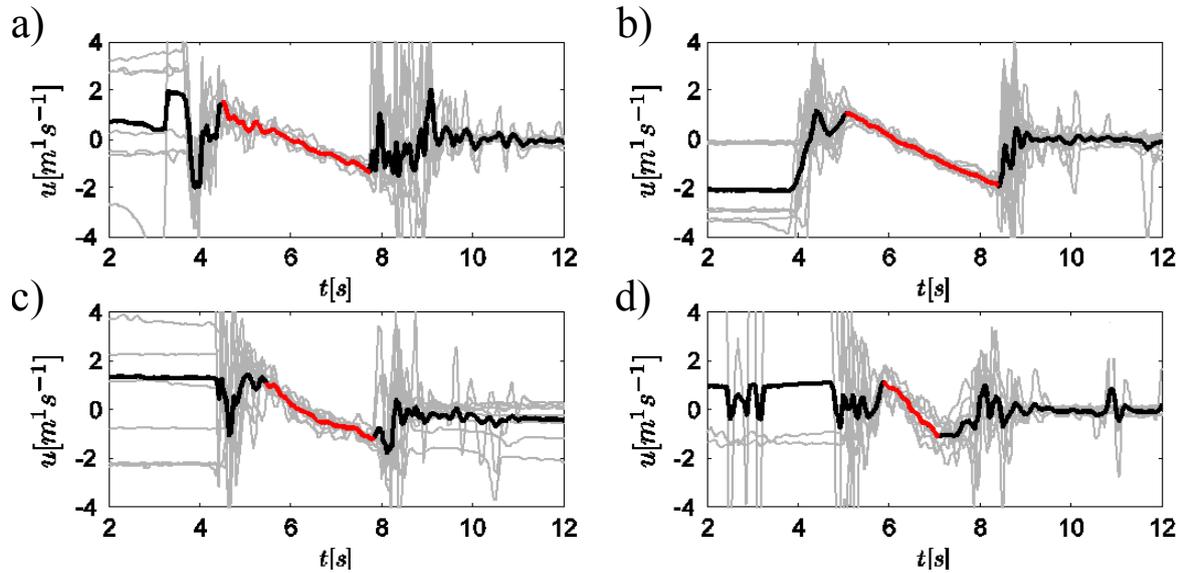


Figura 6.1: Series temporales crudas de u colectadas por los sensores EMCM en las estaciones **a)** S2, **b)** S3, **c)** S3 y **d)** S4 para cada repetición individual (—) y promediado de ensamble (—). La serie temporal del promediado de ensamble tras la eliminación del ruido asociado a tiempos de exposición de los sensores (—) se muestra como complemento.

eliminación de ruido blanco en base a una correlación de corte entre las probetas y en base a la amplitud de la señal medida para cada componente de la velocidad (ver sección 5.12 anterior). Valores instantáneos de u , v , y w fueron removidos de las series temporales cuando la correlación entre probetas fué menor a 70% y/o cuando la amplitud de las señales para al menos 2 componentes de la velocidad, fué menor a -20 dB. Además, registros aislados de velocidades con una duración menor a 3 pasos de tiempo que presentaran incrementos mayores a 0.5 ms^{-1} fueron identificados y removidos de las señales. Dichos incrementos súbitos de la velocidad se relacionan a la presencia de burbujas de aire dentro del volúmen de muestreo del sensor, las cuales se propagan a una velocidad mucho mayor a la del fluído. En efecto, una cantidad significativa de burbujas de aire fueron observadas durante la experimentación tanto en el frente turbulento del bore como en el interior del medio sedimentario de la playa. Las burbujas atrapadas en el interior de la playa presentaron tamaños considerables ($\approx 0.005 \text{ m}$) y se propagaban hacia la superficie a una gran velocidad tras su liberación. El nivel del fondo (bl) fué rastreado en la señal de sensores ADPV mediante un valor de corte de 0.05 m s^{-1} para la desviación estándar del perfil de velocidad cada 10 pasos de tiempo (i.e., 0.1 s) como en (Puleo *et al.*, 2012). Antes del promediado de ensamble, cada Zbin fué ajustado en la vertical respecto al nivel bl resultante cada 10 pasos de tiempo. Por su parte, señales puntales de u y v fueron colectadas a 16 Hz por sensores EMCM co-localizados en

las estaciones S2 a S5 a 0.03 m por arriba de bl_o . Los tiempos de exposición al aire de los sensores y burbujas de aire en las señales fueron identificadas como aceleraciones ($\partial u/\partial t$) súbitas iguales o mayores a 0.1 ms^{-2} (ver Fig. 6.1). Los instantes correspondientes fueron removidos de las series temporales. Todas la señales medidas por los sensores EMCM y ADVP fueron interpoladas al marco de tiempo común antes de su promediado de ensamble.

Concentraciones de sedimento por carga de fondo C_{sf} (carga de arrastre y por saltación) fueron colectadas a 8 Hz por los sensores CCP (ver sección 2.3) en cada estación dentro de la ZS. La estimación de la concentración volumétrica de sedimento (c) se basa en la relación de *Archie* (1947), la cual expresa a c en función de la conductividad del fluido (σ_f), la conductividad de la mezcla de sedimento-agua (σ_m) y un factor de calibración (m), como

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_f} = 1 - c^m. \quad (6.1)$$

Debido a que el valor de σ_m corresponda a la conductividad medida bajo condiciones de máxima compactación en la mezcla (i.e., $c = 0.644$ de acuerdo a *Bagnold*, 1966b), σ_m fué tomada por un CCP enterrado en el fondo de la playa, en donde el medio permaneció saturado la mayor parte del tiempo. Ésto fué necesario debido a que la conductividad del agua y de la mezcla varió en cada repetición debido a condiciones ambientales, variaciones en la potencia de la corriente eléctrica de los sensores, y nivel de saturación del medio sedimentario en la cercanía del sensor. Por lo tanto, la calibración para la determinación de σ_m fué realizada para cada repetición. Asimismo, el valor de σ_f fué medido por otro CCP colocado en el reservorio, antes de cada repetición. Los valores de m encontrados durante las calibraciones efectuadas, variaron en un rango de $1.019 \leq m \leq 1.323$ y son ligeramente menores a los reportados para arenas (i.e., $1.3 \leq m \leq 1.58$ *Lanckriet et al.*, 2013). Sin embargo, las diferencias pueden estar relacionadas a que el d_{50} utilizado fué ligeramente mayor y a que la conductividad del agua varía ligeramente de lugar en lugar y de acuerdo a la temporada del año.

La concentración de sedimento en suspensión C_{ss} fué colectada a 8 Hz por los sensores FOBS en las estaciones S1 y S2. Los sensores FOBS emiten radiación en el infrarojo cercano y registran la porción de radiación que es retrodispersada (*backscatter*) por las partículas en suspensión. Los FOBS consisten en un arreglo de 10 probetas verticales con un espacimientto de 0.01 m, colectando el perfil de C_{ss} en un rango de 0.10 m. Los sensores FOBS fueron calibrados en un tanque de recirculación, registrando los incrementos de la señal medida debido a la adición secuencial y progresiva de una masa conocida del sedimento utilizado en

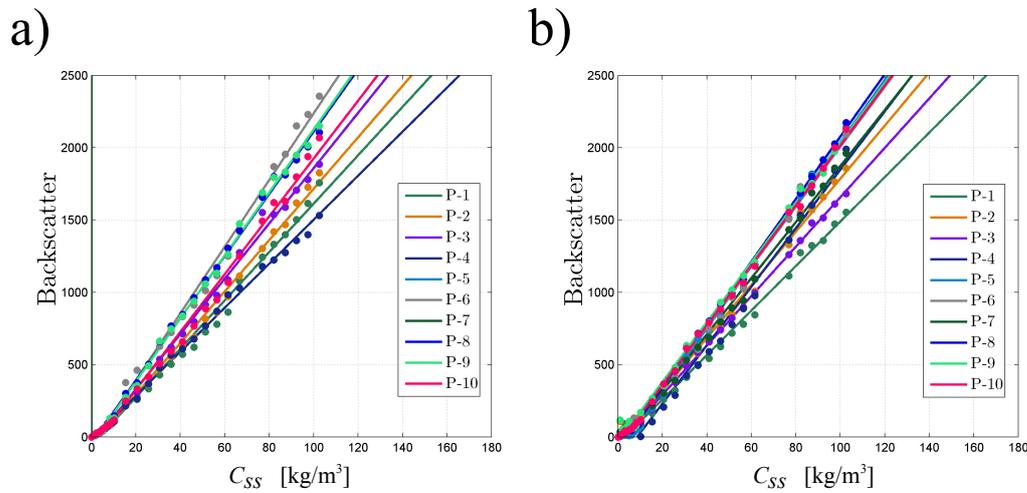


Figura 6.2: Calibración de sensores FOBS mediante el ajuste cuadrático de concentraciones conocidas y lecturas de retrodispersión (*backscatter*) de cada una de las probetas en la vertical (P-1 a P-10). La calibración se muestra para los 2 sensores utilizados en las estaciones **a)** S1 y **b)** S2.

el experimento, en un volumen de agua conocida (i.e., 8 lts). Las calibraciones se realizaron hasta una concentración máxima de 100 kg m^{-3} . De ésta manera, los valores conocidos de C_{SS} fueron relacionados a la señal de retrodispersión medida mediante un ajuste cuadrático (ver Fig. 6.2). Los errores máximos entre los datos y el ajuste fueron menores a un 3%.

6.2. Promediado de ensamble

Aunque el experimento comprendió de 32 repeticiones individuales de un mismo evento, el número total de repeticiones incluidas en el promediado de ensamble fueron $N = 24$ debido a que no todas las repeticiones han cumplido con las medidas de control de calidad. El promediado de ensamble se ha realizado de la siguiente manera:

$$\langle \phi \rangle = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \phi_i(x, t), \quad (6.2)$$

en donde $\langle \rangle$ representa el promediado de ensamble de una propiedad física dada (e.g., ϕ) en función del tiempo (t) y el espacio (x). $N = 24$ es el número de repeticiones individuales (i) incluidas en el ensamble. Por simplicidad, la dimensión vertical se reporta en coordenadas locales z_S referenciadas al nivel del fondo inicial bl_o (i.e., $z_S = 0 \text{ m}$). Las diferentes

propiedades físicas promediadas se reportan en las siguientes sub secciones mientras que la variabilidad entre eventos y errores asociados al promediado de ensamble, se reportan en la tabla 6.1 para cada propiedad física y estación de medición.

Tabla 6.1: Desviación estándar $\bar{\sigma}$ y errores relativos porcentuales ($\%_{err}$) resultantes tras el promediado de ensamble. El $\%_{err}$ se reporta con respecto a la magnitud máxima observada para cada propiedad física. Tanto $\bar{\sigma}$ como $\%_{err}$ se refieren al promedio de desviaciones/errores en la duración del evento.

Estación	$x[m]$	Sensor	Ensamble	$\bar{\sigma}$	%
SGC	5.0	WG ¹	$\langle h \rangle [m]$	0.005	1.62
		UDM ²	$\langle h \rangle [m]$	0.004	0.183
		ADPV ³	$\langle u \rangle [ms^{-1}]$	0.042 a 0.137	4.06 a 13.26
S1	5.6	UDM ²	$\langle h \rangle [m]$	0.0047	2.54
		ADPV ³	$\langle u \rangle [ms^{-1}]$	0.033 a 0.066	2.73 a 15.23
		CCP ⁵	$\langle C_{sf} \rangle [kgm^{-3}]$	7.647	4.8390
		FOBS ⁶	$\langle C_{ss} \rangle [kgm^{-3}]$	13.483	19.45
S2	6.0	UDM ²	$\langle h \rangle [m]$	0.005	2.84
		ADPV ³	$\langle u \rangle [ms^{-1}]$	0.036 a 0.076	4.20 a 11.42
		EMCM ⁴	$\langle u \rangle [ms^{-1}]$	0.2464	21.45
		CCP ⁵	$\langle C_{sf} \rangle [kgm^{-3}]$	8.942	5.34
		FOBS ⁶	$\langle C_{ss} \rangle [kgm^{-3}]$	14.277	36.51
S3	6.3	UDM ²	$\langle h \rangle [m]$	0.004	2.42
		EMCM ⁴	$\langle u \rangle [ms^{-1}]$	0.082	18.80
		CCP ⁵	$\langle C_{sf} \rangle [kgm^{-3}]$	7.060	4.10
S4	7.5	UDM ²	$\langle h \rangle [m]$	0.003	2.43
		EMCM ⁴	$\langle u \rangle [ms^{-1}]$	0.076	18.53
		CCP ⁵	$\langle C_{sf} \rangle [kgm^{-3}]$	4.214	2.45
S5	8.6	UDM ²	$\langle h \rangle [m]$	0.002	2.99
		EMCM ⁴	$\langle u \rangle [ms^{-1}]$	0.061	16.67
		CCP ⁵	$\langle C_{sf} \rangle [kgm^{-3}]$	2.361	1.37

¹ Sensor de nivel

² Distanciómetro ultrasónico

³ Perfilador acústico Doppler de velocidad

⁴ Correntómetro electro-magnético

⁴ Perfilador de concentración de sedimentos por conductividad

⁵ Perfilador de concentración de sedimentos de fibra óptica

6.2.1. Evolución del bore y evento de swash

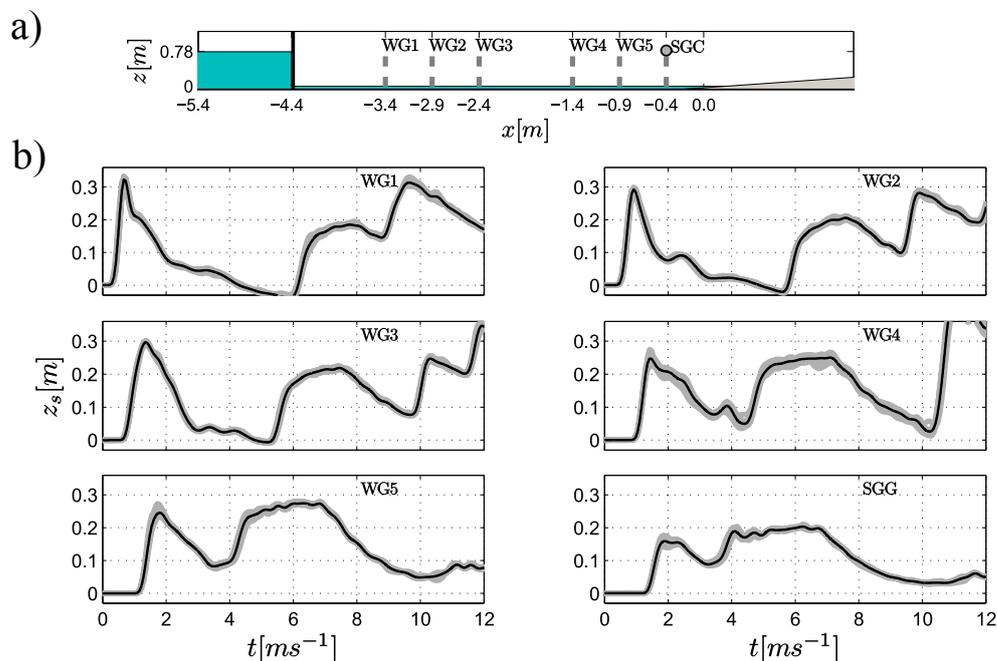


Figura 6.3: a) Localización de sensores de nivel WG en la zona de desarrollo del bore . b) Series temporales de h en coordenadas locales (z_s) en las diferentes estaciones de medición para cada repetición individual (—) y el resultado del promediado de ensemble (—).

Las mediciones de h del bore generado se muestran en la Fig. 6.3. La evolución temporal y espacial (en las 6 estaciones de muestreo) presenta una banda estrecha de variabilidad entre eventos. Como resultado, el promediado de ensemble del bore en la zona de desarrollo del bore es consistente entre repeticiones con una desviación estándar promedio ($\bar{\sigma}$) menor a 0.01 m en todas las estaciones (ver tabla 6.1). Como ejemplo, las máximas desviaciones estándar estimadas para la estación WG4 resultan en valores de $\bar{\sigma} \approx 0.01$ m ó 2.25% de la máxima profundidad local. Es importante mencionar que las series temporales incluyen la onda reflejada tanto en la playa como en la pared del reservorio. Dicha contribución de la onda reflejada ha sido minimizada en las estaciones subsecuentes (SGC, S1-S5, ver Fig. 6.4) mediante la clausura por gravedad de la segunda compuerta colocada en $x = -2.4$ m. La clausura de la compuerta ha sido efectuada al final de la fase del descenso del evento de swash, una vez que el mayor volumen de agua ha abandonado la región de interés.

La profundidad del bore en la frontera de transición hacia la ZS ($x = -0.4$ m) ha sido medido por un sensor de nivel (WG) y un distanciómetro ultrasónico (UDM) para observar

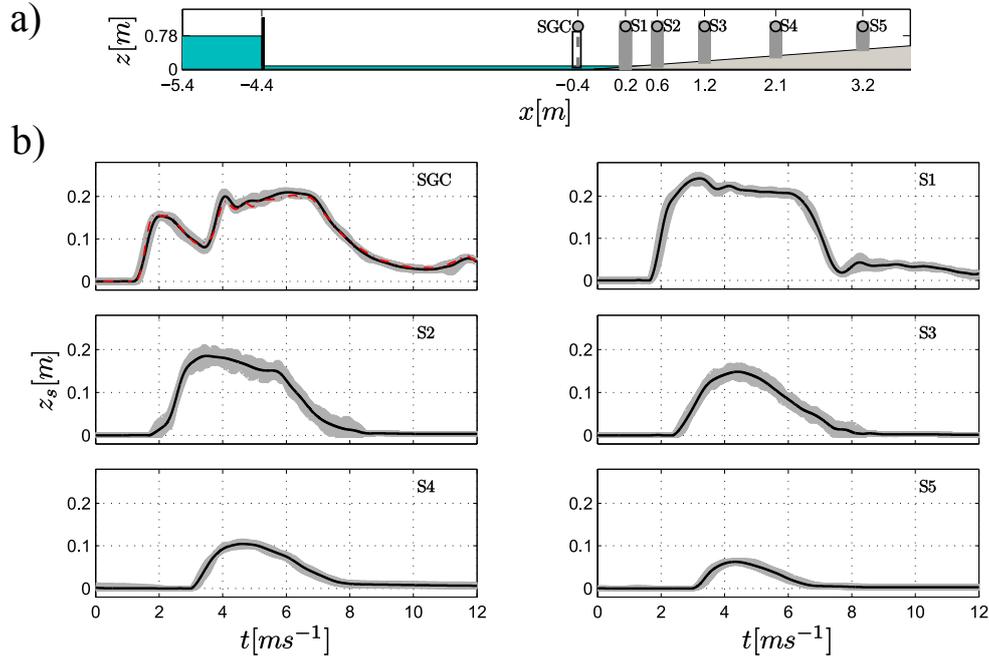


Figura 6.4: **a)** Localización de las estaciones de medición en la zona de transición y zona de swash. **b)** Series temporales de h medidas por los sensores UDM en coordenadas locales (z_s) en las diferentes estaciones de medición para cada repetición individual (—) y el resultado del promediado de ensemble (—). La serie temporal del promediado de ensemble de señales medidas por el WG6 co-localizado en la estación SGC (- -) se muestra para su comparación.

potenciales diferencias de medición entre ambos tipos de sensores (Fig. 6.4b). La evolución de $\langle h \rangle$ es consistente para ambos tipos de sensores con errores relativos promedio ($\%_{err}$) de 1.86% y 1.83% para el sensor WG y UDM (respectivamente) respecto a la máxima profundidad local del flujo. En la ZS, las señales individuales de h son consistentes, resultando en promediados de ensemble que con $\%_{err}$ menores a 3%. El colapso del bore ocurre después de la intersección del espejo de agua inicial con la pendiente ($x = 0$) consistente con estudios previos (e.g., Mory *et al.*, 2011), entre las estaciones S1 y S2. La mayor variabilidad entre repeticiones ocurre en S2 con desviaciones estándar ($\bar{\sigma} \approx 0.005$ m) que son equivalentes a la máxima diferencia aceptable entre mediciones del perfil de playa (ver sección 4.4.2). Por lo tanto, la variabilidad observada puede relacionarse a fenómenos de turbulencia de micro-escala durante el colapso del bore debido a pequeñas diferencias en bl_o entre repeticiones. Sin embargo, la variabilidad es mínima ($\bar{\sigma} = 0.005$ m) y representa el $\%_{err} = 2.85\%$ del valor máximo de $\langle h \rangle$ local. La evolución de la reversión del flujo a lo largo de la pendiente de playa induce una divergencia en el flujo y un asomeramiento local del flujo (Kikkert *et al.*, 2012). La reducción en la magnitud máxima de $\langle h \rangle$ ocurre de 0.19 m a 0.07 m desde S2 a

S5 (respectivamente). En consecuencia, los errores relativos estimados incrementan hacia tierra, con valores de $\%_{err} = 2.43\%$ en S3 y $\%_{err} = 2.93\%$ en S5. De manera importante, el incremento en $\%_{err}$ no representa un incremento en la variabilidad; de hecho, los valores de $\bar{\sigma}$ disminuyen de 0.0036 m en S3 a 0.0018 m en S5. Lo anterior sugiere que, como se anticipaba, los cambios locales del fondo son menores en dirección hacia tierra en las coordenadas superiores del perfil de playa.

6.2.2. Componente u de la velocidad

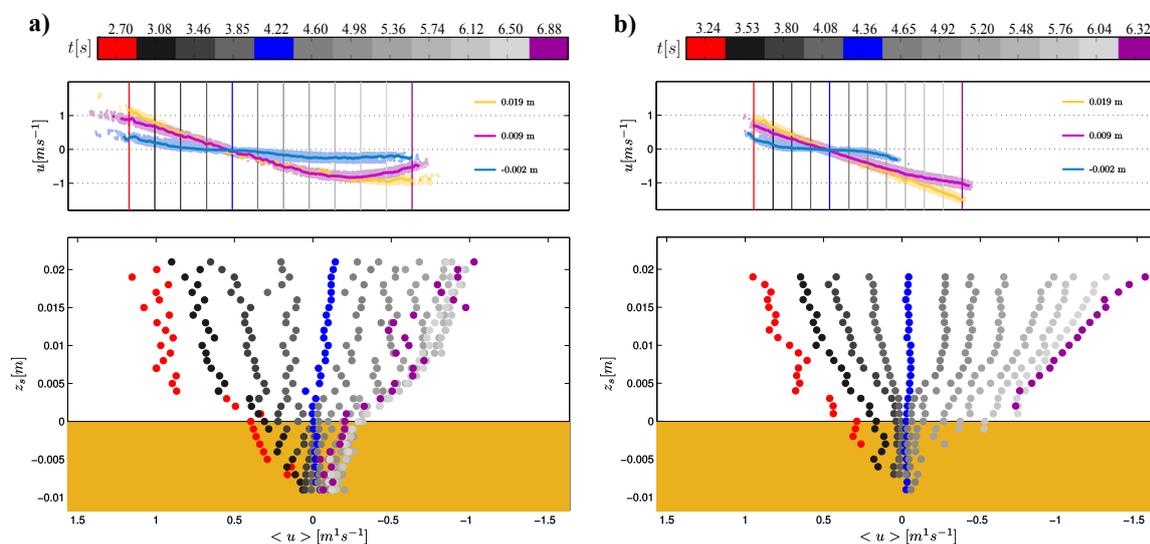


Figura 6.5: Evolución temporal de la componente u de la velocidad medida por los sensores ADPV en las estaciones **a)** S1 y **b)** S2. En los paneles superiores se muestran las series temporales de u como resultado del promediado de ensemble (línea continua indicada en la leyenda) y para cada repetición individual (tonos grisáceos) en tres elevaciones diferentes. El marco de tiempo se refiere a la barra de color superior. Los paneles inferiores muestran el perfil vertical de u durante los 12 instantes indicados en la barra de color superior. Elevaciones locales z_s por debajo del nivel del fondo inicial bl_o se indican para una mejor visualización (■).

En la Fig. 6.5a-b (paneles superiores) se muestran series temporales de u medidas por los sensores ADPV en las estaciones S1 y S2 de medición. Las series temporales mostradas se refieren a tres diferentes elevaciones a partir de bl_o . La disminución en la magnitud máxima de los valores positivos de u , de S1 a S2, indican la pérdida de momentum en dirección hacia tierra. Ésta disminución es más visible en las elevaciones superiores de la columna de agua ($z_s = 0.019$ y 0.009 m). En la elevación inferior por debajo de bl_o ($z_s = -0.002$ m) las magnitudes de u son mayores para S2, lo que se relaciona a un incremento en la aceleración

local tras el colapso del bore. En general, las magnitudes máximas positivas/negativas de u son menores/mayores en S2 con respecto a S1. Después del promediado de ensamble, las magnitudes máximas de $\langle u \rangle$ medidas en la estación S1 son de 1.73 ms^{-1} y -1.01 ms^{-1} durante el movimiento del ascenso y del descenso (respectivamente). Las magnitudes correspondientes en la estación S2 son de 1.38 ms^{-1} y -1.55 m^{-1} , lo que sugiere diferencias importantes en los procesos dominantes para la dinámica local. En la estación S1, las altas velocidades del bore incidente pueden ser dominantes mientras que la aceleración y mayor duración del *backwash* pueden tener un mayor efecto en la dinámica en la estación S2. La serie temporal de u medida en la estación S2 termina con valores máximos, por lo que los últimos instantes, durante los cuales el flujo se desacelera, no han sido resueltos por los sensores co-localizados. Ésto sugiere un asomeramiento extremo del flujo y una variación del nivel del fondo por debajo del límite inferior de la ventana de muestreo del ADPV.

La estructura vertical de u en las estaciones S1 y S1 se muestra en la Fig. 6.5a-b (páneles inferiores) durante 12 instantes diferentes indicados por la barra de color superior. La estructura de u en S1 presenta grandes fluctuaciones en la vertical debido a efectos de deformación y turbulencia del bore. La forma general de los perfiles de u indican la presencia de una CLF bien desarrollada durante el movimiento del ascenso, y un desarrollo rápido de la CLF durante el movimiento del descenso hasta elevaciones por arriba del rango de medición del sensor ADPV. En la estación S2, los gradientes verticales de u son más graduales debido a la restauración del flujo de swash tras el colapso del bore. La CLF se extiende por arriba del rango de muestreo del sensor y puede ser identificada únicamente durante los últimos instantes del *uprush* (e.g., $t = 4.08 \text{ s}$), extendiéndose hasta una elevación de $z_s = 0.014 \text{ m}$. Durante el *backwash* inicial, la CLF se desarrolla y crece desde una elevación $z_s = 0.007 \text{ m}$ ($t = 4.65 \text{ s}$) hasta $z_s = 0.014 \text{ m}$ ($t = 5.20 \text{ s}$). El hecho de tener magnitudes mayores a $u = 0 \text{ m s}^{-1}$ a elevaciones por debajo de bl_o anticipan las variaciones del fondo y que, en ocasiones, el nivel del fondo ha estado por debajo del límite inferior del rango de muestreo del sensor (i.e., $z_s = -0.01 \text{ m}$). En la tabla 6.1 se reporta un rango para los valores de $\bar{\sigma}$ en lugar de un valor puntual debido a que la variabilidad es dependiente de la elevación local z_s . La variabilidad máxima estimada es de $\bar{\sigma} = 0.066$ y 0.076 ms^{-1} para la estación S1 y S2, respectivamente. Los errores estimados relativos a la velocidad máxima por bin de elevación son de 15.23% en S1, y de 11.42% en S2. Como se anticipaba, los máximos errores son encontrados a elevaciones cercanas a bl_o (entre $z_s = -0.004 \text{ m}$ y 0.001 m), en donde una pequeña variación representan un gran porcentaje del valor máximo de u .

6.2.3. Concentración de sedimento

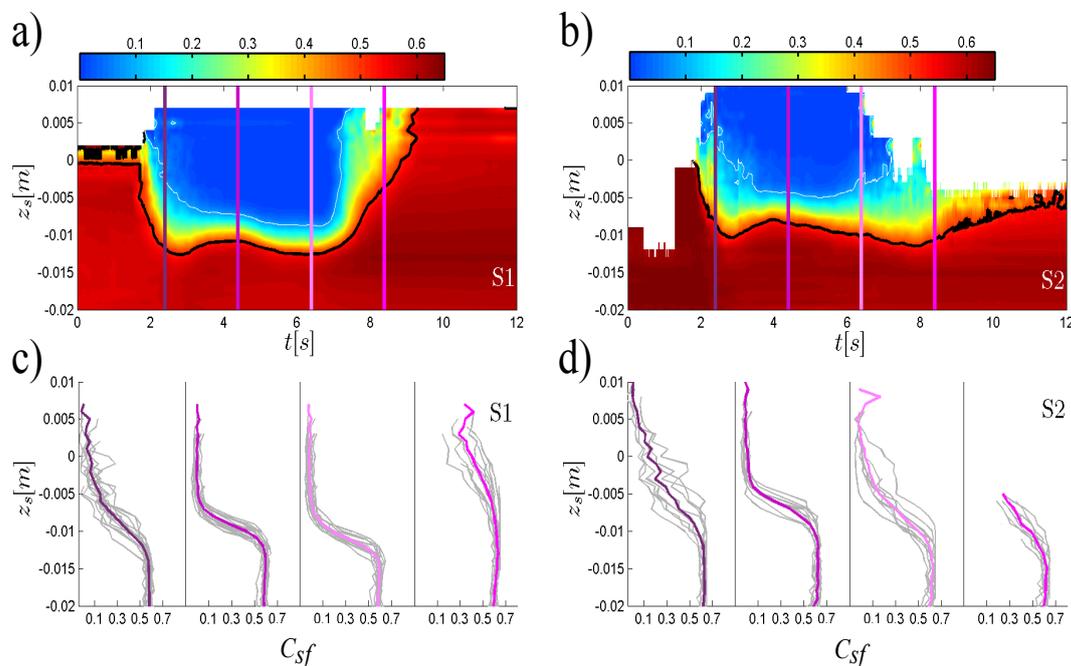


Figura 6.6: Evolución espacio temporal de la concentración volumétrica de sedimento por carga de fondo C_{sf} (carga por arrastre + saltación) como resultado del promediado de ensamble en las estaciones **a)** S1 y **b)** S2. Los contornos $C_{sf} = 0.51$ (en negro) y $C_{sf} = 0.08$ (en blanco) delimitan el grosor de la capa por carga de fondo δ_{sf} . Las líneas verticales continuas indican 4 instantes de tiempo a los cuales se hace referencia en los paneles inferiores (c y d). Perfiles verticales de C_{sf} en 4 diferentes instantes de tiempo como resultado del promediado de ensamble (líneas continuas) y para cada repetición individual (—) en las estaciones **c)** S1 y **d)** S2.

La Fig. 6.6a-b muestra la evolución de la concentración volumétrica de la carga de fondo C_{sf} en las estaciones S1 y S2, tras el promediado de ensamble de las señales medidas por los sensores CCP. El grosor de la capa de carga por fondo (δ_{sf}) se dilata durante el ascenso, se contrae durante instantes cercanos a la reversión del flujo, y vuelve a dilatarse durante el movimiento del descenso. La evolución del límite inferior de δ_{sf} (—) indica la variación instantánea del nivel del fondo. La estación S1 muestra la depositación de material en los últimos instantes del evento por arriba de la ventana de muestreo del sensor CCP. En cambio, la estación S2 muestra una visible erosión al final del evento. La Fig. 6.6c-d muestra los perfiles de C_{sf} en cuatro diferentes instantes representativos de la fase del ascenso, la reversión del flujo, descenso inicial y descenso tardío. Los resultados indican una mayor similitud para los datos colectados en la estación S1, mientras que en S2 las variaciones pueden estar relacionadas a pequeños cambios en la intensidad y posición del colapso del bore en la

cercanía a S2. La mayor variabilidad se presenta durante las fases iniciales asociadas al arribo del bore. La menor variabilidad se asocia a los instantes cercanos a la reversión del flujo y *backwash* inicial, durante los cuales los perfiles verticales de C_{sf} presentan un alto grado de similitud. La variabilidad entre repeticiones aumenta en los instantes finales del *backwash* en las elevaciones superiores del perfil. Es importante señalar que el grado de saturación del medio poroso es de vital importancia para las fuerzas de estabilización/desestabilización dadas por la infiltración/exfiltración en el medio. Apesar de las medidas descritas en la sección 4.4.2, el grado de saturación del medio poroso varió entre repeticiones, generando diferencias en las señales medidas de C_{sf} . Asimismo, el contenido de burbujas de aire atrapadas en el medio poroso representó otra fuente de error en el análisis. Sin embargo, el valor de las desviaciones estándar fué de $\bar{\sigma} = 7.67$ y $\bar{\sigma} = 8.67$ en S1 y S2; con errores relativos de $\%_{err} = 4.84\%$ y $\%_{err} = 5.34\%$, respectivamente.

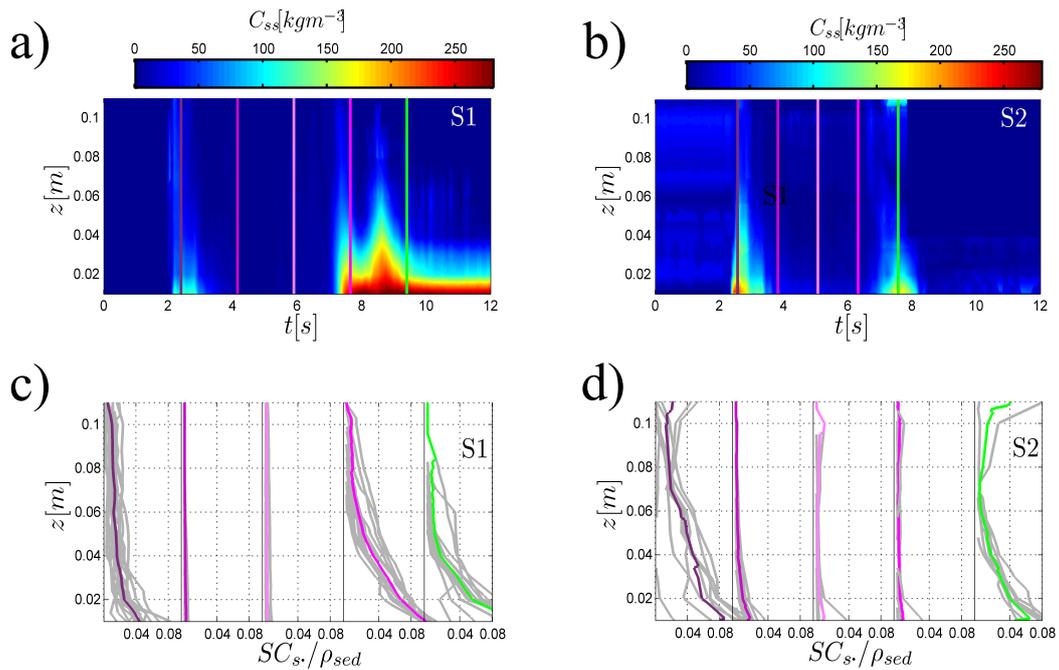


Figura 6.7: Evolución espacio temporal de la concentración volumétrica de sedimento por carga en suspensión C_{ss} como resultado del promediado de ensamble en las estaciones **a)** S1 y **b)** S2. Las líneas verticales continuas indican 4 instantes de tiempo a los cuales se hace referencia en los paneles inferiores (c y d). Perfiles verticales de C_{ss} en 4 diferentes instantes de tiempo como resultado del promediado de ensamble (líneas continuas) y para cada repetición individual (—) en las estaciones **c)** S1 y **d)** S2.

La Fig. 6.7 muestra los resultados de concentración de sedimento en suspensión C_{ss} medido por los sensores FOBS en las estaciones S1 y S2. La evolución espacio-temporal como resultado del promediado de ensamble (6.7a-b) muestra valores mayores a $C_{ss} \geq 150 \text{ kg m}^{-3}$ durante los instantes iniciales del *uprush* y finales del *backwash*. En la estación S1 la fase del *backwash* tardío presenta valores máximos $C_{ss} \geq 250 \text{ kg m}^{-3}$ confirmando la depositación local de sedimento y aumento de nivel del fondo. De manera contraria, en la estación S2 los valores de C_{ss} son mayores durante el *uprush* y confirman que el nivel local ha disminuido debido a la erosión local. Los perfiles individuales y como resultado del promediado de ensamble (6.7c-d) muestran una variabilidad notable entre repeticiones. En particular, en la fase del arribo del bore para la estación S2. Como ya ha sido mencionado, la mayor variabilidad ha sido encontrada en la estación S2 y se relaciona a las pequeñas diferencias relacionadas al punto de rotura y turbulencia de microescala del bore. Sin embargo, las variaciones estimadas entre eventos son aceptables, considerando la dificultad y errores intrínsecos asociados con la medición de C_{ss} , con valores de $\bar{\sigma} = 13.48$ y 14.27 kg m^{-3} , ó de $\%_{err} = 19.45$ y 36% para S1 y S2 (respectivamente).

6.2.4. Respuesta morfológica

El promediado de ensamble de eventos de swash sobre un fondo movable requiere de un cuidado extremo en las condiciones iniciales del perfil de playa. En la Fig. 6.8a se observa que la respuesta morfológica tras un evento es consistente entre repeticiones y resulta en un promediado de ensamble confiable. El valor máximo de respuesta morfológica del ensamble ($\langle \Delta z \rangle = 0.014 \text{ m}$) se encontró en la coordenada $x = -0.05 \text{ m}$, implicando la acreción de la playa en dirección hacia el mar. De la Fig. 6.8a se sigue que la mayor erosión ocurrió en las coordenadas próximas al colapso del bore ($0.4 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$). Una gran parte del volumen del material erosionado fué transportado a la zona baja del perfil mientras que otra parte fué redistribuído a lo largo del perfil alto por la acción del flujo de swash. La mayor variabilidad entre repeticiones se observa para las partes bajas del perfil. La variabilidad puede estar relacionada al grado de saturación del medio y ligeras variaciones del perfil de playa inicial entre repeticiones, afectando la respuesta morfológica resultante. En la Fig. 6.8c) se muestran las diferencias de perfiles iniciales entre repeticiones subsecuentes. El promedio resultante a lo largo del perfil de playa es prácticamente igual a cero. Además, en la Fig. 6.8b se muestran las diferencias en el nivel del fondo del perfil inicial, entre el perfil original y el perfil reconfigurado, para cada repetición. Las diferencias resultantes se encuentran contenidas dentro del margen de error relacionado al sistema perfilador implementado

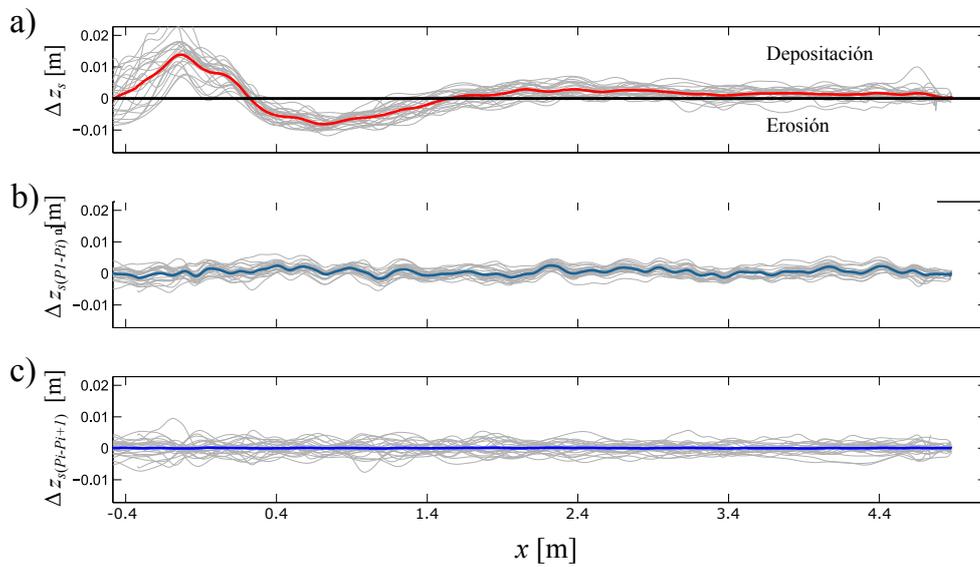


Figura 6.8: **a)** Respuesta morfológica (Δz_s) medida al final del evento para cada repetición (—) y su promediado de ensamble (—) a lo largo del perfil de playa. **b)** Diferencias en el nivel del fondo entre el perfil original (P_1) y el perfil reconfigurado (P_i) antes de cada repetición del evento. **c)** Diferencias los perfiles de playa reconfigurados entre repeticiones subsiguientes ($P_i - P_{i+1}$) del evento.

(± 0.005 m), dando validez y certeza a la metodología seguida para la reconfiguración del perfil de playa.

ciones

Capítulo 7

Resultados

7.1. Capa Límite del Fondo

La comparación del número de Reynolds en el flujo superficial (Re) y subsuperficial (Re_p) permiten su caracterización durante las diferentes fases del movimiento (Fig. 7.1). La magnitud absoluta de u en el centro de cada celda de la malla ($|u|$), la profundidad instantánea del flujo h , y la velocidad cinemática del agua (v) son considerados para la estimación de Re , mientras que Re_p está en función de la magnitud absoluta de la velocidad de descarga intersticial $|u_q| = \sqrt{u^2 + w^2}$ y el tamaño de grano d_{50} . Durante el *uprush* inicial, el flujo es altamente turbulento ($10^{5.5} \geq Re$) en la transición de la sección plana a la ZS ($-1 \text{ m} < X < 0.3 \text{ m}$) con magnitudes más altas alrededor de la superficie libre. En la ZS, el flujo posterior al frente del bore se encuentra en la transición entre el régimen laminar y turbulento de acuerdo a teoría de capa plana ($Re_{crit} = 10^{5.5}$); mientras que en el frente del bore Re es menor debido a que h es mínima y las fuerzas viscosas son dominantes (Fig. 7.1a-b). En el caso impermeable, el frente del bore se propaga de una manera más condensada mientras que la infiltración de agua en el frente del bore induce su reducción como puede apreciarse durante $t = 2.6 \text{ s}$ (Fig. 7.1b). El frente del bore se propaga inicialmente por arriba de una porción de playa saturada. A medida que el bore alcanza la región alta de la playa no saturada, la infiltración genera un asomeramiento progresivo del espejo de agua durante la fase del ascenso (Fig. 7.1a-d). La infiltración del agua superficial genera la propagación del frente del flujo subsuperficial hacia tierra con cierto desfase con respecto al frente del bore superficial. La magnitud de la velocidad del flujo superficial es 4 órdenes mayor a las del flujo subsuperficial en las regiones cercanas al frente del flujo. En las regiones posteriores al frente, la diferencia es de 5 o 6 órdenes de magnitud. Durante la iniciación de la reversión del flujo al pié de la playa (i.e., $t = 4.4$, Fig. 7.1d), el desfase espacial del bore y del flujo subsuperficial es prácticamente nulo. A medida que la reversión del flujo se extiende progresivamente desde el fondo a la superficie,

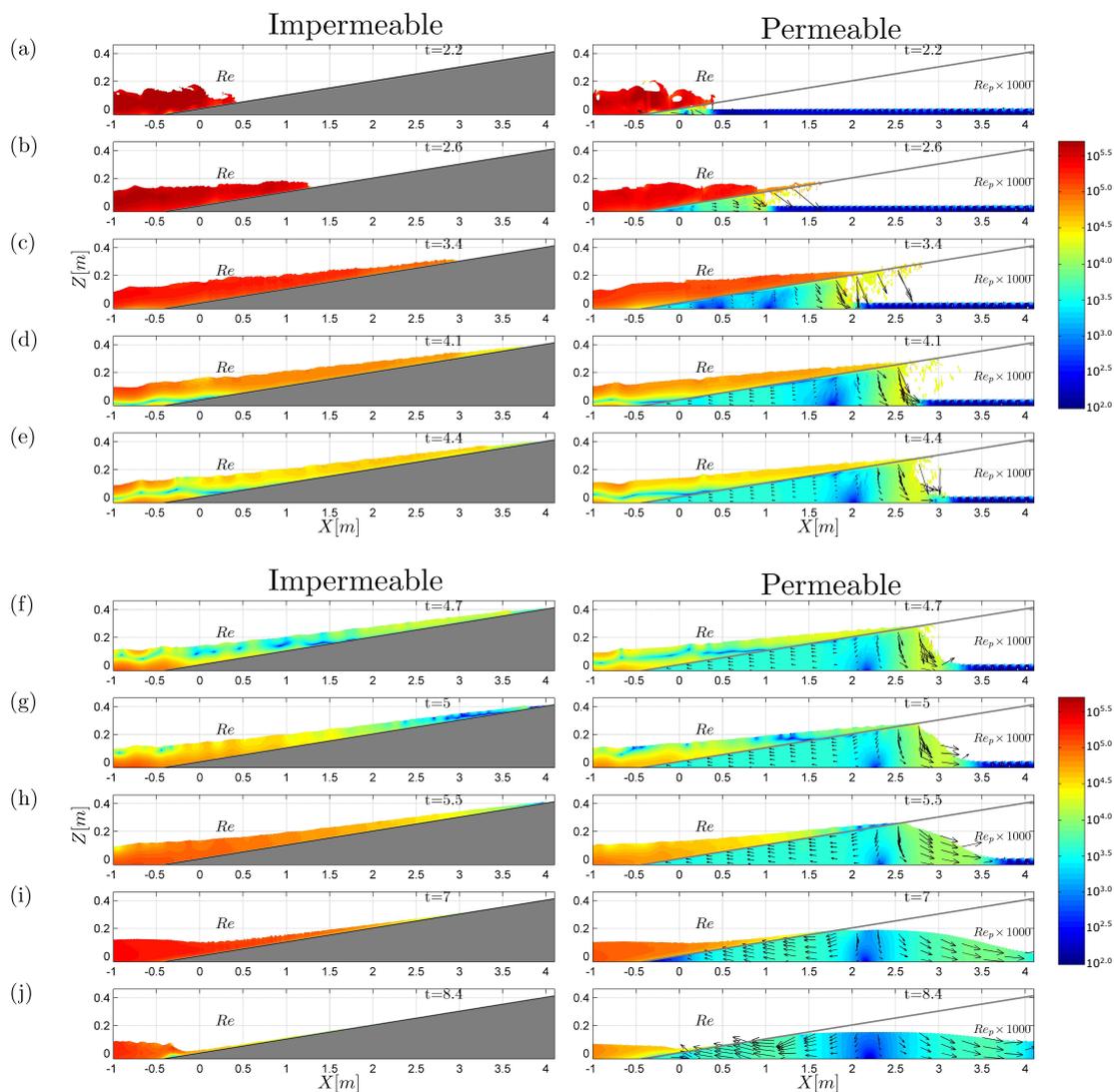


Figura 7.1: Evolución espacio-temporal del número de Reynolds en el flujo superficial (Re) y subsuperficial (Re_p) en diferentes instantes de tiempo (a - j) para el caso impermeable y permeable. La escala de color se expresa en órden de magnitud en el rango de 100 ($= 10^2$) a 500,000 ($\approx 10^{5.7}$). Los valores de Re_p han sido multiplicados por 1000 (i.e., $Re_p \times 1000$) para su visualización.

y del pié de la pendiente hacia la parte alta del perfil de playa, se genera una divergencia en el flujo superficial y subsuperficial (i.e., $t = 4.1$ a 5.5 s, Fig. 7.1e-h). La exfiltración del agua se vuelve aparente en los últimos instantes del *backwash* y la diferencia en el orden de magnitud entre velocidades instantáneas en el flujo superficial y subsuperficial disminuyen.

Las comparaciones entre datos medidos y el modelo numérico evidencian la capacidad del esquema numérico VARANS $k-\varepsilon$ para simular la transitoriedad de las propiedades cercanas al fondo bajo flujos de swash generados por rotura de presa (e.g., *Kikkert et al.*, 2012, 2013). Así como las propiedades fundamentales que caracterizan eventos de succión/inyección bajo oleaje oscilatorio (e.g., *S. Corvaro*, 2014). Por lo tanto, el modelo numérico es utilizado para investigar la influencia de la permeabilidad y porosidad en la dinámica de la ZS dentro de la CLF. Para el análisis se adopta un marco de referencia normalizado en tiempo y en espacio para permitir la comparación entre casos y entre localidades a lo largo del perfil de playa. La normalización de la dimensión temporal se realiza como

$$t' = \frac{t - t_{ab}}{D}, \quad (7.1)$$

en donde $D = t_{fin} - t_{ab}$ es la duración total del evento en cualquier coordenada x dentro de la ZS. La duración total se define como la suma de instantes durante los cuales el flujo inunda la segunda celda por arriba del fondo (i.e., $z = 0.006$ m) desde el arribo del bore (t_{ab}) hasta el último instante de la fase del *backwash* (t_{fin}). Por lo tanto, el rango de t' queda definido de 0 a 1. Luego, cada localidad x es normalizada con respecto a la distancia de inundación máxima sobre el perfil de playa (L) como $x' = \frac{x}{L}$. La normalización en el espacio también se realiza en la dimensión ortogonal al fondo, referida a la profundidad máxima (h_{max}) experimentada en cada coordenada x' a lo largo del perfil de playa, como

$$z' = \frac{z}{h_{max}} \quad (7.2)$$

7.1.1. Estructura de la velocidad del flujo

La evolución espacio-temporal de la componente u de la velocidad cercana al fondo (i.e., $z = 0.009$ m) se muestran en la Fig. 7.2a para ambos tipos de playa. La asimetría del evento de swash para la playa permeable (Fig. 7.2a, pánel derecho) es más pronunciada con respecto a la playa impermeable, presentando magnitudes mayores durante el *uprush*

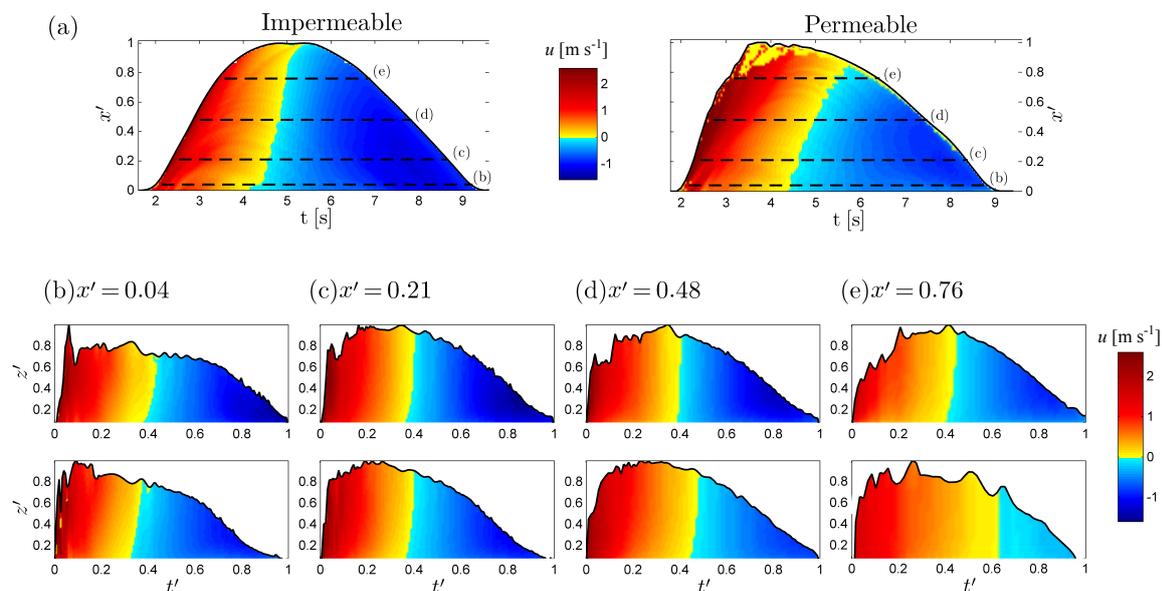


Figura 7.2: **a)** Evolución espacio-temporal de u a $z = 0.009$ m a lo largo de la ZS para los casos impermeable y permeable. Las localidades de $x' = 0.04$, 0.21 , 0.48 , y 0.76 (---) se indican como referencia a los paneles b, c, d, y e. **(b - e)** Evolución de la estructura vertical de u en un marco de referencia normalizado en tiempo t' , localidad x' , y elevación z' para los casos impermeable (pánel superior) y permeable (pánel inferior).

y menores durante el *backwash*. En las localidades más próximas a tierra ($x' > 0.75$), la región activa de la infiltración puede reconocerse por una transición súbita de magnitudes altas y positivas de u a magnitudes cercanas a zero. La duración del *backwash* se reduce en dirección hacia tierra. De hecho, la fase del *backwash* es inexistente en las localidades $x' > 0.8$, como ha sido sugerido por *Steenhauer et al.* (2012). La distribución vertical de u en las 4 localidades x' (indicadas como --- en la Fig. 7.2a) se muestra en las Figs. 7.2b a 7.2e. Durante la fase inicial del *uprush* ($t' > 0.2$) se observan magnitudes altas y positivas ($u \geq 1 \text{ ms}^{-1}$), distribuidas a profundidades medias y superiores ($z' \geq 0.4$) para ambos casos y para la mayoría de las localidades. Sin embargo, los gradientes verticales de u son más uniformes para el caso permeable y en las localidades más cercanas a tierra (e.g., Figs. 7.2c-e). Además, las magnitudes de u son mayores en la cercanía del fondo para el caso permeable, lo que sugiere una contracción de la CLF durante el *uprush*. Otro aspecto relevante se refiere a la duración relativa y reducción en las magnitudes de u durante la fase del *backwash* para el caso permeable. La permeabilidad del fondo induce una menor inundación debido a la pérdida de masa hacia el interior del medio permeable (ver Fig., 5.5); en consecuencia, el momentum del flujo durante el *backwash* es menor, presentando magnitudes de u negativas (en dirección hacia el mar) menores y una estructura vertical más uniforme. La reducción en la duración

de la fase del *backwash* debido a la infiltración es notable. Por ejemplo, en la coordenada $x' = 0.76$ (Fig. 7.2e), la reversión del flujo ocurre durante $t' = 0.41$ y $t' = 0.62$ para el caso impermeable y permeable (respectivamente); implicando una reducción de la duración del *backwash* de $t' = 0.21$.

7.1.2. Balance de la turbulencia

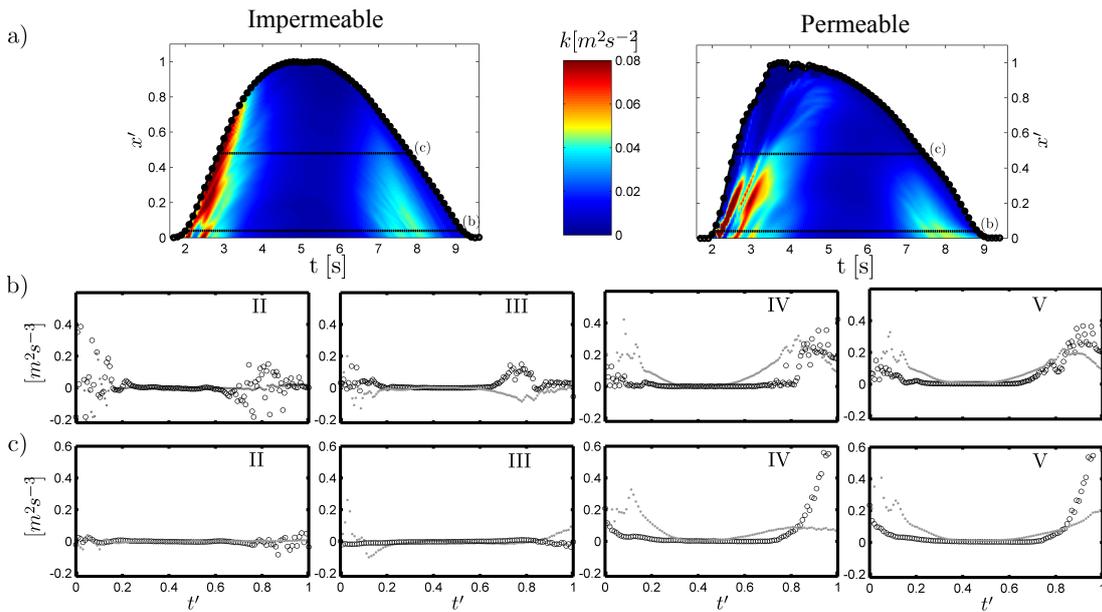


Figura 7.3: (a) Evolución de la energía cinética turbulenta k cercana al fondo ($z = 0.009$ m) para los casos impermeable y permeable. Las localidades en el perfil de playa de $x' = 0.04$ y 0.48 (-----) se indican como referencia a los paneles b y c. (b - c) Evolución del balance de k a una elevación normalizada de $z' = 0.1$ para los casos impermeable (símbolos en negro) y permeable (símbolos en gris). Los términos del balance de k se refieren a los términos de: advección (II), difusivos o de transporte (III); producción local (IV), y disipación local k (V).

Los gradientes espaciales en el campo de la turbulencia se muestran en la Fig. 7.3a para ambos casos y en términos de la energía cinética turbulenta k . Durante el *uprush* inicial, se observan valores máximos de k por arriba de $0.08 \text{ m}^{-2}\text{s}^{-2}$ por la turbulencia relacionada al bore. Durante la fase de la reversión del flujo ocurre un decaimiento, seguido de un incremento de k al final de la fase del *backwash* debido a la turbulencia relacionada al fondo. En general, una mayor transferencia de energía del flujo medio al campo de la turbulencia es observado para el caso impermeable, dados los valores mayores de k durante las diferentes fases del evento. La succión de k hacia el flujo subsuperficial se reconoce en las coordenadas del perfil alto ($x' \geq 0.4$ de manera similar a la Fig. 7.2a) y a la transición súbita de magnitudes altas a bajas de k en la región próxima a la playa durante la fase del *uprush* ($x' < 0.4$). La

inyección de k se observa durante el *backwash* ($t > 7.0$ s) induciendo magnitudes mayores para el caso permeable.

El modelo numérico permite la inspección detallada del balance de k en las diferentes fases del evento, y su posible modificación debido al intercambio de k entre el flujo superficial y sub-superficial. Recordando (ver sección 3.1.1, ecuación 3.1) el balance de k puede expresarse en términos de convección del flujo medio (II), los términos difusivos de transporte debido a gradientes de presión, fluctuaciones turbulentas y esfuerzos viscosos (III), la producción local de ECT (IV) y la disipación de ECT (V) hacia escalas menores y en forma de calor (Pope, 2000). La advección de k (II) está activa durante la fase inicial del *uprush* ($t' \leq 0.3$). En la localidad baja del perfil de playa ($x' = 0.04$, Fig. 7.3b) la advección de k es mucho más significativa que en la localidad media del perfil de playa ($x' = 0.48$, Fig. 7.3c) para ambos casos. Las diferencias entre casos se observan en la fase del *backwash* final ($t' \geq 0.7$), durante la cual la importancia de éste término es mucho mayor para el caso impermeable. Los términos correspondientes al transporte local (III) se refieren a la difusión de k en la columna de agua. Por lo tanto, éste término indica la transferencia local de k desde el flujo superficial hacia el flujo sub-superficial (si el signo es negativo) ó viceversa (si el signo es positivo) cuando se evalúa en la cercanía de un medio poroso. La Fig. 7.3b-III y 7.3c-III indican que la transferencia neta de k después del arribo del bore ($0.05 \leq t' \leq 0.7$) está seguida de un cambio en signo hacia la sub-superficie (i.e., succión de k) en ambas localidades. La transferencia de k se reduce durante el resto del *uprush* a medida que el flujo sub-superficial se satura. Durante el *backwash* y en la localidad baja del perfil (Fig. 7.3c-III), la transferencia ocurre desde el flujo sub-superficial hacia el flujo superficial debido a la inyección de k asociada a la exfiltración. En contraste para el caso impermeable, éste término se mantiene con signo positivo durante la mayor parte del evento. Los términos de producción (IV) y disipación (V) de k se relaciona a la generación local debido a las fuerzas de fricción (e.g, esfuerzos cortantes) y a la transformación de k hacia escalas menores (energía interna). Para el caso impermeable, ambos términos están en equilibrio en las dos localidades evaluadas. El incremento en la producción k durante el *backwash* sugiere que existe suficiente tiempo para el desarrollo de la CLF y que, además, la producción es similar a la disipación. Por lo tanto, existe un contenido de k residual disponible para la advección en dirección hacia el mar como se indica en el panel del término II (Fig. 7.3b-III). La producción/disipación de k para el caso permeable es notablemente diferente. En la localidad baja del perfil de playa, el pico máximo al inicio del *uprush* en ambos términos son 3.2. y 2.2 veces mayores a los del caso impermeable (Fig. 7.3b-IV y Fig. 7.3b-V). En la localidad alta del perfil de playa (Fig. 7.3c-IV y figura 7.3c-V), los valores pico correspondientes son 1.57 y 1.7 veces mayores para el caso permeable. Durante la fase del *backwash*, la misma diferencia relativa entre

casos en la localidad baja del perfil es de 1.31 y 1.68 veces menor para el caso permeable. En la localidad alta del perfil, la diferencia relativa es 8.0 veces menor (en la producción de k), y 3.1 veces menor (en la disipación de k) para el caso permeable con respecto al impermeable. Éstas diferencias relativas indican la influencia de la succión/inyección de k debido a la infiltración/exfiltración durante el *uprush/backwash*. Un rasgo importante es que los valores pico en la producción de k ocurren durante el arribo del bore y durante el instante de crecimiento máximo de la CLF al final del *backwash* para el caso impermeable. En cambio para el caso permeable, dichos valores pico ocurren al momento de la infiltración máxima durante el *uprush*, y en los instantes durante los cuales la exfiltración se vuelve dominante en el desarrollo de la CLF.

7.1.3. Esfuerzos cortantes en el fondo

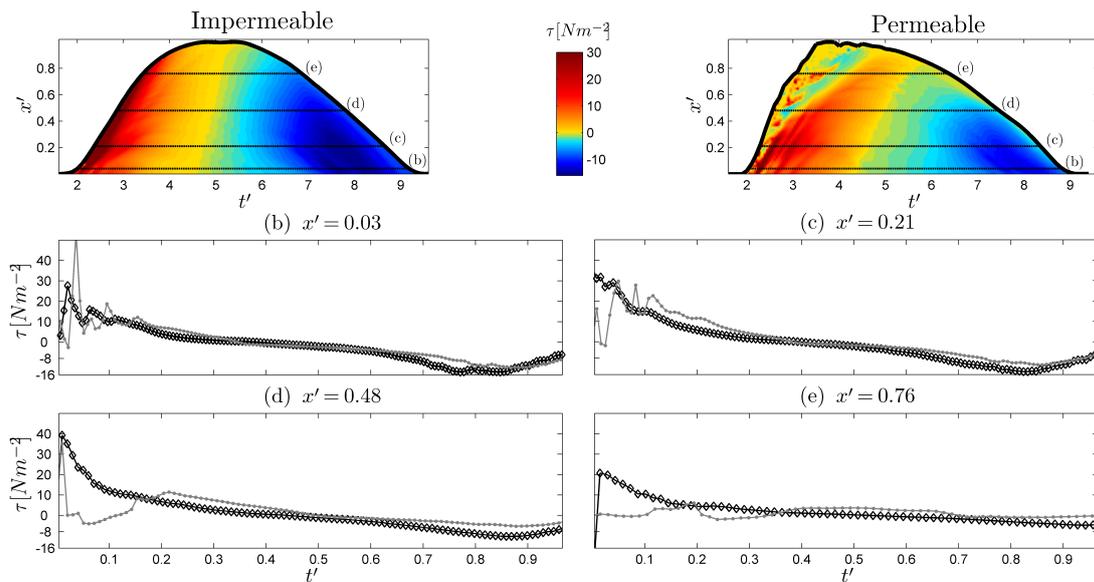


Figura 7.4: (a) Evolución espacio-temporal de esfuerzos cortantes en el fondo (τ) para los casos impermeable y permeable. Las localidades en el perfil de playa de $x' = 0.04, 0.21, 0.48, \text{ y } 0.76$ (-----) se indican como referencia a los paneles b, c, d, y e. (b - e) Evolución de τ en las localidades fijas seleccionadas para el caso impermeable (pánel superior) y permeable (inferior).

La evolución temporal de τ para ambos casos, impermeable y permeable, se muestran en el Fig. 7.4a. Para el caso impermeable, la evolución está marcada por el sesgo y la asimetría del flujo, en consistencia con descripciones previas (e.g., Barnes et al., 2009). Los valores máximos se relacionan al arribo del bore, seguidos de un decremento gradual durante el resto del *uprush*. Durante el *backwash*, τ se incrementa a medida que el flujo gana momentum. El

valor máximo durante el *backwash* se presenta unos instantes antes de que finalice el evento. Las magnitudes máximas absolutas son mayores durante el *uprush* aunque disminuyen más rápido mientras que, durante el *backwash*, las magnitudes absolutas son menores pero su efecto comprende una mayor duración (Kikkert et al., 2012; O'Donoghue et al., 2010; Torres-Freyermuth et al., 2013). La tasa de τ promediada a lo largo del perfil de playa, entre las magnitudes del *uprush* y del *backwash*, es de 3.8 para los valores de pico máximos y de 1.6 para las mediciones directas de Barnes et al. (2009) bajo un forzamiento similar. Sin embargo, los gradientes espaciales de τ son notablemente diferentes en la presencia del medio poroso-permeable. La infiltración resulta en un cambio súbito de magnitud en la evolución de τ durante el *uprush*. El cambio se presenta de valores altos positivos a valores bajos positivos o negativos (ver Fig. 7.4b-e). La ocurrencia del pico máximo ocurre instantes después del arribo del bore, cuando el medio local ha llegado a la saturación. La infiltración afecta progresivamente el frente del bore a medida que se propaga a lo largo del perfil (efecto de asomeramiento); por lo tanto, el valor máximo de τ ocurre en las localidades cercanas al pie de la pendiente de playa ($x' < 0.2$), en donde el efecto de la infiltración es menor. Los valores de τ se vuelven positivos después de que la localidad de la playa llega a la saturación. Durante el *backwash*, las magnitudes resultantes de τ son menores debido a la exfiltración y consecuente expansión de la CLF. Las tasas de valores de τ promediadas a lo largo del perfil para el caso permeable, resultan en 3.7 para el valor máximo y en 2.6 para el valores medio. Además, las magnitudes correspondientes del pico máximo durante el *uprush* y el *backwash* son de 80.8 Nm^{-2} y 12.7 Nm^{-2} , que se comparan con 77.8 Nm^{-2} y 16.9 Nm^{-2} para el caso impermeable.

7.1.4. Campo de la Vorticidad

Sou y Yeh (2011) investigaron el campo de la vorticidad media mediante el promediado de ensamble de oleaje rompiente en voluta en la zona de surf, a partir de mediciones PIV. Su estudio validó el uso de la vorticidad como un propiedad efectiva para evaluar mecanismos que resultan de la acción combinada del gradiente de presión, fuerzas de cuerpo en la superficie, y fuerzas de arrastre en la interfase del fondo. Aquí, el campo de la vorticidad media (ω) se emplea para evaluar procesos de capa límite de fondo (CLF). Ésta suposición es posible debido a que el flujo en ZS es extremadamente somero, por lo que la presencia de fuerzas viscosas en el fondo y de deformación en superficie son determinantes en la formación y desarrollo de la CLF. La vorticidad media se refiere a

$$\omega = \frac{\partial u_z}{\partial x} - \frac{\partial u_x}{\partial z}. \quad (7.3)$$

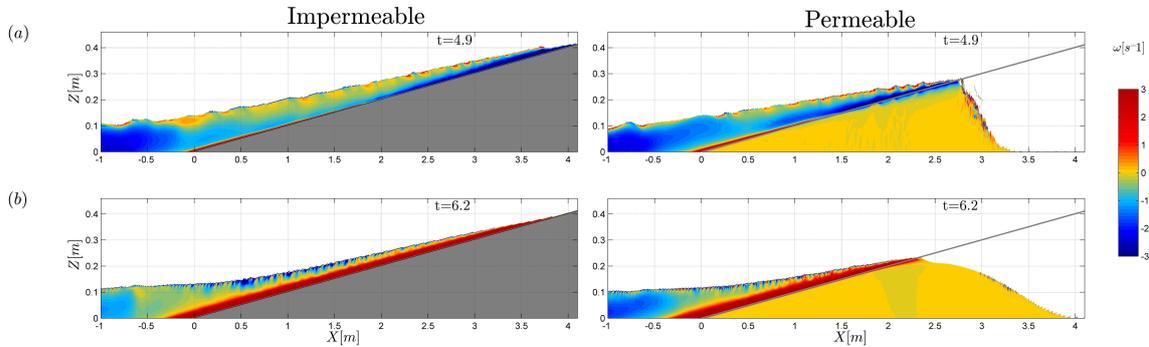


Figura 7.5: Gradientes espaciales de la vorticidad media ω para los casos impermeable (panel izquierdo) y permeable (panel derecho) en coordenadas originales X y Z , durante los instantes **a)** $t = 4.9$ s, y **b)** $t = 6.2$ s.

Para su revisión, los gradientes espaciales de ω durante un instante del *uprush* ($t = 4.9$ s) y del *backwash* ($t = 6.2$ s) se muestran en la Fig. 7.5. Valores positivos de ω corresponden a una rotación ciclónica (CCW - por sus siglas en inglés *counter clockwise*) mientras que valores negativos de ω implican una rotación anti ciclónica (CW - del inglés *clockwise*). La infiltración de ω CW durante el *uprush* es satisfactoriamente capturada por el modelo VARANS y provee evidencia de la succión hacia el fondo. Durante el *backwash*, se observa la expansión de la capa de ω CCW (positiva) cercana al fondo, evidenciando la dilatación de la CLF en el caso permeable con respecto al impermeable en coordenadas bajas y medias del perfil de playa. Algunas diferencias importantes con respecto a estudios previos basados en descripciones en zona de surf bajo flujo oscilatorio (e.g., Corvaro y Miozzi, 2014; Lin y Liu, 1998b) son evidentes. En la zona de surf, ω mantiene la misma rotación que la rotación del flujo por debajo de la superficie libre (Lin y Liu, 1998b); en cambio, para la ZS, el frente del flujo se propaga inicialmente sobre un fondo expuesto al aire y ω es más influenciada por la fuerza de arrastre en el fondo, manteniendo una rotación contraria a la de la rotación en superficie. Además, en superficie existen sub regiones en las que hay una alternancia de la rotación (de ω CCW a ω CW y viceversa), indicando patrones de divergencia y convergencia. Otro proceso único de ZS es la advección de ω CCW en superficie desde la zona interna de surf hacia la ZS debido a la interacción entre eventos Sou y Yeh (2011). Aunque el presente análisis no considera la interacción entre eventos, la Fig. 7.5 muestra patrones similares de divergencia/convergencia en superficie debido a mecanismos locales. Uno de los mecanismos se puede relacionar a la aceleración local del flujo como resultado del gradiente de momentum y las fuerzas de cuerpo resultantes. Éste mecanismo en combinación con la transferencia de

momentum y generación de esfuerzos cortantes en el fondo, y la succión e inyección de ECT debido a la infiltración y exfiltración, controlan la evolución de ω en la ZS.

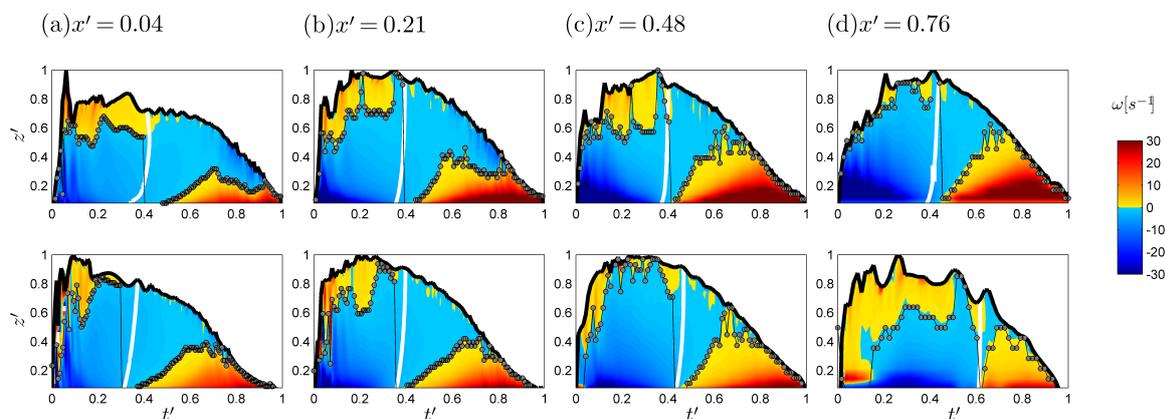


Figura 7.6: Evolución espacio-temporal de la vorticidad media ω en un marco de referencia normalizado en tiempo t' y en espacio z' en las localidades fijas **a)** $x' = 0.04$, **b)** 0.21 , **c)** 0.48 y **d)** 0.76 , para los casos impermeable (pánel superior) y permeable (pánel inferior). El grosor de la capa límite del fondo CLF de acuerdo a la vorticidad $\delta_{B\omega}$ ($- \bullet -$) se estima por el primer cruce por cero ascendente de ω desde el fondo hacia la superficie, en cada paso de tiempo. El contorno correspondiente a la reversión del flujo (línea blanca) también se muestra para su visualización.

La Fig. 7.6 muestra la evolución espacio-temporal de ω en diferentes localidades fijas a lo largo del perfil de playa ($x' = 0.04, 0.21, 0.48, 0.76$) como función de la profundidad normalizada z' . Durante la fase del *uprush*, las fuerzas de cuerpo en superficie inducen valores de ω positivos con rotación CCW; en cambio, las fuerzas de arrastre en el fondo, inducen valores muy negativos con rotación CW en el fondo. La comparación directa entre el caso impermeable (Fig. 7.6, panel superior) y permeable (Fig. 7.6, panel inferior) indica que las fuerzas de deformación en superficie durante el *uprush*, son progresivamente más dominantes en dirección hacia tierra para el caso impermeable (ver Fig. 7.6a-c). En la última localidad evaluada (Fig. 7.6d), las fuerzas de superficie son dominantes para el caso permeable debido a que el flujo es extremadamente somero (i.e., $h_{max} \approx 0.03$ m) en comparación al caso impermeable (i.e., $h \approx 0.06$ m). El campo de ω cercano al fondo indica que la magnitud de la rotación CW se incrementa hacia tierra para ambos casos durante el *uprush*. Durante el *backwash*, la ω es CCW y resulta debido a la condición de pared para el caso impermeable, y debido a la transferencia de momentum para el caso permeable. El efecto de la permeabilidad en el campo de ω es notable, reduciendo la magnitud de ω cercana al fondo, durante ambas fases del movimiento. Durante la fase del *backwash*, las diferencias cercanas al fondo son evidentes debido a que la CLF tiene mucho mayor tiempo para desarrollarse en el caso

impermeable.

El primer cruce por cero ascendente, desde el fondo hacia la superficie, es extraído del campo de ω en cada paso de tiempo t' para la determinación del grosor de la CLF ($\delta_{B\omega}$) como se muestra en la Fig. 7.6a-d. De la Fig. 7.6a-d es evidente que la caracterización de la CLF durante el *uprush* es difícil debido a la dominancia de la deformación asociada al bore turbulento. $\delta_{B\omega}$ se desarrolla instantáneamente con el arribo del bore y fluctúa por debajo de la superficie libre durante el resto del *uprush*. Por lo tanto, la CLF está modulada en superficie por la deformación inducida y procesos de micro-escala de la turbulencia que introducen una fuente adicional de ω CCW. Uno de los procesos de micro-escala se conoce como el mini bore (Zhang y Liu, 2008), el cual es una replica del bore a menor escala y que, ocurre momentos después del arribo del bore. La evolución $\delta_{B\omega}$ sugiere que la CLF está limitada por la superficie libre únicamente durante el arribo del bore y en instantes previos a la reversión del flujo para ambos casos, irrespectivamente de la localidad en el perfil de playa (e.g., Fig. 7.6c-d). Para el caso permeable se observan algunas diferencias ya que la succión de ω CW en el fondo previene el crecimiento de $\delta_{B\omega}$ hasta la superficie libre (e.g., Fig. 7.6d). Durante la fase del *backwash*, la evolución de $\delta_{B\omega}$ es más gradual y esencialmente relacionada a las fuerzas de arrastre e intercambio de momentum en el fondo. El crecimiento de $\delta_{B\omega}$ se desarrolla con una influencia mínima de procesos en superficie. En especial, durante los instantes iniciales del *backwash*, durante los cuales el crecimiento de $\delta_{B\omega}$ es casi lineal hasta llegar a estar limitado por la profundidad en localidades altas del perfil de playa.

7.1.5. Crecimiento de la capa límite del fondo

La Fig. 7.7 muestra la evolución de $\delta_{B\omega}$ en la localidad $x' = 0.38$ extraída directamente del campo de la vorticidad ω . Tres instantes característicos en su evolución durante el *backwash* son identificados para estimar el rango temporal dentro del cual el crecimiento de la CLF es cuasi lineal. Los tres instantes correspondientes son: δ_{ini} - el valor mínimo de $\delta_{B\omega}$ después de la reversión del flujo que indica la formación de la CLF, δ_{lg} - el valor máximo de $\delta_{B\omega}$ después de δ_{ini} en donde el crecimiento se ajusta a una línea de tendencia lineal por mínimos cuadrados, y δ_{dl} el primer instante después de δ_{lg} durante el cual $\delta_{B\omega}$ comienza a estar limitado por la superficie libre.

Para la identificación de δ_{lg} y δ_{dl} se han seguido los siguientes pasos: *i*) una sustracción de $\delta_{B\omega}$ con respecto a h' en el periodo entre δ_{ini} y el final del *backwash*; *ii*) se ha empleado una sub ventana de menor tiempo definida por el periodo hacia el final del *backwash*, durante el cual la sustracción $h' - \delta_{B\omega}$ es menor 0.05; *iii*) δ_{dl} ha sido identificado como el primer

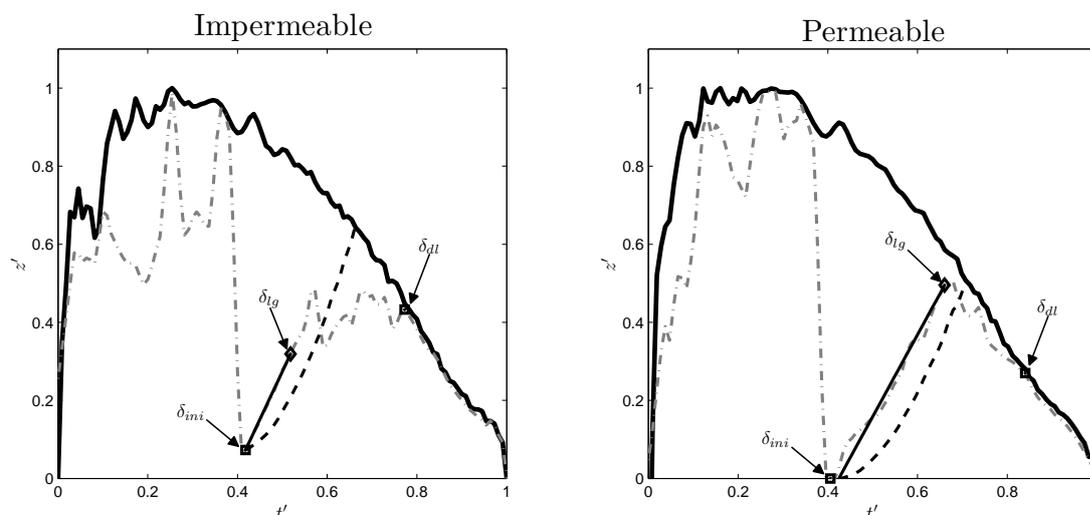


Figura 7.7: Evolución temporal del grosor de la CLF a partir del campo del vorticidad $\delta_{B\omega}$ (- -) y a partir de teoría de capa plana (- · -) en un marco normalizado, tanto en duración t' como en elevación z' con referencia a la profundidad del flujo h' (—). Los resultados se muestran para los casos impermeable/permeable en una localidad media del perfil de playa ($x' = 0.38$). La figura muestra tres instantes característicos en la evolución de la CLF durante el *backwash*, correspondientes a: δ_{ini} - el instante relativo inicial de formación de la CLF (\square), δ_{lg} - el límite temporal del crecimiento cuasi lineal de la CLF (\diamond), y δ_{dl} - el primer instante de crecimiento limitado por la superficie libre (\square).

paso de tiempo dentro de la sub ventana de tiempo, durante el cual la tercera derivada de $h' - \delta_{B\omega}$ es igual a zero (i.e., $\frac{\partial^3}{\partial t'^3} [h' - \delta_{B\omega}] = 0$). Ésto último implica que por lo menos $\delta_{B\omega}$ tiene valores exactamente iguales o ligeramente menores ($\Delta z' < 0.05$) a h' , durante al menos 3 pasos de tiempo consecutivos. *iv*) Se ha realizado un ajuste lineal entre δ_{ini} y δ_{dl} y determinado el coeficiente de correlación r^2 entre $\delta_{B\omega}$ y el ajuste lineal. *iv*) Si r^2 es menor a 0.95 (con un 95% de nivel de confianza), el ajuste ha sido rechazado y un nuevo ajuste, entre δ_{ini} y $\delta_{B\omega}$ un paso de tiempo anterior a δ_{dl} , ha sido realizado. *v*) El paso anterior (i.e., *iv*) ha sido repetido de manera iterativa hasta que un valor de $r^2 \geq 0.95$ ha sido obtenido, definiendo así el instante δ_{lg} . Por lo tanto, la pendiente del ajuste lineal denota el crecimiento lineal de $\delta_{B\omega}$ en función del tiempo, durante la fase inicial del *backwash*.

Los pasos *i*) a *iv*) descritos anteriormente han sido realizados en cada localidad x' del perfil de playa para obtener la distribución espacial del crecimiento inicial de la CLF durante el *backwash* (Fig. 7.8). El análisis ha sido realizado en el marco original de referencia (no normalizado) para obtener valores reales de tasas de crecimiento de la CLF. Sin embargo, los resultados se muestran en coordenadas x' para su comparación y análisis Fig. 7.8. La tendencia espacial para el instante δ_{ini} indica que la formación de la CLF ocurre de manera secuencial y progresiva en la dirección hacia tierra para ambos casos. Consecuentemente,

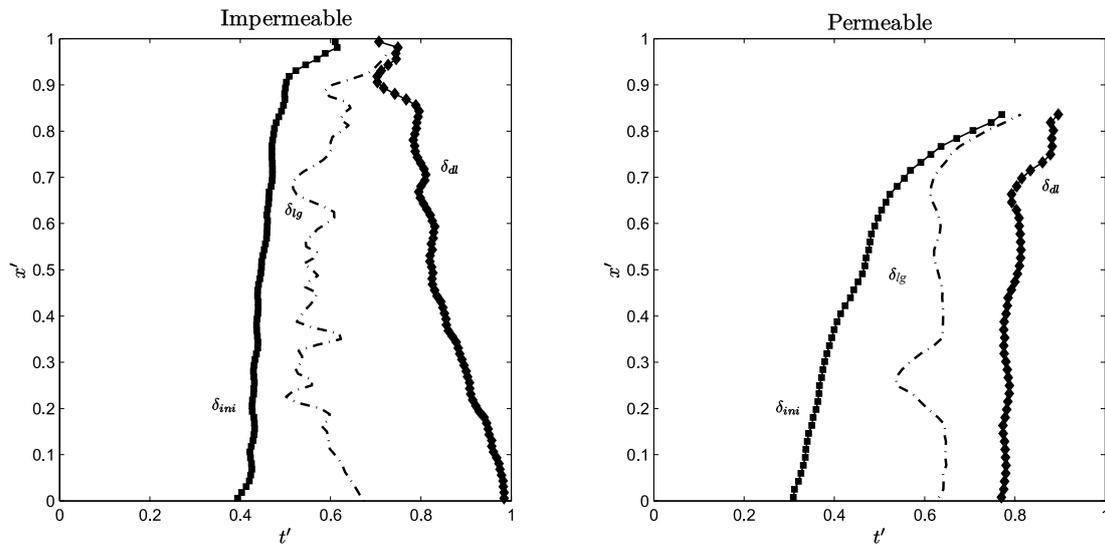


Figura 7.8: Distribución espacial del desarrollo de la CLF durante el *backwash* ($\delta_{B\omega}$) a lo largo del perfil, caracterizada por el instante inicial de formación de la CLF δ_{ini} ($-\blacksquare-$), el último instante de crecimiento cuasi lineal de la CLF δ_{lg} ($- \cdot -$), y el primer instante de crecimiento limitado por la superficie libre δ_{dl} ($- \blacklozenge -$). La distribución se muestra en un marco normalizado en tiempo t' y espacio x' para los casos impermeable y permeable. El periodo de crecimiento cuasi lineal está englobado por los límites temporales δ_{ini} y δ_{lg} .

el periodo entre δ_{ini} y δ_{dl} es cada vez más corto en cada localidad en dirección hacia tierra y, más aún, para el caso permeable en consistencia con la reducción en la duración total del *backwash*. En las localidades $x' > 0.84$ del perfil permeable, el análisis no puede ser realizado debido a que la fase del *backwash* es casi (o completamente) inexistente. La Fig. 7.8 muestra que el periodo de crecimiento cuasi lineal de la CLF durante el *backwash* (entre δ_{ini} y δ_{dl}) es progresivamente (en dirección hacia tierra) más largo para el caso impermeable y más corto para el caso permeable. Además, la infiltración de agua aún persiste durante la fase inicial del *backwash* en localidades de $0.78 < x' < 0.84$ por lo que el crecimiento cuasi lineal $\delta_{B\omega}$ es reducido notablemente. Una estimación del periodo relativo del crecimiento cuasi lineal de $\delta_{B\omega}$ con respecto a la duración total del *backwash*, resulta en un mínimo de 5% (en $x' = 0.68$) y un máximo de 28% (en $x' = 0$) para el caso impermeable. En cambio para el caso permeable, el rango correspondiente resulta de 2% ($x' = 0.84$) a 32% (en $x' = 0$). En suma, la permeabilidad del fondo induce un mayor crecimiento cuasi lineal de la CLF en las localidades bajas y medias del perfil de playa, en donde el medio ha llegado a su saturación antes o durante de la reversión del flujo. En las localidades altas del perfil de playa, el desarrollo de la CLF durante el inicio del *backwash* se aleja de un crecimiento cuasi lineal debido a la infiltración persistente y a la succión de propiedades envueltas en el desarrollo de

la CLF.

7.1.6. Validez de la ley logarítmica

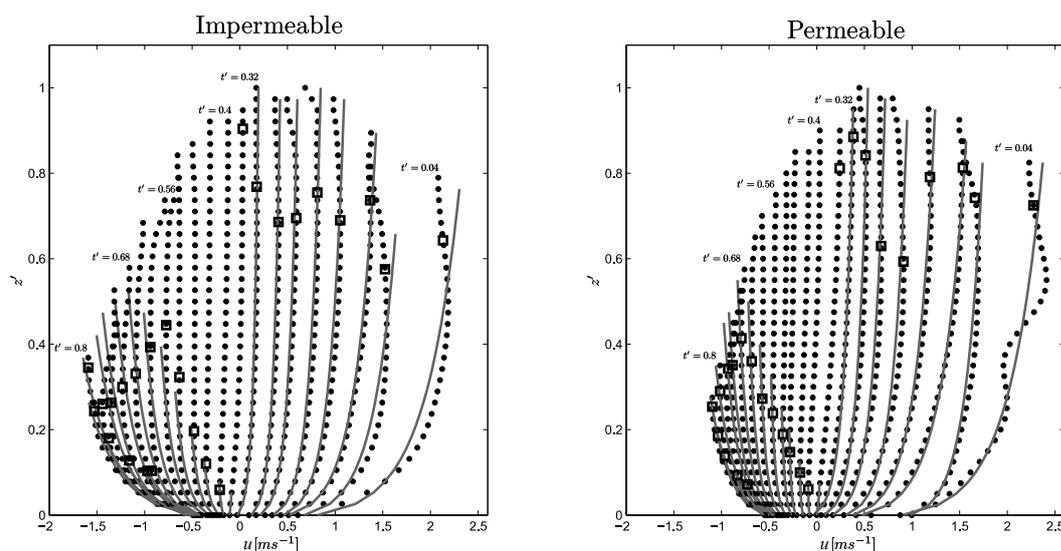


Figura 7.9: Perfiles verticales de la componente u de la velocidad (\bullet) cada 1/25 fracciones de la duración total del evento normalizado t' en la localidad $x' = 0.04$, para los casos impermeable y permeable. El grosor de la CLF determinado a partir de la ley logarítmica $\delta_{B\log}$ (—) se compara con el grosor de la CLF determinada a partir del campo de la vorticidad media $\delta_{B\omega}$ (\square). Los resultados se presentan en una escala vertical normalizada z' con respecto a la máxima profundidad local registrada durante todo el evento.

La validez de la determinación del grosor de la CLF por medio del campo de la vorticidad $\delta_{B\omega}$ es comparado contra el método tradicional y más utilizado, basado en la estructura de la componente u de la velocidad y la ley logarítmica (ver sección 2.1.3, ecuación 2.1). El grosor de la CLF a partir de la ley logarítmica ($\delta_{B\log}$) se ha estimado aplicando el ajuste logarítmico al perfil vertical de u y basado en un coeficiente de correlación $r^2 \geq 0.95$ (e.g., *Torres-Freyermuth et al., 2013*) entre el perfil de u y el ajuste logarítmico. El ajuste y coeficiente de correlación es evaluado de manera acumulativa desde el fondo hasta la superficie libre, para cada instante de tiempo. De tal manera, $\delta_{B\log}$ representa la elevación máxima en el perfil instantáneo de u , en donde aún se cumple que $r^2 \geq 0.95$. La comparación entre $\delta_{B\log}$ y $\delta_{B\omega}$ se presenta en la Fig. 7.9 para una localidad baja en el perfil de la playa $x' = 0.04$, en la cual las diferencias de la estructura vertical de u entre los casos impermeable y permeable son menores. El grosor de la CLF es cualitativamente similar para ambos métodos, exhibiendo un crecimiento rápido durante el *uprush*, decaimiento durante la reversión del flujo, y un

crecimiento gradual hasta la superficie libre durante el *backwash* (en consistencia con *Barnes y Baldock, 2010; Briganti et al., 2011*). Sin embargo, algunas diferencias importantes entre métodos son visibles. Durante el *uprush*, $\delta_{B\log}$ predice un estado limitado por la superficie libre en la mayoría de los instantes (desde $t' = 0.08$ a $t' = 0.32$), mientras que $\delta_{B\omega}$ no exhibe una limitación por superficie libre en ninguno de los instantes evaluados. La diferencia entre métodos se relaciona a la deformación del flujo en superficie que puede inducir una estructura tipo logarítmica aunque ésta no esté relacionada estrictamente a procesos de capa límite de fondo (*Torres-Freyermuth et al., 2013*). Durante la reversión del flujo (i.e., $t' = 0.36$), $\delta_{B\log}$ muestra una sub estimación considerable respecto a $\delta_{B\omega}$. Como se esperaba, la ley logarítmica es incapaz de representar correctamente la CLF cuando el flujo presenta direcciones opuestas cercanas al fondo y a la superficie (e.g., *O'Donoghue et al., 2010*), mientras que $\delta_{B\omega}$ predice un grosor máximo de la CLF justo antes de la reversión del flujo. Durante la fase del *backwash* ($t' \geq 0.68$), $\delta_{B\log}$ predice que la CLF alcanza y comienza a estar limitada por la superficie libre, considerablemente antes del instante predicho por $\delta_{B\omega}$. Ésto último tiene implicaciones importantes ya que la tasa de crecimiento de la CLF es mayor al utilizar el método de la ley logarítmica. Por lo tanto, la determinación de la CLF mediante $\delta_{B\log}$ resulta en una sobre/sub estimación del grosor de la CLF durante el *uprush/backwash* (respectivamente). Otra limitación importante, es que la determinación de $\delta_{B\log}$ es dependiente de el valor de corte de correlación r^2 utilizado para su estimación.

7.1.7. Esfuerzos Cortantes

La transferencia de momentum y generación de esfuerzos cortantes en la cercanía del fondo τ es el mecanismo principal que modula la formación y el desarrollo de la CLF. La medición directa de τ no ha sido realizada por *Kikkert et al. (2012, 2013)* y su estimación se reporta en base a la ley logarítmica (ver ecuaciones 2.1 y 2.8) para la determinación de la velocidad de fricción u_* . En cambio, el modelo numérico determina el valor de τ basado en la viscosidad de remolino ν_t y en el campo de $\frac{\partial \bar{u}}{\partial z} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial x}$ (ver ecuación 4.19). La comparación entre ambos métodos se muestra en la Fig. 7.10, presentando diferencias en ambas localidades y casos durante el *backwash* inicial. Las diferencias máximas resultan en 6 Nm^{-2} para el caso impermeable y de 17 Nm^{-2} para el caso permeable. Cabe mencionarse que la magnitud de τ alrededor de la revesión del flujo no ha sido reportada en *Kikkert et al. (2012, 2013)* debido a la poca validez de la ley logarítmica durante dicha fase. *O'Donoghue et al. (2010)* reporta diferencias, concentradas en la fase del *backwash*, del orden de $O(1)$ entre las mediciones directas de (*Barnes et al., 2009*) y estimaciones de τ a partir de la ley logarítmica. Por su parte *Torres-Freyermuth et al. (2013)* muestra una mayor consistencia entre los valores de

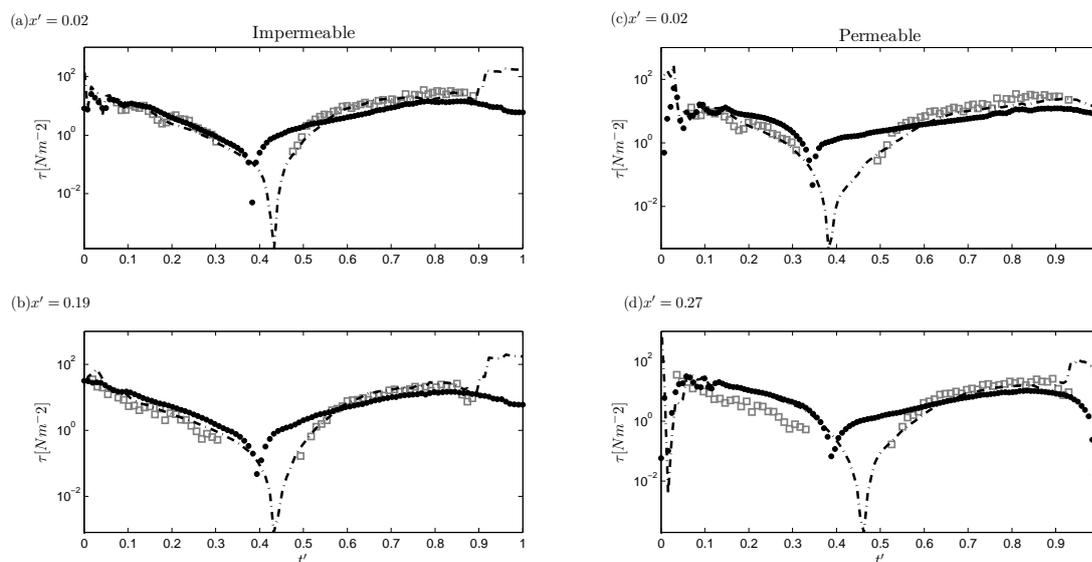


Figura 7.10: Series temporales de esfuerzos cortantes τ reportados por Kikkert *et al.* (2012, 2013) (\square), extraídos por el modelo numérico (\bullet) y predichos por la ley logarítmica aplicada a la predicción numérica de u ($-\cdot-\cdot-$). Los resultados se muestran en las localidades de **a)** $x' = 0.02$ y **b)** $x' = 0.19$ para el caso impermeable (páneos izquierdos), y en **c)** $x' = 0.02$ y **d)** $x' = 0.027$ para el caso permeable (páneos derechos). La selección de las localidades x' evaluados es en base a la existencia de datos reportados por Kikkert *et al.* (2012, 2013).

τ predichos por el mismo modelo numérico utilizado en éste trabajo y las mediciones de Barnes *et al.* (2009) para ambas fases (*uprush* y *backwash*) de movimiento. Para su correcta evaluación y complemento, se han estimado también las magnitudes de τ basadas en la ley logarítmica aplicada a la estructura vertical de u predicha por el modelo numérico. Las diferencias entre las estimaciones basadas en la aplicación de la ley logarítmica a los datos medidos por Kikkert *et al.* (2012, 2013) y datos predichos por el modelo, se reducen de manera notable. De ésta manera, se demuestra que las diferencias están más relacionadas al método para la estimación de τ que en una diferencia en la predicción de la estructura de u .

7.1.8. Tasa de crecimiento de la CLF

El análisis realizado en la sección 7.1.5 anterior permite la estimación de la distribución de la tasa de crecimiento de la CLF durante el *backwash* inicial ($\frac{\Delta\delta_{B\omega}}{\Delta t}$) a lo largo del perfil del playa. La Fig. 7.11 muestra que la $\frac{\Delta\delta_{B\omega}}{\Delta t}$ es reducida en las localidades del perfil de playa, en donde el medio permeable local se encuentra saturado durante el *backwash* inicial, sin efectos dominantes de la exfiltración o infiltración. Por ejemplo, en las localidades bajas a medias ($0.1 \leq x < 0.45$) el caso permeable presenta tasas menores de crecimiento de la

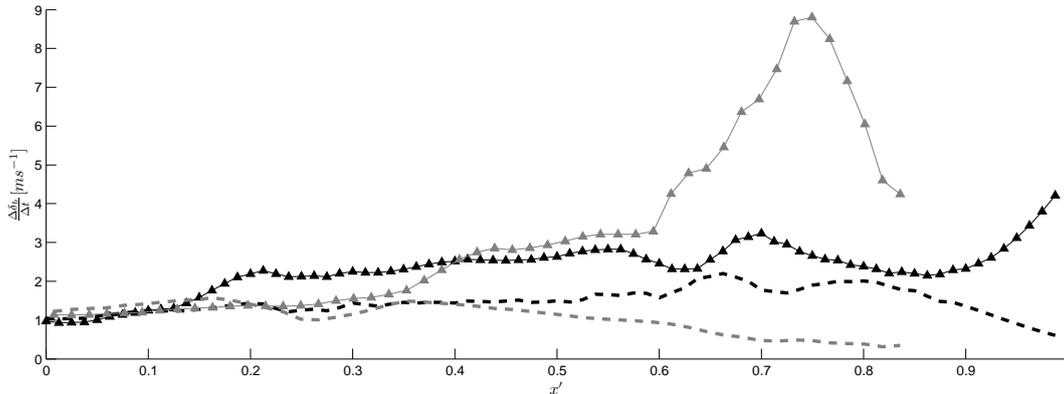


Figura 7.11: Tasa de crecimiento de la CLF durante instantes iniciales de la fase del *backwash* para los casos impermeable (▲) y permeable (▲) a lo largo del perfil de playa x' . La tasa de crecimiento estimada a partir de la aplicación de la teoría de capa plana para flujos turbulentos sobre fondos rugosos (—) y con ventilación (—) también se muestran para su comparación.

CLF debido a que de manera general, el flujo del *backwash* posee un menor momentum con respecto al del caso impermeable (e.g., Figs. 7.1 y 7.2). En las localidades medias del perfil de playa (i.e., $0.45 \leq x < 0.65$) la formación de la CLF durante el *backwash* inicial ocurre de manera simultánea a la infiltración de masas de agua para el caso permeable. Por lo tanto, la magnitud de τ se incrementa bajo el adelgazamiento del flujo superficial, lo que promueve un crecimiento más rápido de la CLF con respecto al caso impermeable. Lo anterior, evidencia que el efecto de continuidad (Baldock y Nielsen, 2010a) es cada vez más dominante y promueve un crecimiento más rápido de la CLF en dirección hacia tierra. En las localidades altas del perfil de playa (i.e., $0.65 \leq x < 0.84$) el efecto de continuidad es dominante y el desarrollo la CLF, durante el *backwash*, se aleja rápidamente de un crecimiento cuasi lineal. Por ejemplo, $\frac{\Delta\delta_{B\omega}}{\Delta t}$ se incrementa de 0.06 ms^{-1} (en $x = 0.65$) a 0.19 ms^{-1} (en $x = 0.75$), lo que sugiere que la CLF alcanza la superficie libre rápidamente debido a su rápido crecimiento y ausencia de fuerzas de cuerpo en superficie. Un análisis complementario se refiere a la aplicación de la teoría fundamental de placa plana para flujos turbulentos (TCLPP, ver sección 3.1.1) sobre fondos rugosos con o sin ventilación. El análisis es importante ya que modelos derivados de la TCLPP son ampliamente utilizados en esquemas numéricos tipo NSW para la determinación de la CLF en ZS (e.g., Barnes y Baldock, 2010; Briganti et al., 2011). Aquí, la determinación del grosor de la CLF a partir de TCLPP ha sido mediante la aplicación del esquema integral de momentum de Prandtl y von Karman basado en una ley de distribución de u de poder a la $1/7$ (Schlichting y Gersten, 2000). De manera general, la predicción de la distribución espacial de $\frac{\Delta\delta_{B\omega}}{\Delta t}$ por parte de la TCLPP es consistente con el modelo numérico en un factor de 2 en las localidades bajas del perfil de playa. Sin embargo,

la predicción a partir de la TCLPP en las localidades medias y altas del perfil presenta una sub estimación notable con respecto al modelo numérico. La sub estimación es aún más significativa para el caso permeable, sugiriendo que la dominancia de la infiltración en el desarrollo de la CLF en ZS no está bien representada por la TCLPP. Por lo tanto, la validez de la TCLPP en la ZS presenta grandes limitaciones y su aplicación debe de realizarse con cuidado. En especial, en playas con tamaños de grano considerables (i.e., arenas gruesas y gravas) y/o porosidad media o alta (i.e., $n \geq 0.2$).

7.1.9. Conclusiones

El análisis comprendió un estudio de la capa límite de fondo (CLF) para flujos en ZS sobre fondos impermeables y permeables. El modelo numérico 2D VARANS empleado ha sido validado con datos experimentales de alta resolución (*Kikkert et al.*, 2012, 2013). Dichos datos experimentales representan el punto de referencia más sólido actualmente para estudios numéricos en la ZS. El desempeño numérico ha sido aceptable dado los valores RMSE obtenidos. Las mayores limitaciones del modelo se refieren al caso permeable debido a la exclusión de la fase del aire y consecuente presión de poro en su formulación. Sin embargo, los errores relativos son del orden del 2% para la inundación, 13% para la profundidad instantánea, 14% para la velocidad promediada en la vertical, y 10% para la turbulencia en la cercanía del fondo. Por lo tanto, el análisis ha permitido investigar los efectos de la infiltración y exfiltración en la evolución de propiedades físicas durante las diferentes fases de movimiento. Las mayores diferencias en el flujo superficial entre el caso impermeable y permeable son causados por *i*) el decremento en la distancia de inundación (~ 1.1 m), *ii*) reducción en el volumen de agua debido a la infiltración ($\sim 33\%$), y *iii*) consecuente reducción en momentum con diferencias en velocidad mayores a 0.6 ms^{-1} durante el *backwash*.

El campo de la vorticidad media responde a *1*) gradientes de momentum que resultan de la aceleración/deceleración en subregiones del flujo por debajo de la superficie libre, *2*) la transferencia de momentum via esfuerzos cortantes en el fondo, y *3*) succión/inyección de energía cinética turbulenta debido a la infiltración/exfiltración. Por lo tanto, un método de cruces por zero ascendentes (desde el fondo a la superficie libre) del campo de la vorticidad ha sido empleado para la determinación del grosor de la CLF. El desarrollo de la CLF es instantáneo durante el arribo del bore. Instantes después, la CLF BL no está limitada por la profundidad como había sugerido en estudios previos basados en modelos promediados en la vertical, sino que varía por debajo de la superficie libre. Dichas fluctuaciones responden a inestabilidades en el flujo que resultan de procesos relacionados a la turbulencia de micro

escala (i.e., generados por el minibore y fuerzas de deformación en superficie). La CLF alcanza a la superficie libre únicamente en instantes previos a la reversión del flujo. Por consiguiente, la CLF está modulada por los mecanismos descritos a continuación :

- la infiltración de volúmenes de agua que resultan en un adelgazamiento progresivo, en dirección hacia tierra, del frente del bore
- la succión de la turbulencia, identificada como un cambio en signo en el término de la difusión de la energía cinética turbulenta después del arribo del bore
- la ocurrencia de magnitudes máximas en los esfuerzos cortantes durante el arribo del bore, las cuales son mayores para el caso permeable en la cercanía de la intersección del nivel de agua inicial con el perfil de playa
- la disminución en magnitud de los esfuerzos cortantes tras el arribo del bore y su posterior aumento al momento en que el medio poroso llega a la saturación en las localidades altas del perfil

La fase del *backwash* permite la inspección detallada de la CLF ya que su crecimiento ocurre con menor influencia de fuerzas inducidas en superficie. Por lo tanto, su crecimiento inicial es esencialmente cuasi lineal antes de alcanzar la superficie libre. Durante la fase del *backwash*, los siguientes mecanismos relacionados a la presencia del medio poroso son notorios:

- la duración de la fase es progresivamente reducida hasta llegar a ser inexistente en el límite hacia tierra de la excursión del flujo
- el término difusivo de transporte en el flujo superficial muestra un cambio en signo debido a la exfiltración
- al momento en que la exfiltración se presenta, la producción y disipación de energía cinética turbulenta son reducidas
- el periodo de tiempo de crecimiento cuasi lineal del CLF es ligeramente mayor en las localidades bajas del perfil en donde el medio poroso ha llegado a la saturación al momento de la reversión del flujo. Bajo éstas condiciones de saturación, la predicción de la teoría fundamental de CLF para una capa plana, es consistente en un factor de 2.
- el crecimiento de la CLF se aleja de un comportamiento cuasi lineal en las localidades altas del perfil, en donde la infiltración aún persiste después de la reversión del flujo y es dominante. Bajo éstas condiciones, el crecimiento de la CLF no está bien representado por la teoría fundamental de CLF para placa plana.

Un alcance final del presente estudio está dado por la relación de esfuerzos cortantes absolutos entre la fase del *uprush* y el *backwash*. Para los valores pico, la relación correspondiente es similar entre casos y en consistencia con las mediciones directas de *Barnes et al.* (2009). Los efectos directos de la infiltración/exfiltración son reflejados en los valores medios con una relación que es 60% mayor para el caso permeable con respecto al impermeable. Sin embargo, para las condiciones evaluadas, el análisis sugiere que la infiltración y exfiltración domina sobre las fuerzas de arrastre en el fondo y consecuente desarrollo de la CLF.

7.2. Inundación

El presente análisis se centra en la evaluación de fuentes de incertidumbre en la determinación de la inundación, incluida la incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística en la generación de series temporales de oleaje. El análisis es relevante para el diseño de estructuras de protección de costas y rellenos de playa, así como para el diagnóstico del peligro y exposición frente a fenómenos de tormenta en la determinación de riesgos en zonas costeras. La incertidumbre se determinan a partir de la variabilidad del *runup* debido a *i*) la distribución de la energía espectral contenida en la serie de forzamiento, *ii*) la rugosidad del fondo, y *iii*) la aleatoriedad estadística en la generación de series temporales de forzamiento. De principal interés es evaluar si la variabilidad observada debido a aleatoriedad estadística (*ies* significativa con respecto la variabilidad debido a *(ii)* y *(iii)*) para un mismo estado de mar.

Para la evaluación de las diferentes fuentes de incertidumbre se han diseñado 8 combinaciones de H_0 y T_0 que definen diferentes estados de mar. Para cada estado de mar, se han analizado 3 diferentes condiciones (A, B, y C) mediante la variación de parámetros asociados a la anchura espectral del espectro JONSWASP γ y rugosidad del fondo K_s . Los diferentes casos considerados son contenidos en la Tab. 7.1, en donde la letra A denota un forzamiento con banda espectral estrecha y playa con fondo rugoso; la letra B un forzamiento con banda espectral amplia y playa con fondo rugoso; y la letra C corresponde a un forzamiento con banda espectral estrecha y playa con fondo invíscido (casos idealizados). Por su parte, los números 1-4 indican diferentes condiciones de oleaje para casos con una pendiente de playa $\beta = 1:20$, mientras que los números 5-8 casos con un pendiente de playa $\beta = 1:10$.

Ahora bien, para determinar la variabilidad asociada a la aleatoriedad estadística, se han realizado repeticiones sub aleatorias para cada caso (e.g., A1, B1, C1) empleando el método Monte Carlos antes descrito (ver sección 4.5). La Fig. 7.12 muestra los valores obtenidos

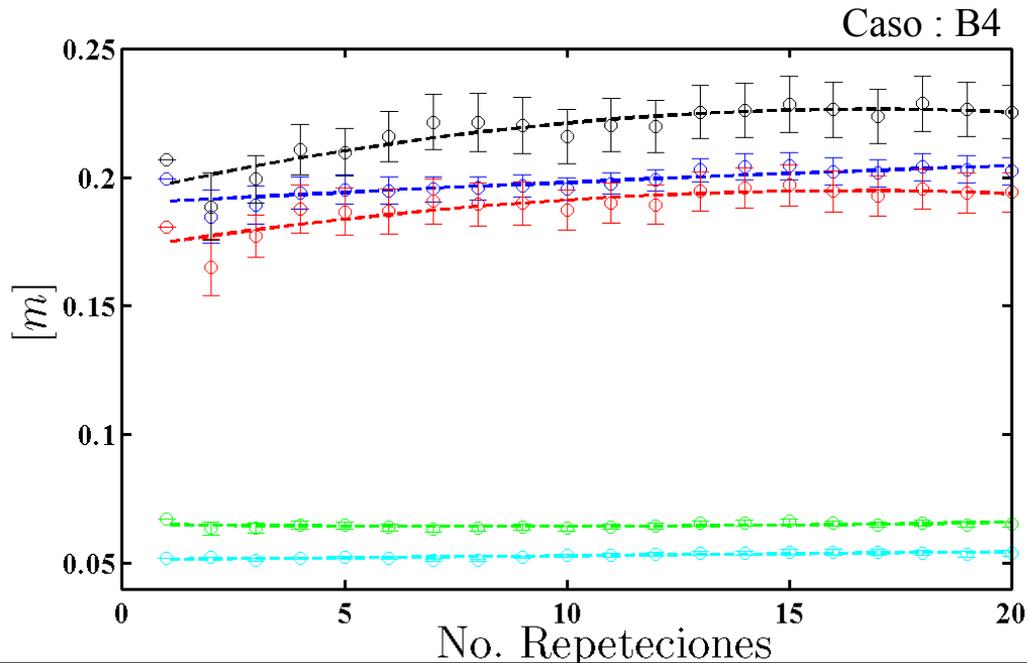


Figura 7.12: Contribución acumulativa del número de repeticiones aleatorias incluidas para la determinación de las componentes del *runup*: *setup* (—), swash asociado al oleaje incidente (—), swash asociado al oleaje de onda infra gravitatoria (—), *runup* máximo (—); y *runup* extremal (—). Los resultados se muestran con sus respectivas bandas dadas por ± 1 desviación estándar.

para las diferentes componentes del *runup* para el caso más energético (B4) en función del número de repeticiones incluidas en el análisis. Se observa que la tendencia y desviación estándar de las diferentes componentes llega a un equilibrio después de las 20 repeticiones. Por lo tanto, un número de 20 repeticiones aleatorias han sido realizadas para cada caso. En suma, el análisis consta de $8 \times 3 \times 20 = 480$ simulaciones diferentes.

7.2.1. Análisis de la inundación y sus componentes

La Fig. 7.13a muestra series temporales del *runup* y sus componentes (i.e., *setup* $\langle \eta \rangle$, swash de infragravedad S_{lf} , swash incidente S_{hf} , *runup* extremal $R_{2\%}$) para 1 repetición sub aleatoria del caso más energético (B4-1). La serie temporal del *runup* se encuentra dominado por la contribución de la componente de la onda de infragravedad. Lo anterior es consistente con lo esperado para casos con pendiente suave y se sustenta en los resultados de la Fig. 7.13b donde, efectivamente, se demuestra que la mayor parte de la energía se concentra en el ancho de banda de la infragravedad. En consistencia con la literatura, la energía en función

Tabla 7.1: Características de casos simulados para la determinación de la inundación e incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística.

Caso	H_0	T_0	γ^1	β^2	ξ^3	K_s^4
A1	0.10	1.5	3.3	1:20	0.28	0.0022
B1	0.10	1.5	1.0	1:20	0.28	0.0022
C1	0.10	1.5	3.3	1:20	0.28	————
A2	0.07	1.5	3.3	1:20	0.34	0.0022
B2	0.07	1.5	1.0	1:20	0.34	0.0022
C2	0.07	1.5	3.3	1:20	0.34	————
A3	0.15	2.0	3.3	1:20	0.29	0.0022
B3	0.15	2.0	1.0	1:20	0.29	0.0022
C3	0.15	2.0	3.3	1:20	0.29	————
A4	0.20	3.3	3.3	1:20	0.33	0.0022
B4	0.20	3.3	1.0	1:20	0.33	0.0022
C4	0.20	3.3	3.3	1:20	0.33	————
A5	0.10	3.3	3.3	1:10	1.26	0.0022
B5	0.10	3.3	1.0	1:10	1.26	0.0022
C5	0.10	3.3	3.3	1:10	1.26	————
A6	0.07	3.3	3.3	1:10	1.58	0.0022
B6	0.07	3.3	1.0	1:10	1.58	0.0022
C6	0.07	3.3	3.3	1:10	1.58	————
A7	0.15	3.3	3.3	1:10	1.08	0.0022
B7	0.15	3.3	1.0	1:10	1.08	0.0022
C7	0.15	3.3	3.3	1:10	1.08	————
A8	0.20	3.3	3.3	1:10	0.94	0.0022
B8	0.20	3.3	1.0	1:10	0.94	0.0022
C8	0.20	3.3	3.3	1:10	0.94	————

¹ Parámetro JONSWAP de ensanchamiento espectral

² Pendiente de playa

³ Número de Iribarren

³ Rugosidad del fondo

de la frecuencia decae de manera exponencial f^{-4} en el ancho de banda del oleaje incidente.

En las Figs. 7.14a-d, se muestran los resultados obtenidos para todos los casos evaluados. Los resultados se muestran además, para todas las componentes del *runup* analizadas en función de los parámetros que definen el número de Iribarren. De ésta manera se comprueba que para un mismo estado de mar (representado por $\beta(H_0L_0)^{1/2}$), tanto la rugosidad del fondo como el valor del parámetro de ensanchamiento de la energía espectral pico, son factores importantes en la variabilidad observada. Como es esperado, la variabilidad es

mayor a medida que la energía en el estado de mar se incrementa. Para la componente del *setup* $\langle \eta \rangle$ (Fig. 7.14a), se observa que la variabilidad máxima se relaciona a la variación

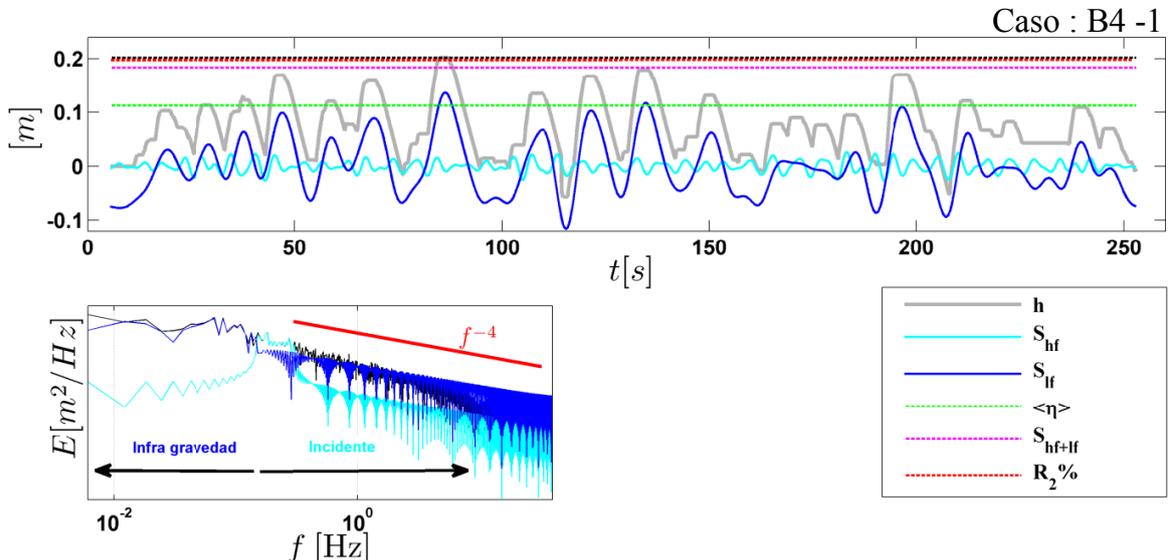


Figura 7.13: a) Serie temporal de h y las diferentes componentes del *runup* (ver leyenda): swash incidente (S_{hf}), swash de infragravedad (S_{lf}), *setup* ($\langle \eta \rangle$) y *runup* extremal ($R_2\%$). b) Energía espectral (E) en función de la frecuencia (f) asociada para la señal del *runup* (—), oleaje incidente (—), y onda infra gravitatoria (—).

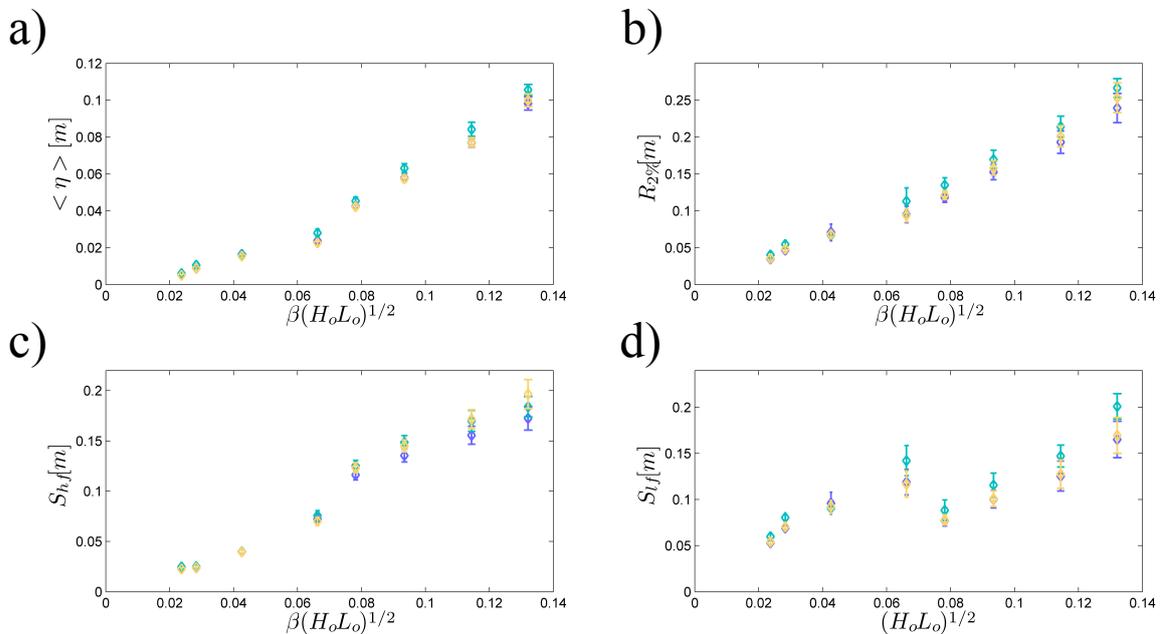


Figura 7.14: Componentes del *runup* en función del función del parámetro adimensional tipo Iribarren para todos los casos evaluados A (—), B (—), y C (—): a) *setup* $\langle \eta \rangle$, b) *runup* extremal $R_2\%$, c) swash incidente S_{hf} y swash de infragravedad d) *setup* S_{lf} .

del parámetro de ensanchamiento de la energía espectral pico (casos A y B) más que a cambios en la rugosidad del fondo (casos A y C). La inclusión de la rugosidad resulta en una ligera disminución en los valores de $\bar{\eta}$ observados. Lo mismo se cumple para el *runup* extremal $R_{2\%}$ (Fig. 7.14b) para el cual, la variabilidad asociada a la aleatoriedad estadística aumenta (rango mayor de los intervalos de confianza). De manera notable, se observa que los intervalos de confianza dados por la aleatoriedad estadística para los casos idealizados (casos C) generalmente comprenden una parte considerable del rango dado por los intervalos de confianza asociados a los otros tipos de casos (A y B). Para el swash incidente S_{hf} (Fig. 7.14c) se observa que la variabilidad asociada a la rugosidad del fondo es considerable (casos A y C); en especial para los casos más energéticos (i.e., $\beta(H_0L_0)^{1/2} > 0.06$). Por su parte, la variabilidad asociada a cambios en γ (casos A y B) no es tan significativa para la componente S_{hf} mientras que, para la componente S_{lf} (Fig. 7.14d) la variabilidad observada se vuelve determinante. Ésto puede explicarse en base a la saturación de energía en la banda incidente y consecuente transferencia hacia la banda de la infragravedad. Para la componente S_{lf} se observa que la variabilidad asociada a cambios en rugosidad (casos A y C) no juega un papel tan importante como lo observado para la componente S_{hf} . Ésto último, a su vez se puede relacionar a que la mayor parte de la energía contenida en la infragravedad no se disipa, y su posible atenuación por efectos del fondo no es tan significativa.

7.2.2. Variabilidad asociada a la aleatoriedad estadística

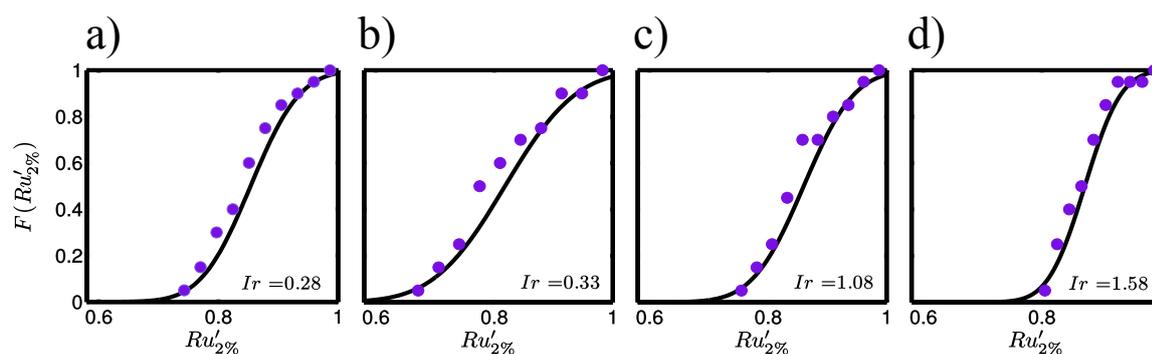


Figura 7.15: Ajuste de distribución acumulativa tipo Gaussiana (—) a los valores de *runup* extremal $R_{2\%}$ (●) para los casos idealizados: **a)** A1, **b)** A4, **c)** A7 y **d)** A6.

Los resultados referentes a la Fig. 7.14b anterior tienen implicaciones relevantes, ya que sugieren que el rango dado por la variabilidad del $R_{2\%}$ asociada a la aleatoriedad estadística para los casos idealizados (i.e., casos A), potencialmente comprende un porcentaje del rango

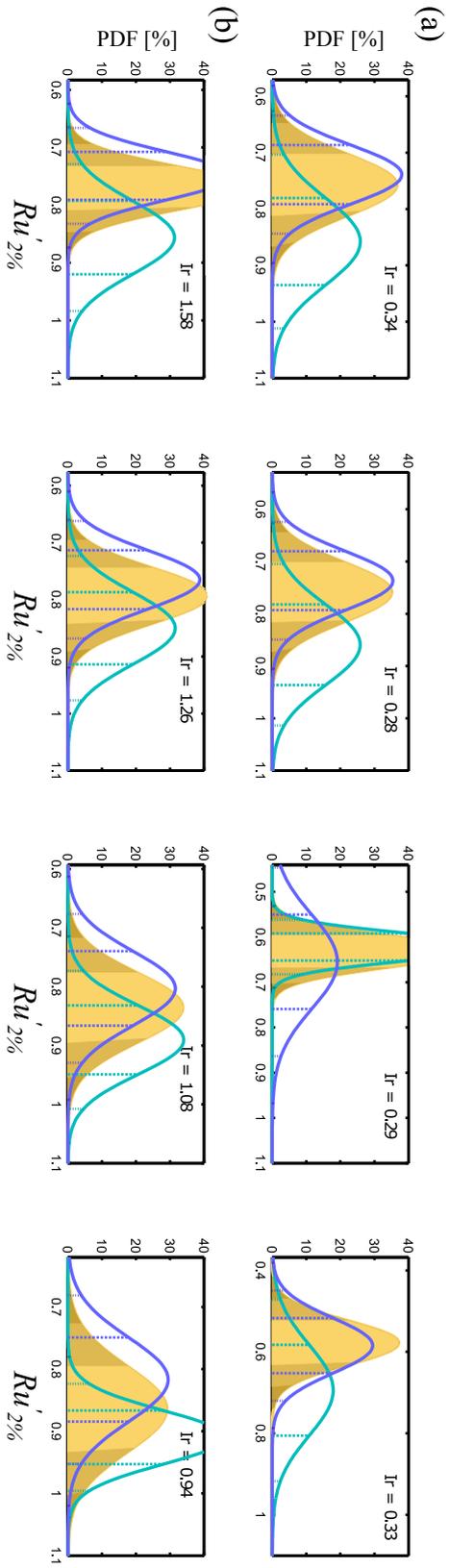


Figura 7.16: Distribución normal de probabilidad (PDF) de la variabilidad debido a la aleatoriedad estadística en el $runup$ extremo $R_2\%$ para los casos A (—) y casos B (—). Las regiones definidas para 1 (—), 2 (:;) y 3 (·) desviaciones estándar se indican para su visualización. La variabilidad observada para los casos C se muestra para las regiones definidas por 1 desviación estándar (■), 2 desviaciones estándar (■) y 3 desviaciones estándar (■). Los resultados se reportan para los casos con **a)** pendientes suave $\beta = 1 : 20$ y **b)** pendiente pronunciada $\beta = 1 : 10$.

dado por la variabilidad asociada a cambios en la rugosidad y/o en el parámetro de ensanchamiento espectral. Para reforzar ésta idea, se prueba si la variabilidad del $R_{2\%}$ puede ser representada por algún tipo de distribución estadística. La distribución tipo Gumbell y normal Gaussiana han sido probadas. El comportamiento de la variabilidad observada está mejor representada por una distribución de probabilidad Gaussiana (ver Fig. 7.15 para casos A correspondientes). Para el análisis, los valores de $R_{2\%}$ han sido normalizados con respecto al valor máximo observado, resultando en cantidades normalizadas (i.e., $R'_{2\%}$). Aunque existen valores puntuales de $R'_{2\%}$ por arriba del valor esperado por la distribución Gaussiana, el ajuste es aceptable en general.

El mismo análisis ha sido realizado para todos los casos y en función de una distribución normal tipo Gaussiana para observar la dispersión de las distribuciones entre los diferentes casos (Fig. 7.16). Al igual que la Fig. 7.15, se demuestra que la variabilidad natural del $R_{2\%}$ sigue una distribución Gaussiana. Las Figs. 7.16a-b muestran la distribución Gaussiana y los límites dados por 1, 2, y 3 desviaciones estándar para cada caso (A, B, y C) correspondiente. De manera notable, se observa que la región delimitada por -2 a +2 desviaciones estándar para los casos idealizados A (color lila en Figs.7.16a-b) incluye al menos, +1 ó -1 std de los otros casos (A y B) para la mayoría de los estados de mar evaluados. Por lo tanto, se demuestra que las estimaciones del $R_{2\%}$ pueden ser suficientemente confiables si la variabilidad asociada a la aleatoriedad estadística de casos idealizados (i.e., fondo rugoso y anchura espectral $\gamma = 3$) es considerada únicamente.

7.2.3. Parametrización de la inundación

A continuación, se propone una parametrización del *runup* extremal $R_{2\%}$ mediante un ajuste lineal con zero intercepto para los casos idealizados (casos A : fondo rugoso y $\gamma = 3.3$). La parametrización se realiza para la media muestral y las bandas de variabilidad resultantes de la distribución Gaussiana ($N_\sigma = \pm 1, 2$ y 3 desviaciones estándar), asociadas a la variabilidad de las 20 realizaciones sub aleatorias para todos los estados de mar. La Fig. 7.17 muestra la parametrización resultante, el rango dado para cada banda de N_σ de la parametrización, y los valores de $R_{2\%}$ resultantes para todos los casos evaluados (i.e., 480). La parametrización resultante se expresa como

$$R_{2\%} = [1.75 \pm 0.19N_\sigma] \beta (H_0 L_0)^{1/2} \quad . \quad (7.4)$$

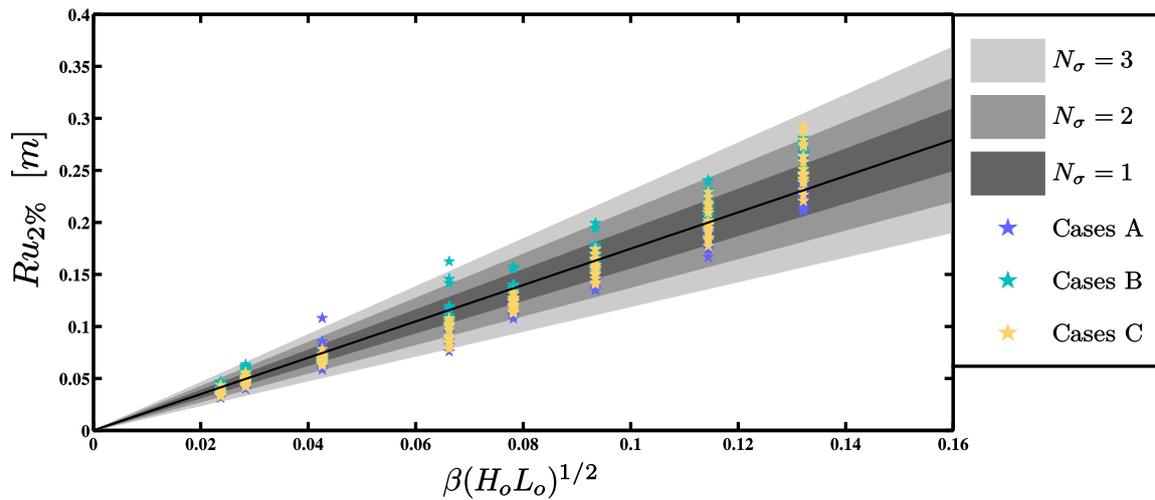


Figura 7.17: Valores de *runup* extremal $R_{2\%}$ resultantes para todos los casos y repeticiones simuladas (\star). El ajuste lineal (—) se realiza para los valores de $R_{2\%}$ de los casos idealizados A. La parametrización resultante se plantea en función de la variabilidad asociada a la aleatoriedad estadística. La incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística se incluye en las bandas de 1 a 3 desviaciones estándar (\blacksquare \blacksquare \square , respectivamente).

La parametrización planteada se complementa con la Tab. 7.2 en dónde se reporta el número porcentual de casos representados en cada una de las bandas de variabilidad N_σ incluídas en la parametrización. De manera general, se encuentra que si $N_\sigma = \pm 1, 2$ ó 3 , entonces el 56.25, 95.21 ó 98.96 % de todos los casos evaluados están incluídos en la parametrización. Por lo tanto, si $N_\sigma = \pm 3$ en la expresión 7.2.3 es utilizada, el cálculo $R_{2\%}$ es muy confiable, ya que contiene prácticamente la variabilidad asociada a otras fuentes posibles de incertidumbre como el tamaño de grano representativo a utilizar para una localidad dada y distribución de la energía del oleaje reinante.

Tabla 7.2: Número porcentual de muestras incluídas en cada banda de incertidumbre ($N_\sigma = \pm 1, 2$ y 3 std) de la parametrización propuesta para la distribución Gaussiana de casos idealizados. Las muestras porcentuales se reportan para cada estado de mar evaluado, representado por el parámetro $\beta(H_0 L_0)^{1/2}$ y considerando el total de los casos para cada estado de mar.

N_σ	$\beta(H_0 L_0)^{1/2}$							
	0.028	0.024	0.043	0.066	0.093	0.078	0.114	0.132
1	56.67	58.33	50.00	56.67	63.33	53.33	55.00	56.6667
2	86.67	100.00	96.67	100.00	90.00	100.00	90.00	98.33
3	95.00	100.00	98.33	100.00	98.33	100.00	100.00	100.00

7.2.4. Validación de la parametrización planteada

Finalmente, se presentan series temporales del *runup* extremal $R_{2\%}$ y sus componentes asociadas (i.e., *setup* $S_{2\%}$ y *swash* $S_{2\%}$) determinadas a partir de la parametrización planteada considerando $N_{\sigma} = 0$ (Fig. 7.18). Los datos de oleaje se refieren al hindcast de (Appendini *et al.*, 2014) que comprende el periodo de 1979 al 2008 (i.e., 30 años) para la localidad de Sisal, Yucatán. A manera de validación, las predicciones de la parametrización planteada se comparan con las del modelo de Stockdon *et al.* (2006) y con las del modelo hiperbólico planteado para playas de Yucatán por Medellín *et al.* (2016). No se ha realizado un análisis exhaustivo de las diferencias observadas entre modelos debido a que no hay mediciones para un verdadero diagnóstico. De manera general, se observa una consistencia aceptable entre modelos. Las mayores diferencias de la parametrización planteada, se observan para la componente del swash extremal $S_{2\%}$. Sin embargo, dichas diferencias no son visibles para la serie temporal del *runup* extremal $R_{2\%}$, en dónde la similitud entre modelos es notable. Por lo tanto, se demuestra que la parametrización planteada tiene validez con respecto a los modelos evaluados.

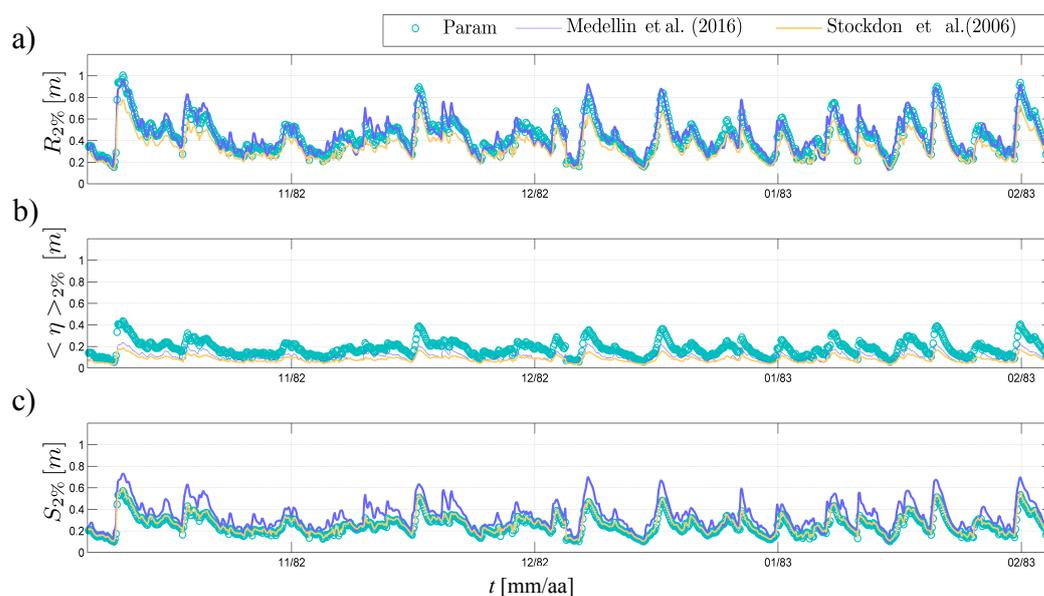


Figura 7.18: Series temporales de **a)** *runup* $R_{2\%}$, **b)** *setup* $\langle \eta_{2\%} \rangle$, y **c)** *swash* $S_{2\%}$ extremal. Los resultados se muestran para la parametrización planteada (\circ), la parametrización de Medellín *et al.* (2016) (—) y de Stockdon *et al.* (2006) (—)

7.2.5. Conclusiones

Un modelos determinista es empleado para la obtención de predicciones estocásticas de la inundación, altura del *runup* extremal, sobre elevación inducida por el oleaje (*setup*), y altura de las componentes infragravitatoria e incidente del swash. El análisis incluye la evaluación de condiciones disipativas y reflejantes, definidas por variaciones en la energía contenida en el estado de mar ($0.28 \leq \xi \leq 1.58$) y pendiente de playa ($\beta = 1:10, 1:20$). Variaciones adicionales en el factor de ensanchamiento de la energía espectral del forzamiento (γ) y rugosidad del fondo han sido realizadas para evaluar variaciones asociadas en las predicciones obtenidas.

Los resultados del modelo sugieren que:

- el *setup* y la componente de swash de infragravedad son más sensibles a la dispersión de la energía espectral en frecuencia que a la rugosidad del fondo
- la rugosidad del fondo es un factor determinante de variabilidad para la componente de swash incidente en condiciones de saturación de energía
- la variabilidad asociada a la aleatoriedad estadística puede ser representada por una distribución Gaussiana
- la variabilidad asociada a la dispersión espectral de la energía y a la rugosidad del fondo se encuentra, típicamente, contenida en las bandas de variabilidad asociadas a la aleatoriedad estadística de casos idealizados (con rugosidad y $\gamma = 3$)
- la parametrización de la variabilidad asociada a la aleatoriedad estadística de casos idealizados provee una estimación confiable, la cual incluye el 56.25, 95.21 ó 98.96 % de la variabilidad asociada a los otros procesos para las bandas dadas por 1, 2 ó 3 desviaciones estándar (respectivamente)

Los alcances del análisis demuestran que la incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística en la generación de series temporales de oleaje es más importante que otras fuentes de variabilidad en playas de arena. La parametrización planteada provee de estimaciones similares a las predichas por expresiones existentes en la literatura. La contribución se refiere a la inclusión de la incertidumbre asociada a la aleatoriedad natural del oleaje, lo cuál agrega confiabilidad en la determinación de la inundación y peligros relacionados en playas naturales.

7.3. Transporte de Sedimentos

7.3.1. Concentración de sedimentos

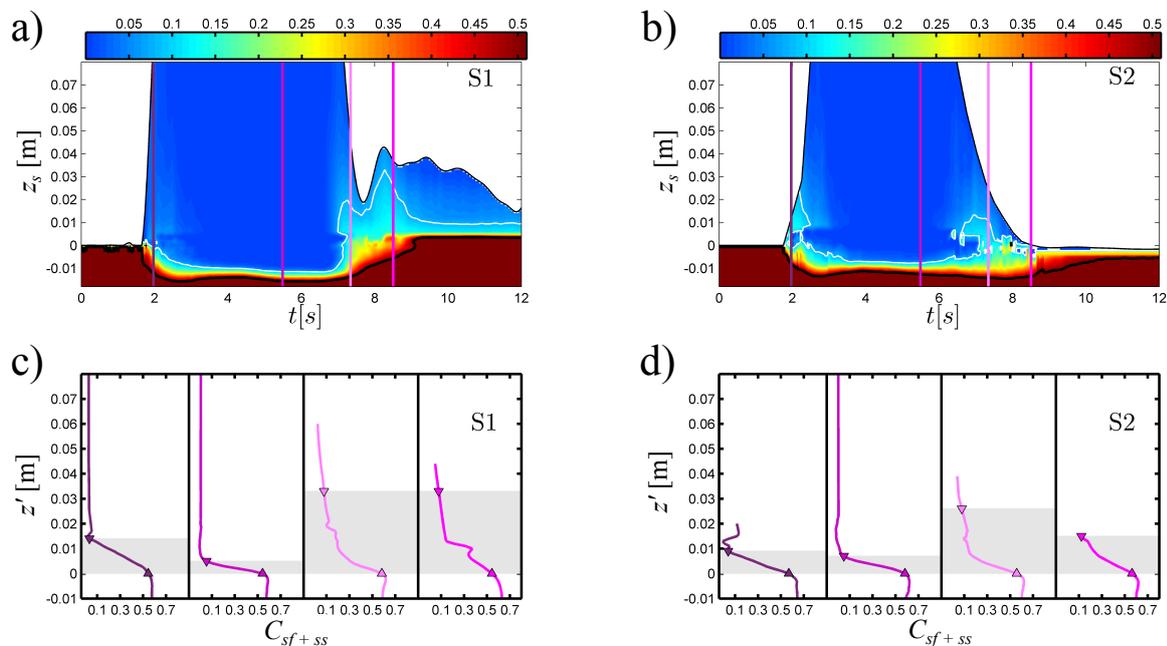


Figura 7.19: Evolución espacio temporal de la concentración volumétrica de sedimento $\langle C_{sf} + ss \rangle$ como resultado del promediado de ensemble en las estaciones **a)** S1 y **b)** S2. La barra de color superior indica la escala de valores mostrados. El grosor de la capa por carga de fondo $\langle \delta_{sf} \rangle$ se indica por el fondo inmóvil ó contorno de $\langle C_{sf} \rangle = 0.51$ (—) y el límite superior ó contorno de $\langle C_{sf} \rangle = 0.08$ (línea continua en color blanco). Las líneas verticales continuas indican 4 instantes de tiempo a los cuales se hace referencia en los paneles inferiores (c y d). Perfiles verticales de $\langle C_{sf} + ss \rangle$ en los 4 diferentes instantes de tiempo en las estaciones **c)** S1 y **d)** S2, y $\langle \delta_{sf} \rangle$ definida por el límite inferior $\langle C_{sf} \rangle = 0.51$ (Δ) y superior $\langle C_{sf} \rangle = 0.08$ (∇).

Una vez realizado el promediado de ensemble para cada componente de carga de transporte de sedimentos, se ha realizado una superposición en espacio y tiempo para obtener un ensemble de concentración de sedimentos dentro y fuera de la capa por carga de fondo $\langle \delta_{sf} \rangle$ (i.e., $\langle C_{sf} + ss \rangle = \langle C_{ss} \rangle + \langle C_{sf} \rangle$). La Fig. 7.19a-b muestra los gradientes espacio temporales de $\langle C_{sf} + ss \rangle$ en las estaciones S1 y S2. Durante el arribo del bore ($t \approx 2$ s), la estación S2 muestra un intercambio notable de sedimento debido a la suspensión de material del fondo (en la capa por arrastre de fondo) hacia la capa de sedimento en suspensión (*sediment pick up*) mientras que, dicho intercambio es mucho menor en la estación S1. Lo anterior se relaciona a que la propagación del frente del bore ocurre sobre el fondo seco (i.e., en S2) a diferencia de su propagación sobre una capa inicial de agua (i.e., en S1). Apesar

de ésto, la erosión inducida por el arribo del bore es igual o mayor en la estación S1, lo que sugiere una mayor contribución de $\langle C_{sf} \rangle$ en dicha localidad. Otro periodo importante de intercambio vertical de sedimento entre ambas cargas de transporte ocurre durante el *backwash* tardío, indicado por una dilatación de $\langle \delta_{sf} \rangle$ y un incremento relacionado de $\langle C_{ss} \rangle$. En S1, la dilatación de $\langle \delta_{sf} \rangle$ es mayor y ocupa la mayor parte de la columna de agua (e.g., $7.5 \leq t \leq 8.6$) hasta que el flujo remanente después del evento inunda nuevamente la localidad e induce la depositación de material. Para la estación S1, la variación total del fondo inmóvil indica una ganancia de material de $\delta z = 0.006$ mm (depositación). Para la estación S2, $\delta z =$ resulta en -0.005 mm indicando una pérdida local de material (erosión).

En la Fig. 7.19c-d se muestra el carácter instantáneo de perfiles verticales de $\langle C_{sf} + ss \rangle$ y $\langle \delta_{sf} \rangle$ en ambas estaciones. La Fig. 7.19c muestra que, efectivamente, $\langle \delta_{sf} \rangle$ es mayor durante el *uprush* para la estación S1 (respecto a S2). Por lo tanto, la contribución de la carga por fondo contrarresta la poca contribución de la carga en suspensión, induciendo un cambio local del fondo similar al inducido en S2 (más relacionado al intercambio vertical y suspensión de sedimento). En ambas estaciones, $\langle \delta_{sf} \rangle$ se contrae alrededor de la reversión del flujo con una interfase muy pronunciada, indicando condiciones de reposo en el fondo (sin carga de fondo) y en la columna de agua (sin carga en suspensión). Durante el *backwash*, $\langle \delta_{sf} \rangle$ ocupa toda la columna de agua y varía de acuerdo a la profundidad del flujo. Para la estación S2, la región alrededor de la subcapa superior de $\langle \delta_{sf} \rangle$ (i.e., definida por $\langle C_{sf} + ss \rangle = 0.3$ en *O'Donoghue y Wright, 2004*) muestra una transición suave; mientras que en S2, la transición muestra mayores gradientes verticales.

7.3.2. Extrapolación del campo de u en espacio y tiempo

La estimación de los flujos instantáneos de transporte $\langle q_{sf+ss} \rangle$ requieren de información completa de la velocidad instantánea u dentro de la capa por carga de fondo $\langle \delta_{sf} \rangle$ y en la columna de agua; así como del campo de la concentración de sedimentos $\langle C_{sf} + C_{ss} \rangle$. El presente estudio ha empleado los sensores de mayor capacidad actual para su determinación (i.e., ADPVs, CCPs y FOBSs) mejorando la resolución espacio temporal de estudios anteriores. Sin embargo, las mediciones presentan información faltante en regiones espacio temporales críticas para la estimación de flujos de transporte. Por un lado, dentro de la columna de agua hay información faltante de u en profundidades **i)** por arriba de las señales del ADVP en S1, **ii)** entre el ADVP y EMCM co-localizados en S2, **iii)** por arriba del EMCM en las estaciones S3-S4, y **iv)** entre el nivel inicial del fondo bl_o y el rango inferior de medición del sensor inmediatamente superior (i.e., ADPV ó EMCM). Además, aunque los gradientes de $\langle C_{sf} \rangle$ han sido obtenidos de manera satisfactoria, los gradientes

de u dentro de $\langle \delta_{sf} \rangle$ no han sido medidos debido a la inexistencia de un sensor capaz de proveer dicha información. En la ausencia de una metodología concluyente para la generación de información faltante, el presente análisis investiga las 2 diferentes técnicas más utilizados para la obtención u dentro y en la cercanía de $\langle \delta_{sf} \rangle$, así como en las regiones faltantes de la columna de agua. El análisis se realiza primero para la estación S1 y S2, en donde se cuenta con información del perfil vertical de u , mediciones puntuales de u a partir de un EMCM (en S2), y ambas cargas de transporte medidas por un CCP y FOBS.

Perfil lineal en el fondo y constante en superficie (Lineal): Se genera un perfil lineal de u entre el límite inferior de $\langle \delta_{sf} \rangle$ (en donde se asume que $u = 0 \text{ ms}^{-1}$) y el primer valor existente de $\langle u \rangle$ en la vertical (medido por un ADPV). El valor existente de $\langle u \rangle$ en la profundidad más superior dentro de la columna de agua (bin superior del ADVP en S1 ó medición puntual del EMCM en S2), se extiende hasta la superficie libre. En la estación S2, se genera un perfil lineal entre la profundidad más superior de $\langle u \rangle$ a partir de información del ADPV y el valor de $\langle u \rangle$ del EMCM co-localizado.

Perfil lineal en el fondo y logarítmico por arriba de la capa por carga de fondo (Log):

En la región delimitada por el límite inferior de $\langle \delta_{sf} \rangle$, se aplica de la ley logarítmica a partir de las mediciones existentes en la vertical de $\langle u \rangle$. El perfil logarítmico se aplica a partir del límite superior de $\langle \delta_{sf} \rangle$ hasta la superficie libre. Para la región dentro de $\langle \delta_{sf} \rangle$ se realiza un perfil lineal de u desde su límite inferior (en donde se asume que $u = 0 \text{ ms}^{-1}$) y el primer valor de $\langle u \rangle$ generado tras la aplicación de la ley logarítmica.

Por otro lado, los gradientes espaciales de u no han sido obtenidos durante el arribo del bore debido al ruido asociado al contenido de burbujas de aire, y durante los últimos instantes del evento debido a la exposición del sensor debido a su altura relativa con respecto a la del flujo. Por consiguiente, el análisis también realiza tras una extrapolación de las series de u en tiempo durante el arribo del bore y en instantes finales del evento. Aunque se han evaluado extrapolaciones temporales de orden superior (i.e., de 2^{do} a 6^{to}), los resultados son muy diferentes para cada tipo de orden, con errores evidentes y sin sustentación física (e.g., velocidades mayores a 3.4 ms^{-1} durante el arribo del bore y velocidades positivas durante el *backwash* tardío). Por lo tanto, se adopta una extrapolación lineal en el tiempo, siendo ésta la alternativa más simple y con el menor número de suposiciones posibles. La extrapolación durante el arribo del bore, se realiza tomando en cuenta los primeros 20 pasos de tiempo con valores existentes de u . Para el *backwash* final, la extrapolación considera los últimos 10

pasos de tiempo con valores existentes de u . El análisis se realiza primero para las estaciones S1 y S2 en las cuáles existe información del perfil vertical de u .

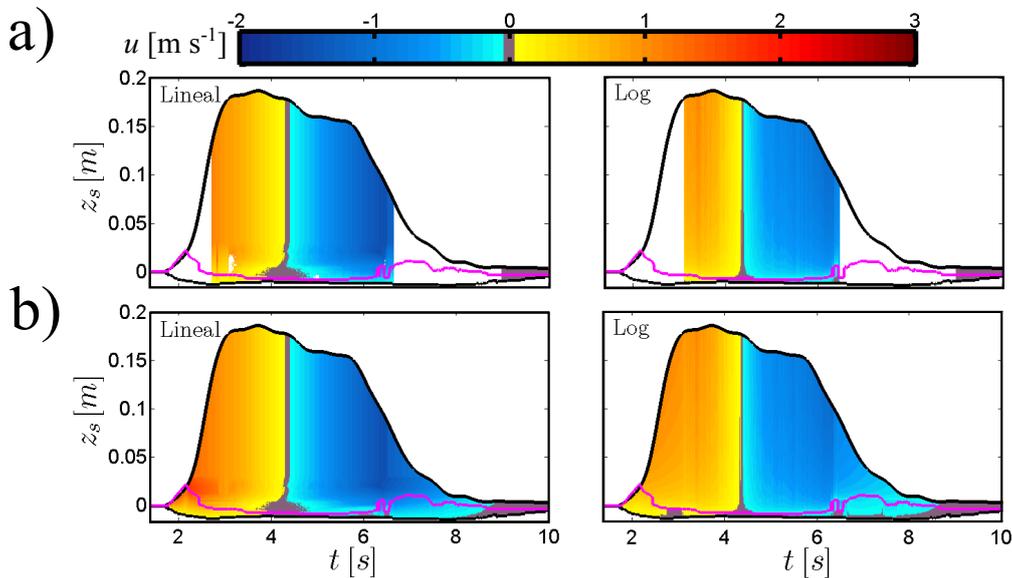


Figura 7.20: Evolución espacio temporal de u en la estación S2 para la estimación de flujos instantáneos de transporte. Extrapolación en el espacio mediante la técnica lineal (panel izquierdo) y la ley logarítmica (panel derecho). **b)** Extrapolación lineal en tiempo del campo resultante para la técnica lineal (panel izquierdo) y ley logarítmica (panel derecho). La figura muestra la envolvente de h (—), y el límite inferior (—) y superior (—) de la capa por carga de fondo $\langle \delta_{sf} \rangle$.

La aplicación de la técnica lineal (Lineal) y la ley logarítmica (Log) en el espacio resulta en un campo de u completo en profundidades superiores de la columna de agua y dentro de $\langle \delta_{sf} \rangle$ (Fig. 7.21a para la estación S2 como ejemplo). Sin embargo, el campo resultante de u debe tomarse como una aproximación con sus respectivas limitantes físicas. Por ejemplo, la reversión del flujo ocurre de manera uniforme en profundidades superiores de la columna de agua para el caso de la técnica Lineal. Para el caso de la técnica Log, la reversión del flujo presenta limitaciones como ha sido demostrado anteriormente, ocurriendo típicamente, en instantes posteriores en las profundidades cercanas al fondo. En general, el campo de u muestra valores menores en comparación con la técnica Lineal. Es importante señalar, que la velocidad de fricción u_* contemplada en la ley logarítmica ha sido obtenida considerando únicamente los primeros 5 valores de u medidos en la vertical o $z_s = 0.005$ m para cada paso de tiempo, en consistencia con *O'Donoghue et al. (2010)* y *Puleo et al. (2015)*. Dicha consideración, aunque correcta, excluye la contribución de velocidades en profundidades medias dentro de la recreación de u en la vertical. Otra desviación importante para ambas técnicas se refiere a los valores de u en profundidades cercanas a la superficie libre ya que son referidas a la información capturada al fondo. Por lo tanto, las posibles aceleraciones en

el flujo debido a fuerzas de deformación en superficie no son contempladas.

La extrapolación lineal en tiempo para cada tipo de técnica (Fig. 7.21b) resulta el campo completo de u , facilitando la estimación de tasas de transporte durante el evento de swash en su totalidad. Una vez más, ciertas limitaciones son importantes de ser señaladas ya que las desviaciones de las técnicas empleadas con respecto a flujos reales, se extienden en el tiempo. Como resultado, se genera un sesgo importante en las magnitudes de u cercanas al arribo del bore e instantes finales del *backwash*. Por lo tanto las tasas de transporte estimadas durante dichos instantes deben de ser tomadas como una aproximación a las reales. Otra limitación en la cuantificación de los flujos instantáneos de transporte en las estaciones S3, S2 y S5 se debe a la falta de mediciones de concentración de sedimento para la carga en suspensión. En dichas estaciones se ha realizado una extrapolación exponencial desde el valor más superior medido por el CCP, hasta la superficie libre (e.g., *Puleo et al.*, 2015).

7.3.3. Flujos instantáneos de transporte

Los flujos instantáneos de transporte de sedimento $\langle q \rangle = \langle q_{sf} \rangle + \langle q_{ss} \rangle$ resultantes para las estaciones S1 y S2 (Fig. 7.21a-b) muestran la importancia relativa del transporte durante inicio del *uprush* y finales del *backwash*. La estación S2 muestra magnitudes mayores con relación a S1 en consistencia con apuntes anteriores relacionados al colapso del bore y propagación inicial sobre un fondo seco. Las magnitudes máximas en ambos casos y estaciones se concentran en la región definida por $\langle \delta_{sf} \rangle$, evidenciando la dominancia de $\langle q_{sf} \rangle$ con respecto a $\langle q_{ss} \rangle$ durante dichos instantes críticos. Para la estación S2 durante el *uprush*, $\langle q \rangle$ resulta en magnitudes máximas alrededor de $600 \text{ kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$ para el caso Lineal y de $345 \text{ kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$ para el caso Log. Durante el *backwash*, las magnitudes máximas son alrededor de $-380 \text{ kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$ y de $-240 \text{ kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$ para cada caso correspondiente. Las diferencias en magnitudes máximas son considerables. Por un lado, la técnica Linear presenta valores puntuales posiblemente más cercanos a los reales pero los gradientes verticales de $\langle q_{sf} \rangle$ son irreales. Por otro lado, la técnica logarítmica subpredice valores puntuales de u pero los gradientes de $\langle q_{sf} \rangle$ tienen una mayor validez física exceptuando los instantes alrededor de la reversión del flujo en donde $\langle q \rangle$ es casi nulo. Éstas diferencias tienen una consecuencia directa en los flujos de transporte neto $\langle Q_{net} \rangle = \langle Q_{sf} \rangle + \langle Q_{ss} \rangle$ estimados (Fig. 7.21c). En consecuencia, $\langle Q_{net} \rangle$ a partir de la técnica Lineal muestra magnitudes que, en general, son mayores a las obtenidas a partir de la técnica Log. Sin embargo, las magnitudes obtenidas por ambas técnicas son consistentes con valores reportados en la literatura (e.g., *O'Donoghue et al.*, 2016; *Puleo et al.*, 2015) en el rango de $15 \text{ kgm}^{-1}\text{s}^{-1}$ a

$-7 \text{ kg m}^{-1} \text{ s}^{-1}$ durante el *uprush* y *backwash* (correspondientemente).

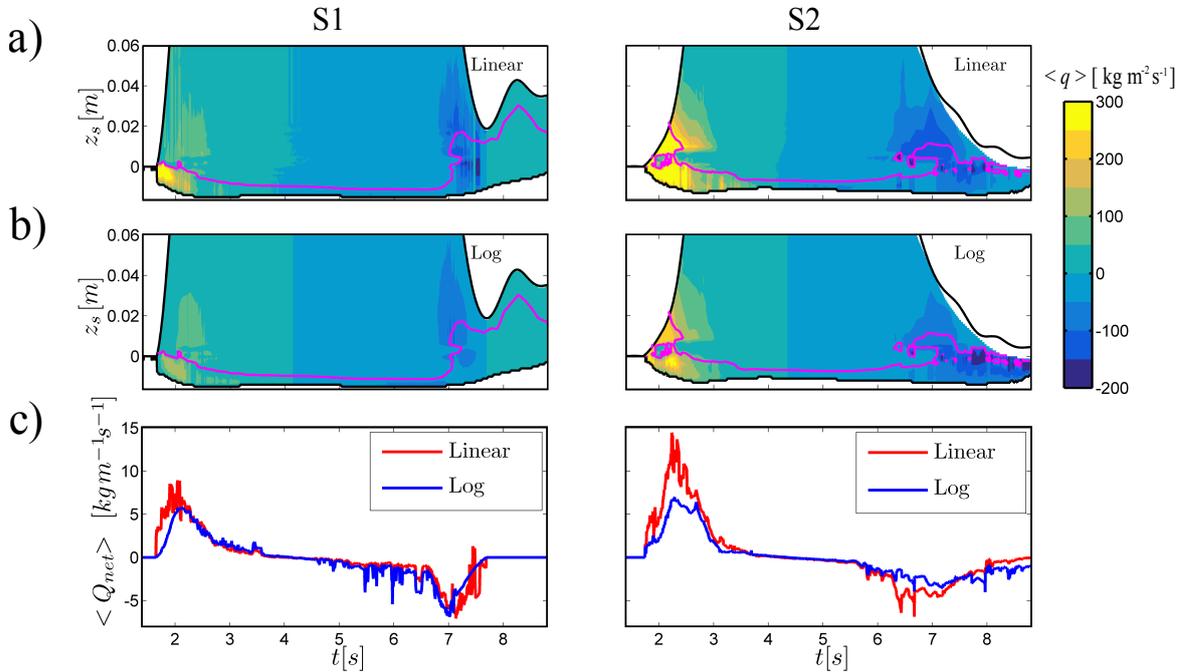


Figura 7.21: Evolución espacio temporal de la concentración volumétrica de sedimento $\langle C_{sf} + C_{ss} \rangle$ como resultado del promediado de ensamble en las estaciones **a)** S1 y **b)** S2. La barra de color superior indica la escala de valores mostrados. El grosor de la capa por carga de fondo $\langle \delta_{sf} \rangle$ se indica por el fondo inmóvil ó contorno de $\langle C_{sf} \rangle = 0.51$ (—) y el límite superior ó contorno de $\langle C_{sf} \rangle = 0.08$ (línea continua en color blanco). Las líneas verticales continuas indican 4 instantes de tiempo a los cuales se hace referencia en los páneles inferiores (c y d). Perfiles verticales de $\langle C_{sf} + C_{ss} \rangle$ en los 4 diferentes instantes de tiempo en las estaciones **c)** S1 y **d)** S2, y $\langle \delta_{sf} \rangle$ (■) definida por el límite inferior $\langle C_{sf} \rangle = 0.51$ (△) y superior $\langle C_{sf} \rangle = 0.08$ (▽).

7.3.4. Contribución del tipo de carga de transporte

El análisis permite la revisión de la contribución de cada tipo de carga de sedimentos en las cantidades netas de transporte estimadas. El flujo de masa o carga para la fracción de sedimento por arrastre $\langle M_{sf} \rangle$ se obtienen mediante la integración de $\langle C_{sf} \rangle$ en la vertical en el rango definido por $\langle \delta_{sf} \rangle$ para cada paso de tiempo. De manera similar, al integrar $\langle C_{ss} \rangle$ hasta la superficie libre, se obtiene el flujo de masa o carga en suspensión $\langle M_{ss} \rangle$. De la Fig. 7.22a se observa que la contribución de $\langle M_{sf} \rangle$ es generalmente mayor a la de $\langle M_{ss} \rangle$ para ambas fases de movimiento y en ambas estaciones evaluadas. Consistentemente con lo esperado, el flujo de carga neta $\langle M \rangle = \langle M_{sf} \rangle + \langle M_{ss} \rangle$ está

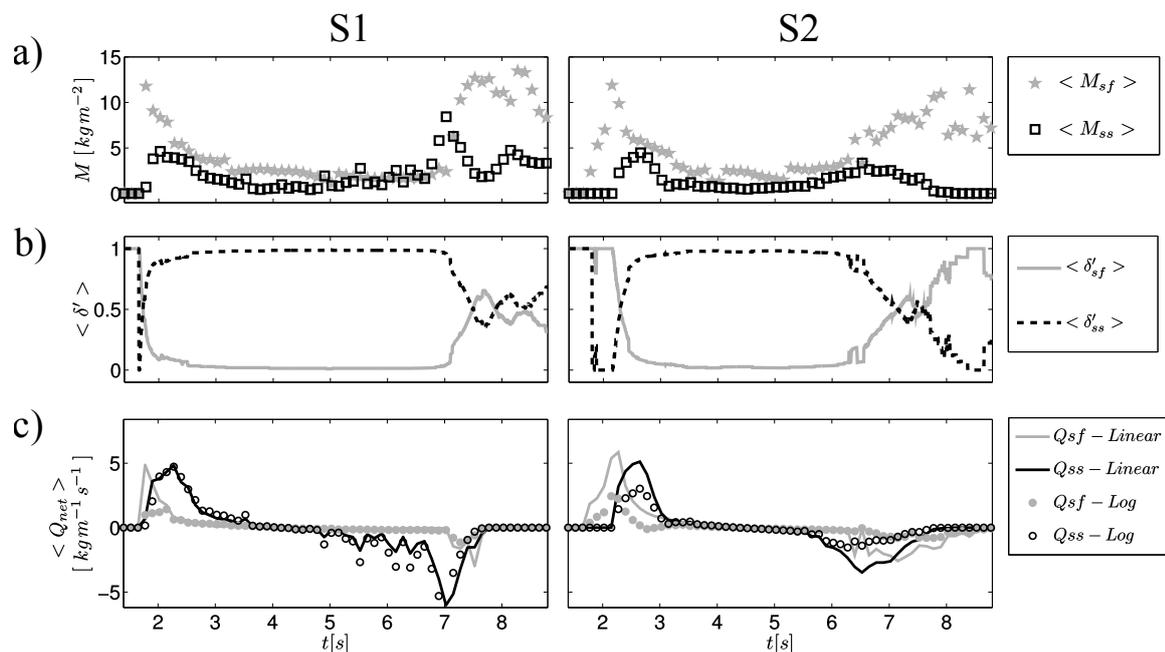


Figura 7.22: Contribución de **a)** masa $\langle M \rangle$, **b)** grosor relativo de la capa $\langle \delta' \rangle$ y **c)** flujo neto $\langle Q_{net} \rangle$ para la carga de fondo sf y carga en suspensión ss , en la estación S2 (ver leyendas en paneles correspondientes).

conformado únicamente por $\langle M_{sf} \rangle$ en los instantes finales del backwash. Sin embargo, las cantidades netas de transporte no solo están determinadas por las cargas de sedimento, sino también por el grosor de la capa en la que cada tipo de transporte ocurre. La Fig. 7.22b muestra el grosor relativo de la capa por carga de fondo $\langle \delta'_{sf} \rangle$ y por carga en suspensión $\langle \delta'_{ss} \rangle$, en donde δ' indica una normalización con respecto a la profundidad local del flujo con respecto al nivel inferior de $\langle \delta_{sf} \rangle$ y la superficie libre (i.e., $h + \langle \delta_{sf} \rangle$). A excepción de unos cuantos instantes durante el *uprush* e instantes finales del backwash, $\langle \delta'_{sf} \rangle$ es prácticamente insignificante con respecto a $\langle \delta'_{ss} \rangle$. En consecuencia, el flujo neto de transporte $\langle Q_{net} \rangle$ es similar para cada tipo de carga de transporte independientemente de la técnica empleada para la recreación del campo de velocidades (ver Fig. 7.22c).

La evaluación de la contribución relativa de cada tipo de transporte se realiza al normalizar las contribuciones individuales con respecto a al flujo neto de transporte mediante

$$\langle Q'_{sf} \rangle = \frac{\langle Q_{sf} \rangle}{\langle Q_{net} \rangle} \quad \& \quad \langle Q'_{ss} \rangle = \frac{\langle Q_{ss} \rangle}{\langle Q_{net} \rangle} \quad . \quad (7.5)$$

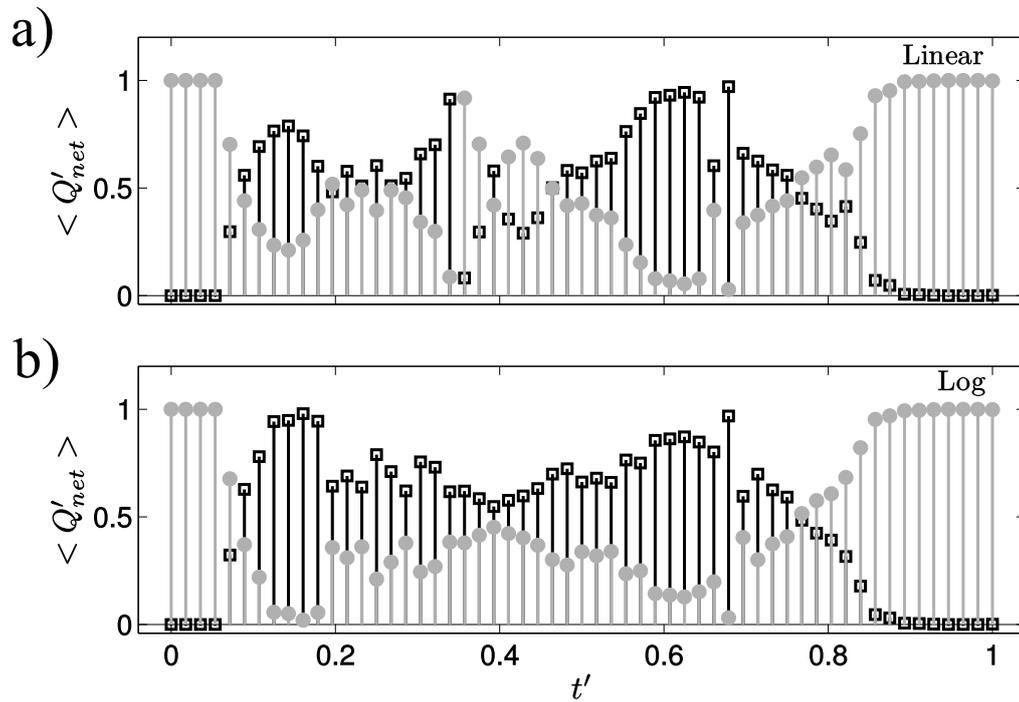


Figura 7.23: Contribución relativa en el flujo neto de transporte $\langle Q'_{net} \rangle$ para la carga de fondo (\bullet) y carga en suspensión (\square). Los resultados se muestran en un marco de referencia normalizado en el tiempo t' con respecto a la duración total del evento.

Además, se realiza una normalización en el tiempo con respecto a la duración total del evento como

$$t' = \frac{t - t_{ini}}{t_f - t_{ini}}, \quad (7.6)$$

en donde t_{ini} y t_f se refieren al momento inicial y final de inundación del evento en una coordenada x fija sobre el perfil de playa.

Tabla 7.3: Duración relativa en porcentaje durante el cual *i*) el transporte neto por carga de fondo supera al transporte por carga en suspensión $Q'_{sf} \geq Q'_{ss} >$ y *ii*) el flujo neto de transporte ocurre únicamente en forma de carga de fondo $Q'_{sf} = Q'_{ss}$.

		S1	S2	S3	S4	S5
$Q'_{sf} \geq Q'_{ss} >$	Linear	10.53	43.86	29.82	28.07	21.05
	Log	5.26	33.33	28.07	33.33	22.81
$Q'_{sf} = Q'_{ss}$	Linear	—	12.28	—	1.75	10.53
	Log	—	12.28	—	1.75	10.53

El análisis se muestra para la estación S2 debido a que el flujo se propaga inicialmente sobre el fondo seco en ésta localidad, en la cercanía del colapso del bore (Fig. 7.23). Para ambos casos de extrapolación (Linear - Fig. 7.23 y Log - Fig. 7.23b), la contribución relativa de $\langle Q_{sf} \rangle$ es dominante durante el arribo del bore y últimos instantes del backwash mientras que $\langle Q'_{ss} \rangle$ es prácticamente nula. En instantes posteriores a los mencionados, la contribución de $\langle Q'_{ss} \rangle$ es esencialmente mayor aunque $\langle Q'_{sf} \rangle$ no es despreciable. Las diferencias observadas, sugieren que la técnica Linear aumenta la contribución relativa de $\langle Q_{sf} \rangle$; mientras que la técnica Log disminuye su contribución relativa. Lo anterior se relaciona a las limitaciones de la ley logarítmica para representar la capa límite antes demostradas (sección 7.1.6), produciendo menores velocidades en la columna de agua (como se observa en la Fig. 7.21). Una aproximación de la duración total en la que $\langle Q_{sf} \rangle$ supera a $\langle Q_{ss} \rangle$ resulta en el orden de 44 % y de 33 % para la técnica Linear y Log, respectivamente (ver Tab. 7.3). Los resultados sugieren que en dicha estación, la contribución de $\langle Q_{sf} \rangle$ es mayor que otras regiones dentro del perfil de playa. Ahora bien, la duración porcentual aproximada en la que $\langle Q_{net} \rangle$ es resultado únicamente por la contribución de $\langle Q_{sf} \rangle$ (i.e., $\langle Q_{net} \rangle = \langle Q_{sf} \rangle$), representa el 12.2 % independientemente de la técnica empleada para S2 en particular. Dichos porcentajes demuestran la importancia de la inclusión de $\langle Q_{sf} \rangle$ en la estimación de tasas netas y totales de transporte en ZS.

7.3.5. Contiuidad y estimaciones de trasporte neto

Una vez estimados los flujos netos de transporte, se ha realizado una integración en tiempo para obtener el flujo neto de transporte total o en la duración total del evento. Alternativamente, el flujo neto de transporte total puede ser estimado a partir de la respuesta morfológica observada, asumiendo continuidad del volumen (ver secciones 2.2.1 y 3.0.2 para su desarrollo). El promediado de ensamble de la respuesta morfológica $\langle d_{zs} \rangle$ (6.8) fue muy consistente entre repeticiones, mostrando una variabilidad contenida en un banda de error de ± 0.005 m. Sin embargo, la propagación del error en la estimación de $\langle Q_{net} \rangle$ es considerable. De hecho, estimadas de manera directa, las bandas de error incluyen un rango de 2 órdenes de magnitud e incluso, cambios de signo para $\langle Q_{net} \rangle$. Debido a lo anterior las bandas de error de $\langle Q_{net} \rangle$ fueron asumidas como el 0.3 % de la desviación estándar de $\langle d_{zs} \rangle$ en cada coordenada x a lo largo del perfil (Fig. 7.24).

La comparación de $\langle Q_{net} \rangle$ para la duración total del evento a partir de las mediciones de flujos instantáneos de transporte q_{ss+sf} (para ambas técnicas de extrapolación: Linear y Log) y a partir de continuidad (Morf), muestra una similitud muy satisfactoria dado el alto nú-

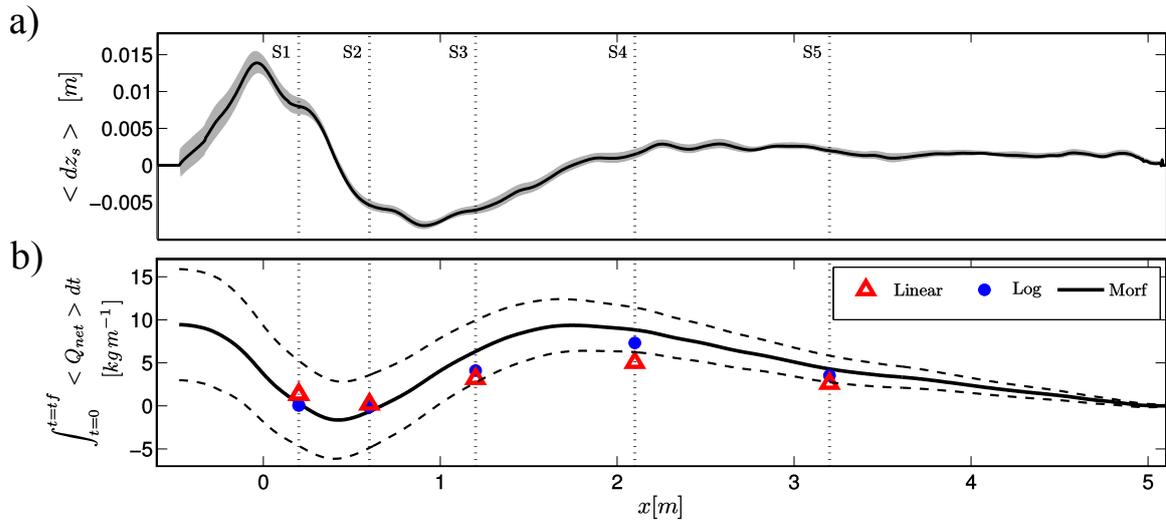


Figura 7.24: **a)** Promediado de ensamble de la respuesta morfológica $\langle dz_s \rangle$ (—) medida después del evento en el perfil de playa seco. **b)** Flujos netos de transporte $\langle Q_{net} \rangle$ estimados mediante la extrapolación espacio-temporal de u lineal (Linear, Δ) y a partir de la ley logarítmica (Log, \bullet) en la duración total del evento (de $t = 0$ a $t = t_f$). Los resultados se comparan con el flujo neto de transporte estimado a partir de la respuesta morfológica, asumiendo continuidad del volumen (Morf, —). La variabilidad de la respuesta morfológica (\blacksquare en el panel a) define el intervalo de confianza (al 95%) del flujo neto a partir de continuidad del volumen (- -).

mero de fuentes de error asociadas a las mediciones. De manera notable, la tendencia parcial de $\langle Q_{net} \rangle$ a lo largo del perfil de playa, determinada a partir de q_{ss+s_f} es consistente con la tendencia que resulta a partir del método de continuidad. La mayor parte del transporte ocurre entre el pie del perfil de playa y la localidad S1, en donde se observa la mayor acumulación de arena. Entre S1 y S2 se presenta una erosión local del perfil, consistentemente capturada en el cambio de signo en la evolución de $\langle Q_{net} \rangle$. Aunque los valores puntuales de $\langle Q_{net} \rangle$ son bajos para S1 y S2, el gradiente es pronunciado (de $+9.3$ a -1.6 kg m^{-1}), lo que sugiere un transporte considerable. De manera similar ocurre entre las localidades S2 y S3 en donde la mayor erosión fue observada. En las localidades altas del perfil (S4 y S5) el gradiente de $\langle Q_{net} \rangle$ es menos pronunciado, resultando en una respuesta menor de acreción en el perfil de playa. En general, las desviaciones mayores ocurren para las localidades S3 y S4, en donde el transporte fue aún considerable y en las que no se contaron con mediciones directas del perfil de la velocidad y concentraciones de sedimento para la carga en suspensión. Sin embargo, las desviaciones se encuentran contenidas o en la cercanía de las bandas de error asociadas a la respuesta morfológica. Para la localidad S5, las desviaciones son bajas debido a que el transporte local es menor. En consistencia con el número de sensores co-localizados y mayor resolución espacio temporal, la localidad S2 presenta la mayor similitud entre

estimaciones.

7.3.6. Evaluación de la fórmula de transporte Meyer-Peter-Muller

La fórmula de transporte más utilizada en la actualidad aplicada a flujos de swash (e.g. *Austin et al.*, 2009; *Briganti et al.*, 2012; *Kelly y Dodd*, 2010; *O'Donoghue et al.*, 2016; *Othman et al.*, 2014; *Postacchini et al.*, 2014; *Zhu y Dodd*, 2015) se refiere la formulación de Peter-Meyer-Muller (MPM; *Meyer-Peter y Muller*, 1948). La expresión evaluada se refiere a la fórmula MPM corregida para flujos no estacionarios con la inclusión de efectos debido a la pendiente de playa (*Fredsøe y Deigaard*, 1992) como se presenta en (*Othman et al.*, 2014). La expresión MPM, basada en un coeficiente de fricción c_f y el parámetro de Shields θ , se plantea como

$$Q_{MPM} = C(\theta - \theta_{cr}) \sqrt{\theta} [(s-1)gD_*^3] \quad (7.7)$$

en dónde, θ_{cr} , s y D_* se refieren al valor crítico de Shields, gravedad específica del sedimento y tamaño de sedimento adimensional (parámetros antes descritos en sección 3.0.2). El coeficiente de transporte C adopta valores de $C = 8$ para flujos oscilatorios y de $C = 12$ para flujos no estacionarios. La expresión 7.3.6 presenta una dependencia directa en c_f y en τ vía θ . Por lo tanto una evaluación de diferentes expresiones para c_f aplicadas a flujos de swash ha sido realizada.

Swart et al. (1974)

$$f_c = 0.0025 \exp \left[5.213 \left(\frac{a}{k_s} \right)^{-0.194} \right], \quad (7.8)$$

en donde $a = \frac{T}{\sqrt{2\rho i}} \sigma(u)$, $k_s = 2.5d_{50}$, $T = t_f - t_{ini}$, y $\sigma(u)$ es la desviación estándar de u .

Colebrook y White (1937)

$$\frac{1}{4f_c} = -2 \log_{10} \left[\frac{k_s}{3.7D_h} + \frac{2.51}{Re \sqrt{4f_c}} \right], \quad (7.9)$$

en donde $D_h = 4h$, $Re = \frac{uh}{\nu}$ y $k_s = 2.5d_{50}$.

Nielsen (1992)

$$f_c = \exp \left[5.5 \left(\frac{k_s}{A_r m s} \right)^{0.2} - 6.3 \right] , \quad (7.10)$$

en donde $A_r m s = \frac{\sqrt{2}}{\omega_p} \sqrt{\sigma^2(u)}$, $\omega_p = \frac{2\pi}{T}$, $T = t_f - t_{ini}$, $k_s = 2.5d_{50}$ y $\sigma^2 u$ es la varianza de u .

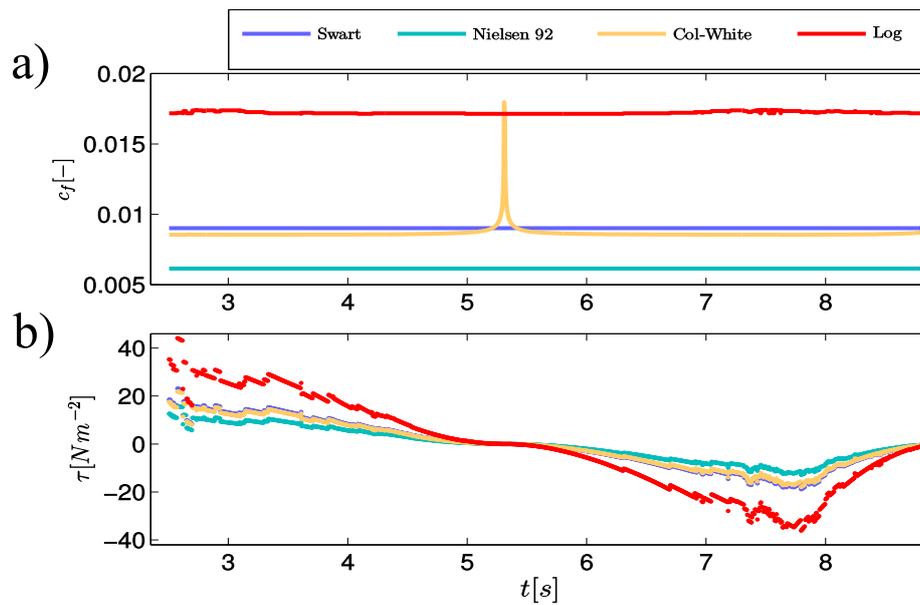


Figura 7.25: a) Coeficientes de fricción $\langle c_f \rangle$ resultantes para las expresiones evaluadas, durante el evento de swash en la estación S2. b) Esfuerzos cortantes en el fondo resultantes de la aplicación de $\langle c_f \rangle$.

A manera de ejemplo se muestra la evolución de los diferentes coeficientes de fricción determinados a partir de la velocidad promediada en la vertical $\langle U \rangle$ obtenida a partir del promediado de ensamble y la técnica de extrapolación tipo Log (7.25a). Como complemento, la evolución de $\langle c_f \rangle$ determinado a partir del ajuste logarítmico de $\langle U \rangle$ (descrito en la sección 7.3.2) también se muestra. Las magnitudes resultantes se encuentran en un rango consistente con estudios previos en playas naturales (e.g., Puleo *et al.*, 2012; Raubenheimer *et al.*, 2004) para las expresiones de Swart *et al.* (1974), Colebrook y White (1937) y Nielsen (1992). Para el ajuste logarítmico, las magnitudes de $\langle c_f \rangle$ son mayores aunque en correspondencia con estudios previos sobre playas fijas en condiciones de laboratorio (e.g., Barnes *et al.*, 2009; Kikkert *et al.*, 2012, 2013; O'Donoghue *et al.*, 2010). Sin embargo, los esfuerzos cortantes determinados mediante éste método, resultan en magnitudes mayores en un factor aproximado de 2 con respecto al resto (Fig. 7.25b). Tanto la aplicación de

Nielsen (1992) y *Swart et al.* (1974) resultan en un c_f constante, mientras que c_f de acuerdo a *Colebrook y White* (1937) y a la ley logarítmica varía en el tiempo. Las magnitudes resultantes para τ también son consistentes con estudios previos tanto para mediciones en campo como en el laboratorio, incluyendo las mediciones directas de (*Jiang y Baldock*, 2015) para fondos arenosos móviles. Las diferencias encontradas entre las diferentes expresiones de c_f son del orden de $O(10^{-2})$ mientras que para τ son de $O(10^2)$. Por lo tanto, la selección del tipo de expresión utilizada para la determinación de c_f tiene un efecto similar a la elección de $C = 8$ o $C = 12$ en la estimación del transporte mediante la expresión 7.3.6 (*O'Donoghue et al.*, 2016). En la ausencia de mediciones directas para su validación, se ha optado por la expresión de *Colebrook y White* (1937) para la estimación de tasas de transporte consiguientes. La selección se basa en que, por un lado, la evolución observada para c_f es más consistente con la que se reporta en estudios de flujos de swash, basados en mediciones directas de τ (i.e., *Barnes et al.*, 2009; *Jiang y Baldock*, 2015). Por otro lado, los valores encontrados son muy similares a los encontrados para *Swart et al.* (1974) e intermedios dentro del rango dado por el ajuste logarítmico y el de *Nielsen* (1992).

En la determinación de Q_{MPM} , el coeficiente de transporte ha sido fijado como $C = 12$. Sin embargo, el análisis permite la determinación de un nuevo coeficiente de transporte óptimo C_{opt} . Éste se determina realizando un ajuste de primer orden sin sesgo en el origen, a la relación de los valores predichos por la fórmula MPM con respecto a los estimados a partir de las mediciones, de tal manera que

$$Q_{net} = m_{opt} \underbrace{\left[C(\theta - \theta_{cr}) \sqrt{\theta} [(s-1)gD_*^3] \right]}_{Q_{MPM}}, \quad (7.11)$$

en donde m_{opt} se refiere a la pendiente del ajuste.

Los flujos netos en la duración total del evento predichos por la Eq. 7.3.6 se comparan con aquellos obtenidos tras el promediado de ensamble y la técnica de extrapolación Log (Fig. 7.26a). Para las estaciones S1 y S2, la relación presenta un menor sesgo que en las estaciones subsecuentes, resaltando la importancia del incremento en la resolución de medición para la estimación de U . Por un lado, existe una sobre predicción de los valores Q_{MPM} predichos durante el uprush (Fig. 7.26a,b) para las estaciones S4 y S5, en donde las mediciones de u fueron menos resueltas y el tiempo relativo de extrapolación fué mayor. En las estaciones S1, S2, y S3, los valores de Q_{MPM} son menores a Q_{net} (sub predicción). Por otro lado, se observa una sobre predicción de la mayoría de las estaciones durante el *backwash* (Fig. 7.26a,c). La dispersión de los datos es considerable, por lo que el intervalo de confianza (al 95 % de

significancia) promedio es amplio $\bar{\alpha} \pm 4.14 \text{ kgm}^{-1} \text{ s}^{-1}$. El valor obtenido para la pendiente del ajuste es de $m_{opt} = 0.45$. Por lo tanto, el nuevo coeficiente de transporte, al considerar todos los datos, es de $C_{opt} = m_{opt} * C = 5.36$ (Tab. 7.4).

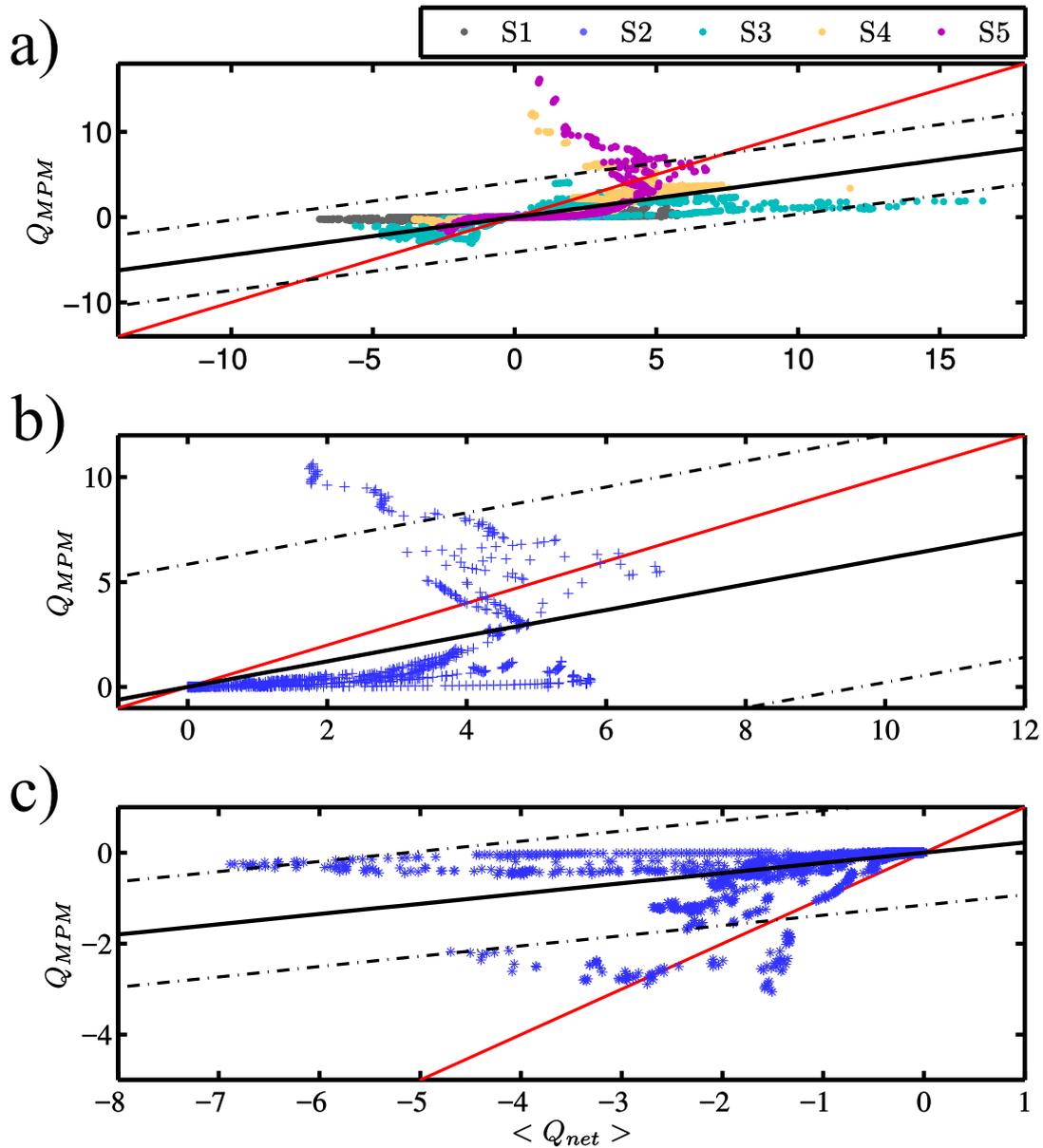


Figura 7.26: Flujos netos estimados como resultado del promediado de ensemble $\langle Q_{net} \rangle$ vs., flujos netos predichos por la expresión Meyer-Peter-Muller Q_{MPM} . Relación de transporte durante **a)** la duración total del evento, **b)** la fase del *uprush*, y **c)** fase del *backwash*. Las líneas del perfecto ajuste (—), ajuste óptimo (—) e intervalo de confianza (al 95 % de significancia (- - - -) se muestran para su visualización.

Tabla 7.4: Pendiente del ajuste m_{opt} , intervalo de confianza (al 95 % de significancia) promedio $\bar{\alpha}$, y coeficiente óptimo de transporte resultante $C_{opt} = 12 \times m_{opt}$. Los parámetros se reportan considerando la duración total del evento (Total), la fase de la inundación (*Uprush*) y del descenso (*Backwash*), y para cada carga de transporte (total ss , de fondo sf y en suspensión ss)

Fase	Carga	m_{opt}	$\bar{\alpha}$	C_{opt}
<i>Total</i>	$sf + ss$	0.45	4.13	5.36
	sf	1.75	3.80	21.00
	ss	0.40	4.39	4.77
<i>Uprush</i>	$sf + ss$	0.61	5.90	7.34
	sf	2.83	5.44	33.91
	ss^*	0.62	5.84	7.43
<i>Backwash</i>	$sf + ss$	0.23	1.17	2.70
	sf	0.83	0.79	9.97
	ss^*	0.15	1.30	1.78

* Sin sustento teórico, reportados a manera de complemento

La revisión de la fórmula 7.3.6 es ahora realizado para la fase del *uprush* (Fig. 7.26b) y del *backwash* (Fig. 7.26c) por separado debido a que la extrapolación en tiempo realizada para la obtención de $\langle U \rangle$ implica un mayor o menor error en relación a la cobertura temporal de las mediciones durante cada fase de movimiento. Los resultados son similares a los anteriores mostrando una sobre/sub predicción para las estaciones altas/bajas del perfil de playa durante el *uprush*, y para las estaciones bajas/altas del perfil durante el *backwash*. Los parámetros resultantes del ajuste, reportados en la Tab. 7.4, indican un sesgo y dispersión mucho mayor para la fase del *uprush* con respecto al *backwash*. En consecuencia los valores de C_{opt} resultan en $C_{opt} = 7.34$ y $C_{opt} = 2.70$ para cada fase correspondiente.

La Eq. 7.3.6 fué formulada para la determinación del transporte por carga de fondo únicamente y su aplicación bajo condiciones de transporte significativo por carga en suspensión es incierta (Chardon-Maldonado et al., 2016; O'Donoghue et al., 2016; Othman et al., 2014). Debido a ésta limitante, se ha realizado el análisis anterior considerando únicamente a la carga de fondo (ver Fig. 7.27). En general, el ajuste presenta un sesgo menor e intervalos de confianza promedios menores (ver Tab. 7.4). En particular, el sesgo durante el *backwash* es notablemente bajo ya que la transitoriedad del flujo es menor y con una contribución relativa de la carga por fondo más dominante. La turbulencia relacionada al bore y suspensión de sedimentos es dominante durante el *uprush*, por lo que el mayor sesgo resultante no es del todo sorprendente. Los valores de C_{opt} determinados para el transporte por carga de fondo resultan en $C_{opt} = 21$, $C_{opt} = 33.91$ y $C_{opt} = 9.97$ durante la totalidad del evento, la fase del

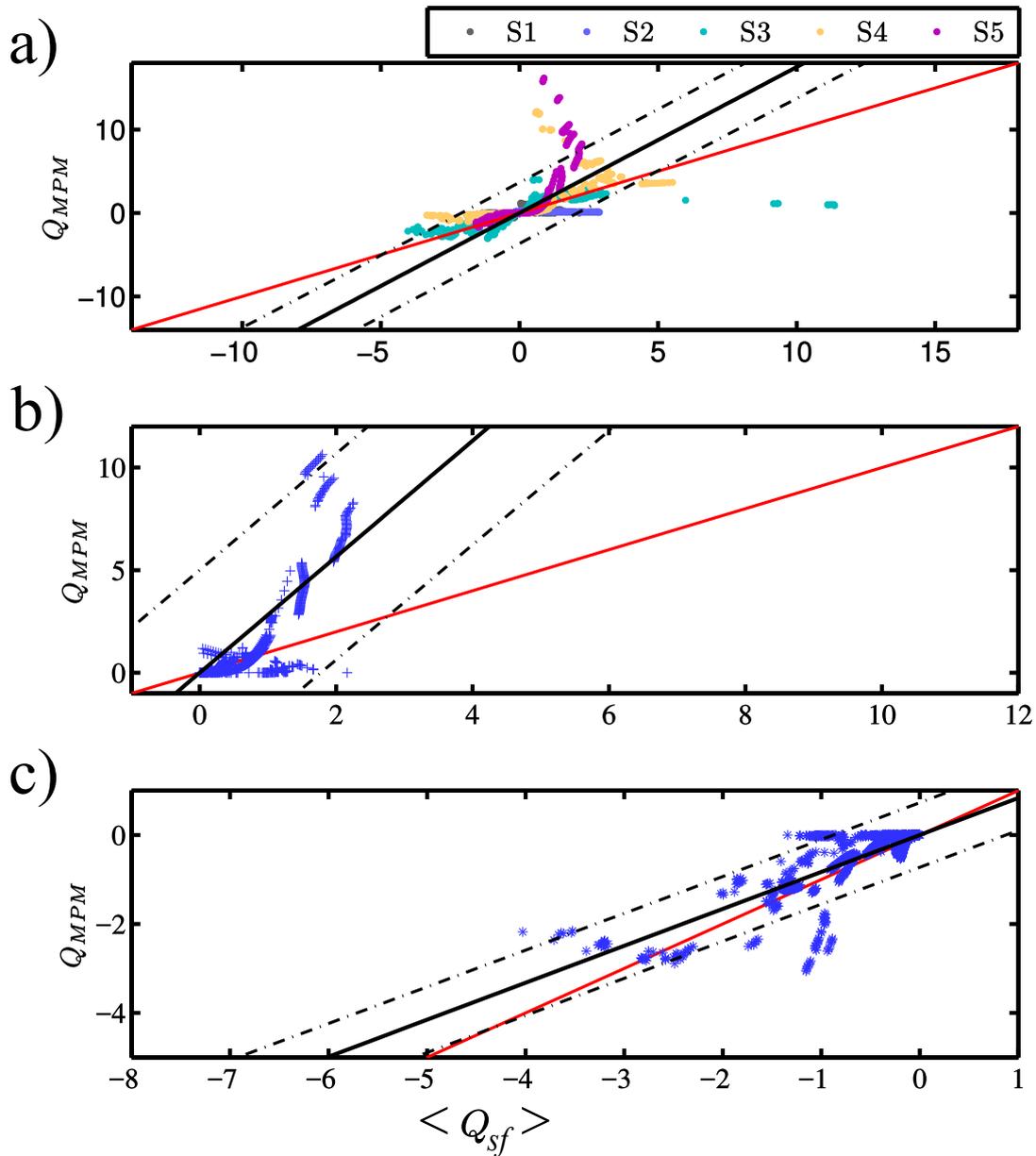


Figura 7.27: Flujos netos de transporte por carga de fondo estimados a partir del promediado de ensamble $\langle Q_{sf} \rangle$ vs., flujos netos predichos por la expresión Meyer-Peter-Muller Q_{MPPM} . Relación de transporte durante **a)** la duración total del evento, **b)** el *uprush*, y **c)** el *backwash*. Las líneas del perfecto ajuste (- - - -), ajuste óptimo (—) e intervalo de confianza (al 95% de significancia) (- - - -) se muestran para su visualización.

uprush, y la fase del *backwash* (respectivamente). (Othman *et al.*, 2014) reporta un rango de $C_{opt} = 23.9 \pm 3.3$ a $C_{opt} = 23.9 \pm 3.3$ para arenas de intermedias a gruesas (similar al del presente estudio). En su estudio, el transporte fué cuantificado de manera directa mediante

una reserva de recolección colocada al final de la pendiente de playa, por lo que dicho rango solo fué obtenido para la fase del *uprush* y carga de fondo. El valor correspondiente en el presente estudio (i.e., $C_{opt} = 33.91$) es muy similar, dándole validez al análisis. En general, los valores de C_{opt} obtenidos están más cercanos a los valores determinados para condiciones de flujo oscilatorio. La gran excepción a lo anterior se presenta para el transporte por carga de fondo durante la fase del *uprush*. Ésto sugiere que los efectos de la turbulencia relacionada al bore es la mayor fuente de error en las predicciones de transporte en ZS.

7.3.7. Parametrización del transporte

Para la parametrización del transporte se considera el planteamiento de las fórmulas tipo *Bagnold* (1966a); *Bailard* (1981) que, en su forma más simple, se basan en un término relacionado al movimiento incipiente del sedimento, esfuerzos cortantes y la velocidad como agente de transporte (*Puleo et al.*, 2015)

$$Q_p(t) = K_p \frac{1}{g} \tau(t) u(t) \quad , \quad (7.12)$$

en donde Q_p se refiere al transporte neto predicho, K_p es un coeficiente adimensional del transporte, y u es una velocidad característica. En el presenta análisis, se pretende darle un carácter práctico a la parametrización. Por lo tanto, u se asume como la velocidad promediada en la vertical determinada tras el promediado de ensamble y la extrapolación logarítmica en tiempo $\langle U \rangle$. Como ha sido demostrado anteriormente, el transporte es altamente sensible a la formulación para c_f y τ utilizada. Por consiguiente, el análisis se realiza mediante la determinación de τ a partir del ajuste logarítmico, i.e., τ -Log, y a partir de la expresión (*Colebrook y White*, 1937), i.e., τ -CW.

La estimación de Q_p es a partir del potencial del transporte. Es decir, utilizando un valor de $K_p = 1$ para el coeficiente de transporte. Los resultados se muestran para ambos métodos de determinación de esfuerzos corantes τ -Log (Fig. 7.28) y τ -CW (Fig. 7.29). Al igual que en la sección anterior, el análisis comprende la separación del transporte para la duración total del evento, la fase del *uprush*, y la fase del *backwash* (i.e., páneles a-b-c, respectivamente en las Figs. 7.28 y 7.29). De manera notable, el sesgo resultante entre las predicciones y las observaciones es mucho menor que las obtenidas para las predicciones de la fórmula Meyer-Peter-Muller Q_{PMM} independientemente del método utilizado para la estimación de τ y fase de movimiento. Ésto implica una mejora importante en la capacidad predictiva del transporte. Además, los rangos dados por el intervalo de confianza promedio (al 95 % de

significancia, $\bar{\alpha}$) son también menores en su mayoría. Una excepción a lo anterior, ocurre para fracción Q_{sf} del transporte durante el *backwash* en ambos casos (*tau-Log* y *tau-CW*). De cualquier manera, las diferencias en dichos rangos de $\bar{\alpha}$ no son significativamente mayores y el ajuste resultante es más cercana al ajuste perfecto para ambos casos (*tau-Log* y *tau-CW* en Figs. Figs. 7.28b y 7.29b). Ahora bien, el caso *tau-Log* presenta sesgos e intervalos de confianza promedio mayores en relación al caso *tau-CW*, independientemente del tipo de carga y fase total o relativa de movimiento. Ésto se debe a que los coeficientes de fricción c_f y por ende los valores de τ son mayores para el ajuste logarítmico. Entre ambos tipos de predicción, el caso *tau-CW* es favorecido ya que su sustento teórico es para flujos no estacionarios mientras que, el ajuste logarítmico, fué desarrollado para condiciones estacionarias en el flujo.

Tabla 7.5: Pendiente del ajusto o coeficiente de transporte K_p e intervalo de confianza promedio al 95 % de significancia $\bar{\alpha}$. Los parámetros se reportan considerando la duración total del evento (Total), la fase de la inundación (*Uprush*) y del descenso (*Backwash*), y para cada carga de transporte (total *ss*, de fondo *sf* y en suspensión *ss*)

Fase	Carga	τ - Log		τ - CW	
		K_p	$\bar{\alpha}$	K_p	$\bar{\alpha}$
Total	<i>sf</i> + <i>ss</i>	0.78	4.17	0.48	2.91
	<i>sf</i>	2.83	3.28	1.74	2.46
	<i>ss</i>	0.75	4.78	0.46	3.26
<i>Uprush</i>	<i>sf</i> + <i>ss</i>	0.95	5.23	0.61	3.93
	<i>sf</i>	3.91	3.91	2.57	3.17
	<i>ss</i>	1.92	2.13	0.66	4.06
<i>Backwash</i>	<i>sf</i> + <i>ss</i>	0.56	2.81	0.32	1.46
	<i>sf</i>	1.07	5.53	1.02	1.14
	<i>ss</i>	0.40	3.15	0.24	1.65

La parametrización resultante del transporte (Q_{param}), toma entonces la siguiente forma

$$Q_{param}(t) = K_p \frac{1}{g} \tau(t) u(t) \pm \bar{\alpha} \quad . \quad (7.13)$$

en donde el valor del coeficiente de transporte K_p y el intervalo de confianza $\bar{\alpha}$ se reportan a continuación. De manera similar a la determinación de C_{opt} del análisis anterior, el nuevo valor de K_p es determinado mediante el ajuste lineal sin sesgo en el origen, entre la predicción y el promediado de ensamble de las observaciones. La Tab.7.5 reporta los valores para K_p e intervalos de confianza (al 95 % de significancia) promedios $\bar{\alpha}$ resultantes para ambos tipos de métodos a utilizar para la determinación de τ (i.e., τ -Log ó τ -CW). La parametrización

incluye los valores resultantes de K_p y $\bar{\alpha}$ para la duración total del evento, la fase del *uprush* y del *backwash*; así como para cada carga de transporte (de fondo *sf* o en suspensión *ss*). Por lo tanto, la parametrización resultante puede ser utilizada para determinar la contribución de cada tipo de carga de transporte en la duración total y/o para cada fase relativa de movimiento, dándole un valor mayor a parametrizaciones existentes en el diagnóstico de tasas de transporte en zona de *swash*.

7.3.8. Conclusiones

Un modelo físico referente a eventos individuales de *swash* sobre una playa móvil de arena ha sido realizado para la cuantificación directa de flujos instantáneos de transporte de sedimentos a una alta resolución. La novedad del modelo es la cuantificación directa de flujos instantáneos de transporte a partir de la medición simultánea del campo de la velocidad y concentración de sedimentos tanto para la carga en suspensión, como para la carga de fondo (arrastre + saltación). Los resultados del experimento proveen información mejorada en relación a estudios experimentales previos relacionados al transporte en ZS. Una excepción a lo anterior es el trabajo reciente de *O'Donoghue et al. (2016)* ya que las técnicas para la medición de propiedades hidrodinámicas fueron no intrusivas y sus mediciones, complementadas por una serie de experimentos previos (i.e., *Kikkert et al., 2012, 2013*). Sin embargo, debido a la técnica empleada para la cuantificación del transporte, dicho estudio únicamente provee de información referente a cantidades netas de transporte. Los resultados del modelo físico realizado en éste estudio, no solamente proveen del carácter instantáneo de flujos de transporte, sino de la contribución relativa de cada tipo de carga de sedimento en el transporte.

Las conclusiones puntuales del análisis se reportan a continuación.

- La alta repetibilidad entre eventos individuales de *swash* ha permitido el promediado de ensamble de las propiedades hidrodinámicas cuantificadas de manera confiable, con una muestra aceptable (24 repeticiones).
- El forzamiento tipo rotura de presa ha permitido la generación de flujos de *swash* a una escala prototipo. El forzamiento ha sido repetible entre repeticiones con un error porcentual del 3 % en las series temporales de h en la zona de transición del bore.
- El diseño e implementación de los mecanismos de medición y reconfiguración del perfil de playa han sido funcionales. La variabilidad en el perfil inicial, así como en la

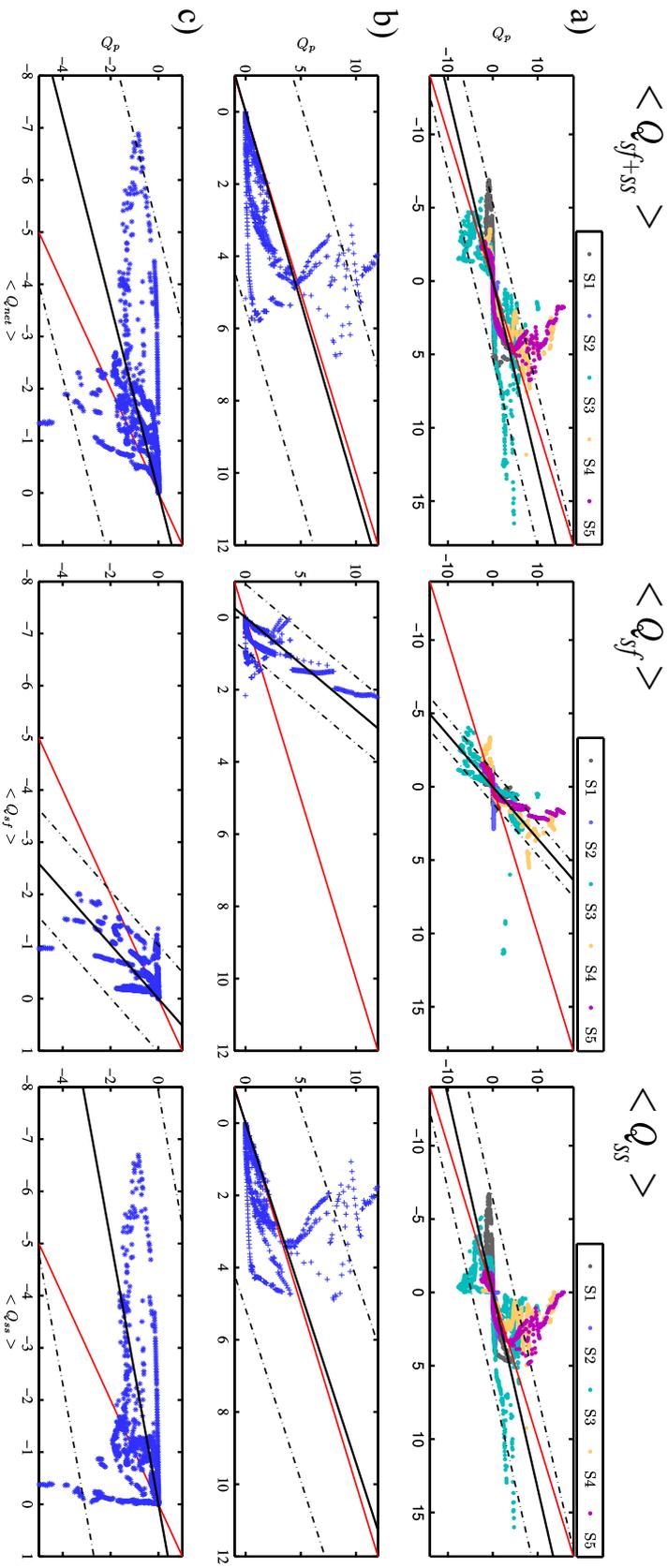


Figura 7.28: Flujos netos estimados como resultado del promediado de ensamble $\langle Q_{net} \rangle$ vs. flujos netos predichos por la expresión Q_p para las cargas de transporte totales $\langle Q_{sf+ss} \rangle$ (pánel izquierdo), de fondo $\langle Q_{sf} \rangle$ (pánel intermedio), y en suspensión $\langle Q_{ss} \rangle$ (panel derecho). **a)** Relación en función de todos los datos generados y estaciones de muestreo. **b)** Relación para las tasas netas de transporte durante el *uprush*. **c)** Relación para las tasas netas de transporte durante el *backwash*. Las líneas del perfecto ajuste (—) e intervalo de confianza (al 95%) (---) se muestran para su visualización.

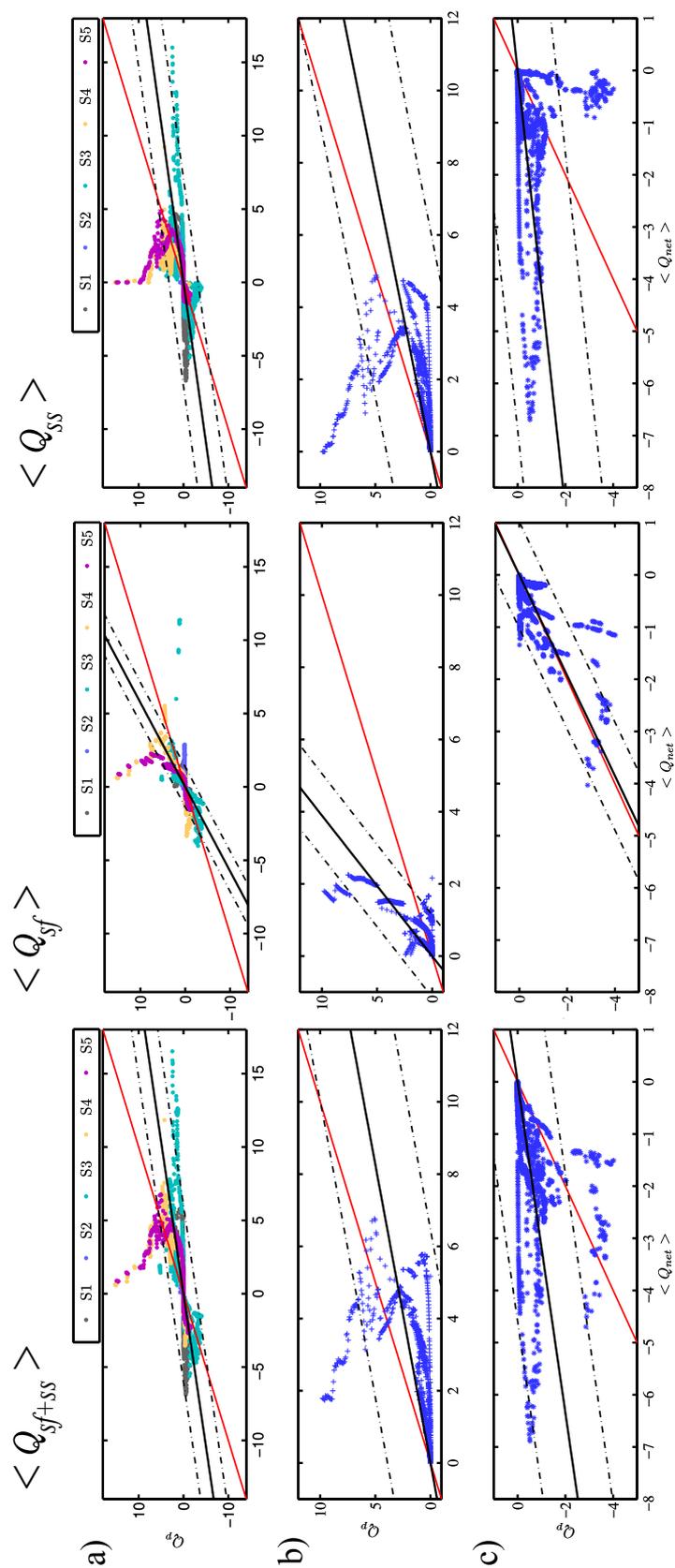


Figura 7.29: Flujos netos estimados como resultado del promediado de ensamble $\langle Q_{net} \rangle$ vs. flujos netos predichos por la expresión Q_p para las cargas de transporte totales $\langle Q_{sf+ss} \rangle$ (pánel izquierdo), de fondo $\langle Q_{sf} \rangle$ (pánel intermedio), y en suspensión $\langle Q_{ss} \rangle$ (pánel derecho).
a) Relación en función de todos los datos generados y estaciones de muestreo. **b)** Relación para las tasas netas de transporte durante el *uprush*.
c) Relación para las tasas netas de transporte durante el *backwash*. Las líneas del perfecto ajuste (—), ajuste óptimo (---) e intervalo de confianza (al 95 %) (---) se muestran para su visualización.

respuesta morfológica tras el evento, ha sido contenida en un rango de 0.005 m (en el orden del error del mecanismo perfilador de playa).

- La evolución de las propiedades hidrodinámicas medidas, son consistentes con las reportadas para flujos en playas naturales y experimentos en el laboratorio a gran escala.
- Las mayores limitaciones del estudio se refieren a la cuantificación del campo de velocidad durante el arribo del bore e instantes finales del *backwash*, y en profundidades cercanas a la superficie libre. Sin embargo, la cuantificación del campo instantáneo de u ha sido posible, típicamente, durante el 68 % de la duración total del evento.
- La información faltante en el campo de la velocidad puede ser aliviada mediante una extrapolación lineal o a partir de la ley logarítmica en espacio, y a partir de una extrapolación lineal en el tiempo.
- La técnica de extrapolación lineal resulta en valores puntuales de flujos instantáneos de transporte mayores durante ambas fases de movimiento, mientras que la técnica de extrapolación logarítmica muestra mayores gradientes espacio-temporales, posiblemente más parecidos a los reales y con mayor sustentación física.
- La contribución relativa de la carga de fondo es muy significativa independientemente de la técnica de extrapolación empleada. Su contribución supera a la de la carga en suspensión durante los primeros instantes de arribo del bore y durante el *backwash* tardío ($\approx 23\%$ de la duración total del evento).
- En general, la contribución neta del transporte por carga en suspensión es mayor. La contribución del transporte por carga de fondo es reducida debido al grosor de la capa en la que dicho modo de transporte ocurre. Sin embargo, la contribución promedio del transporte por carga de fondo supera al transporte por carga en suspensión el 26 % de las veces en referencia al tiempo total del evento. En la cercanía de la región del colapso del bore, dicha contribución es del orden de 44 % y 33 % para la técnica de extrapolación lineal y logarítmica (respectivamente).
- Las cantidades netas de transporte estimadas a partir de los flujos instantáneos y a partir de la continuidad del volumen en la respuesta morfológica medida, son altamente consistentes y típicamente contenidas en las bandas de error asociadas para el método de continuidad del volumen. El mayor transporte ocurre en las localidades bajas del perfil de playa, en donde tanto el flujo del *uprush* como el *backwash* son agentes activos de transporte.

- La predicción de la fórmula Meyer-Peter-Muller (MPM) de transporte es altamente sensible al coeficiente de fricción empleado. El coeficiente de fricción estimados a partir de *Swart et al.* (1974) y *Colebrook y White* (1937) presentan magnitudes similares, mientras que a partir de *Nielsen* (1992) son ligeramente menores (todos ellos dentro del rango econtrado en la literatura). Dichas tendencias se reflejan en las magnitudes resultantes de esfuerzos cortantes. La formulación de *Colebrook y White* (1937) es favorecida debido a la variación temporal del coeficiente y valores reportados para estudios en condiciones similares sobre playas móviles.
- El coeficiente de fricción a partir del ajuste logarítmico (e.g., *O'Donoghue et al.*, 2010) resulta en un factor de incremento aproximado de 2 en los esfuerzos cortantes (aunque dentro de los valores reportados en la literatura para dicho método). La selección de una u otra formula tiene un impacto del mismo orden (ligeramente menor) en los flujos de transporte netos predichos por la fórmula (MPM).
- La comparación de los valores predichos por la fórmula MPM en relación a los datos medidos indica un sesgo y dispersión considerable. Los resultados sugieren que la fórmula MPM sobre/sub predice el transporte en regiones altas/bajas del perfil de playa durante el *uprush*; mientras que resulta en una sub predicción general durante el *backwash*.
- La predicción de la fórmula MPM es considerablemente mejor mediante una nueva determinación del coeficiente de transporte C . Los valores óptimos obtenidos en el rango de $2.70 \leq C \leq 7.34$ son ligeramente menores a los sugeridos en la literatura y más parecidos a los reportados para flujos oscilatorios, sugiriendo un mejor ajuste que en estudios anteriores. Una excepción a lo anterior se refiere al valor encontrado para el transporte únicamente por carga de fondo durante el *uprush*. Para dicha fase y tipo de transporte, el nuevo valor propuesto $C = 33.91$ cae dentro del rango reportado por (*Othman et al.*, 2014) para la misma fase y en condiciones similares a las evaluadas.
- La validez del análisis ha permitido la parametrización del transporte tipo (*Bagnold*, 1966a; *Bailard*, 1981) en su forma más simple. La parametrización se realiza considerando la determinación de esfuerzos cortantes a partir del ajuste logarítmico y a partir de (*Colebrook y White*, 1937). El coeficiente de transporte k_p e intervalo de confianza se proveen para ambos métodos. La utilización del método de (*Colebrook y White*, 1937) es sugerido en la aplicación de la parametrización propuesta dadas las condiciones del flujo consideradas en su sustentación teórica y, en su mejor ajuste a los datos medidos.

- La parametrización propuesta permite el diagnóstico del transporte para cada tipo de carga (de fondo y/o en suspensión) y para cada fase relativa del movimiento (*uprush*, *backwash* y/o total) mediante un valor singular de k_p . Por lo tanto, la aplicación de la fórmula paramétrica resulta en un asesoramiento más detallado y completo del transporte.

Capítulo 8

Caso de Estudio

En este capítulo se utilizan algunos de los avances en el conocimiento de este trabajo para un estudio de caso con el fin de ilustrar la aportación ingenieril del presente trabajo. El análisis se refiere a la protección del frente costero para el mega proyecto en desarrollo “Aak Baal” en playa Esmeralda, Campeche.



Figura 8.1: Detalle del proyecto “Aak Baal” en la costa de Campeche. Fuente: <http://www.reportur.com/mexico/2013/09/24/resurge-aak-bal-como-motor-del-turismo-en-campeche/>.

8.1. Descripción del Caso de Estudio

El proyecto Aak Baal vislumbró el desarrollo de un complejo turístico que incluye la construcción de una marina, un campo de golf, hoteles y 3.000 viviendas (Fig. 8.1). Además, con su desarrollo se pretende la restauración de vías de transportación de petróleo en la región. El proyecto pretende fomentar el desarrollo socioeconómico mediante la generación de empleo, divisas y estímulo a la inversión (*SEMARNAT-SGPA/DGIRA.DG./0974*, 2008). Actualmente su desarrollo se encuentra en la fase terminal. Sin embargo, para ello fueron necesarias medidas de protección de 2,660 m lineales del frente costero para salvaguardar las vías de tránsito

y acceso, y la infraestructura proyectada. Por lo tanto, utilizamos este problema real como estudio de caso para el análisis de parámetros de diseño para la protección del frente costero a partir de dos alternativas: **1)** una estructura rígida de protección y **1)** un relleno de playa.

8.1.1. Área de estudio

El sitio del proyecto RP-Aak Baal se ubica en la zona costera de la península de Yucatán, en la parte sur del municipio de Champotón, dentro del estado Campeche (ver Fig. 8.2). El tramo comprendido para su desarrollo se ubica entre el km 121 y 124 de la carretera Federal 180 Champotón-Sabancuy.

El rango de la playa Esmeralda es micromareal con una amplitud media de 0.40 m y una amplitud máxima de 0.7 m. El régimen mareal es mixto diurno, con una marea alta y una baja en el día (*Rivera-Arriaga et al.*, 2012). La corriente litoral en el Estado sigue el patrón general de la circulación del Golfo de México, mientras que localmente, la incidencia del oleaje domina la corriente paralela a la costa. La clasificación geo-dinámica local corresponde a la de costa erosiva (de acuerdo a *Pica Granados*, 1991), característica de condiciones en donde el trabajo abrasivo del oleaje es el proceso dominante.

Para caracterizar las condiciones del oleaje dominante se han utilizado datos de *Appendini et al.* (2014) generados a partir de un reanálisis de viento utilizando el modelo MIKE 21 SW. Los datos utilizados se refieren al Nodo 15380, ubicado enfrente de la zona de interés (Latitud 19.4382, Longitud -90.9816) a una profundidad de -9 m sobre el nivel medio del mar. Los datos comprenden un periodo de 30 años (Enero de 1979 a Diciembre del 2008) con registros cada 3 horas. El oleaje predominante proviene del Norte-Noroeste (Fig.8.3a) con alturas significantes H_s del orden de $0.6 \leq H_s \leq 1.4$ m y con periodos pico asociados T_p en el rango de $0.4 \leq T_p \leq 16$ s. Las condiciones más energéticas del oleaje se presentan en la dirección Noroeste con una frecuencia aproximada del 6.8%, valores máximos de $H_s \leq 2.4$ m y periodos asociados de $T_p \leq 16$ s. Al igual que la mayoría de las localidades costeras del Península, Playa Esmeralda está dominada por el sistema de brisas y Nortes (*Appendini et al.*, 2014). Además, las costas peninsulares son muy vulnerables ante la inundación durante la ocurrencia de mareas de tormenta y huracanes (*Mendoza et al.*, 2013).

La península de Yucatán se caracteriza por una plataforma continental muy ancha (200 km) con una pendiente muy suave de 1:1000 (*Enriquez et al.*, 2010; *Medellín et al.*, 2016). Debido a que los datos de oleaje para el análisis han sido tomados dentro de la

plataforma continental, la pendiente local $\tan \beta$ ha sido determinada a partir de datos topobatómicos realizados en 2007 por Palemón-Arcos (*comunicación personal*). Los resultados del análisis indican una pendiente de $\beta_r = -0.0027$ m (i.e, 1:364) para la parte infra-mareal (incluyendo zona de rompientes), y de $\tan \beta_s = -0.323$ m (i.e, 1:31) para la parte inter-mareal del perfil de playa en zona de swash.

La fuente de sedimentos de la playa Esmeralda proviene principalmente del desgaste del sustrato rocoso costero en las cercanías y su consecuente transporte a la zona. Además el sedimento del sistema de dunas ubicadas dentro del continente representa un aporte importante dentro del sistema (*SEMARNAT-SGPA/DGIRA.DG./0974*, 2008). La composición del sedimento de playa es principalmente de arenales calcáreos, resultado de la erosión

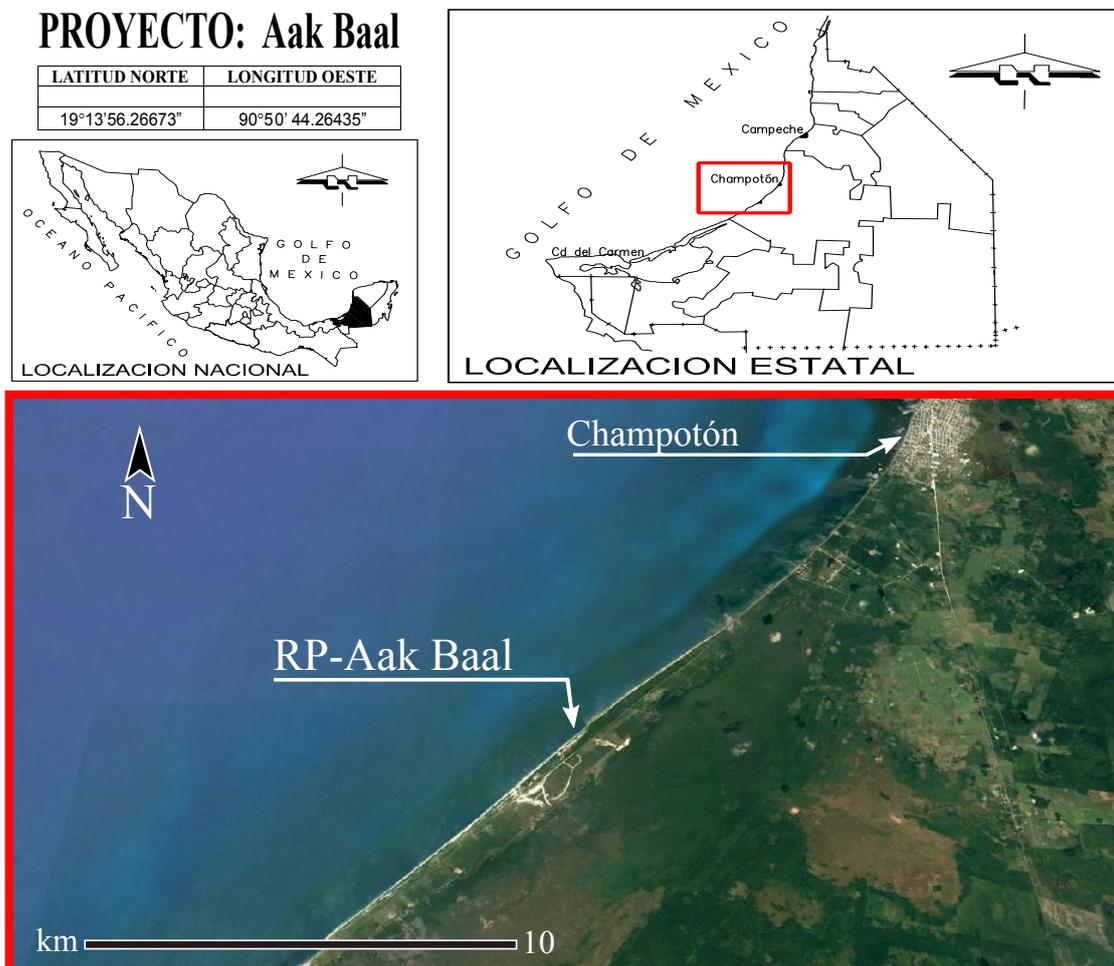


Figura 8.2: Ubicación del proyecto “Restitución de Playa-Aak Baal” dentro del territorio nacional, estatal y municipal. Mapas: Palemón-Arcos (*comunicación personal*). Imagen tomada de *Google Earth*.

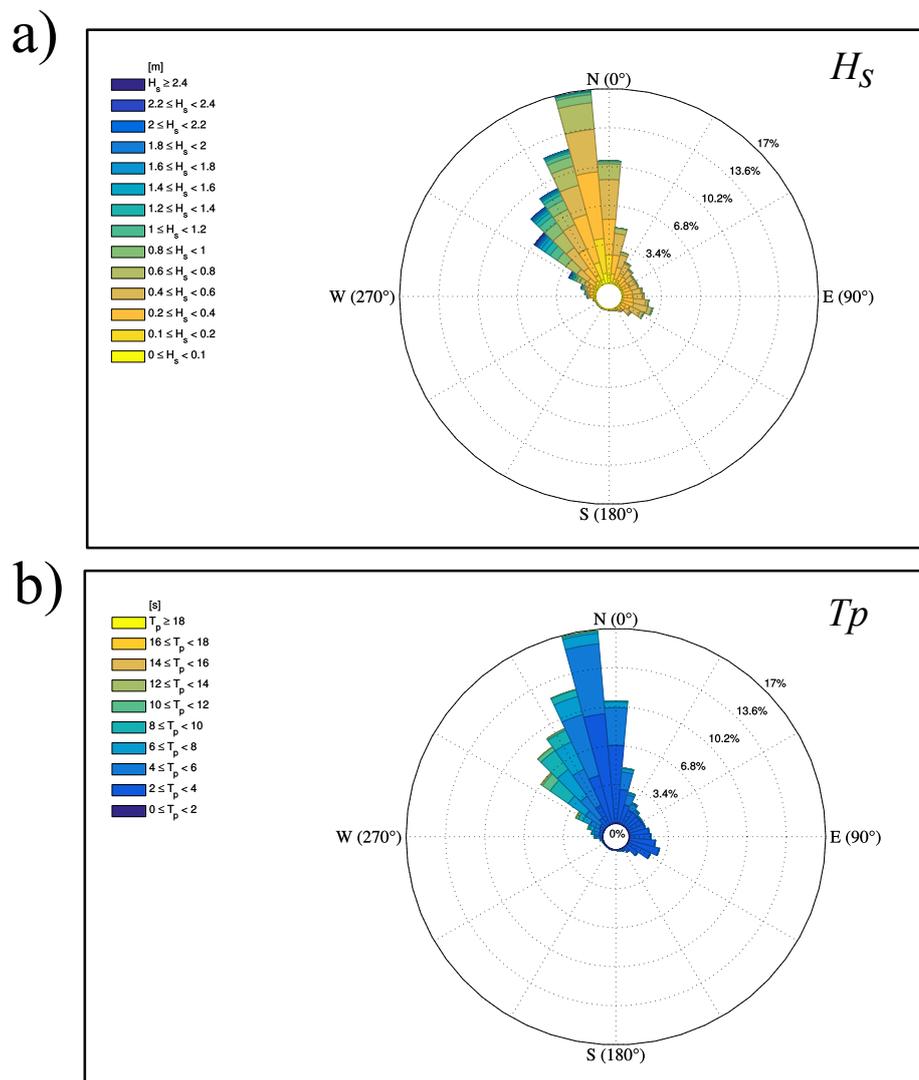


Figura 8.3: Caracterización del clima marítimo para la localidad de Playa Esmeralda en el periodo 1979-2008 a partir del Hindcast de (Appendini *et al.*, 2014). **a)** Frecuencia, dirección y magnitud de la altura de ola significativa H_s . **b)** Frecuencia, dirección y periodo pico T_p .

de corazas calcáreas y calizas blandas sub-superficiales (Rivera-Arriaga *et al.*, 2012). La extensión de la franja costera a proteger es de 2.650 m.

8.1.2. Antecedentes

La playa Esmeralda era considerada como un sistema estable antes de su modificación en 1971 por acciones antropogénicas. A partir de esa fecha, el frente costero en la localidad presenta una reducción progresiva asociada al establecimiento de la carretera Federal 180

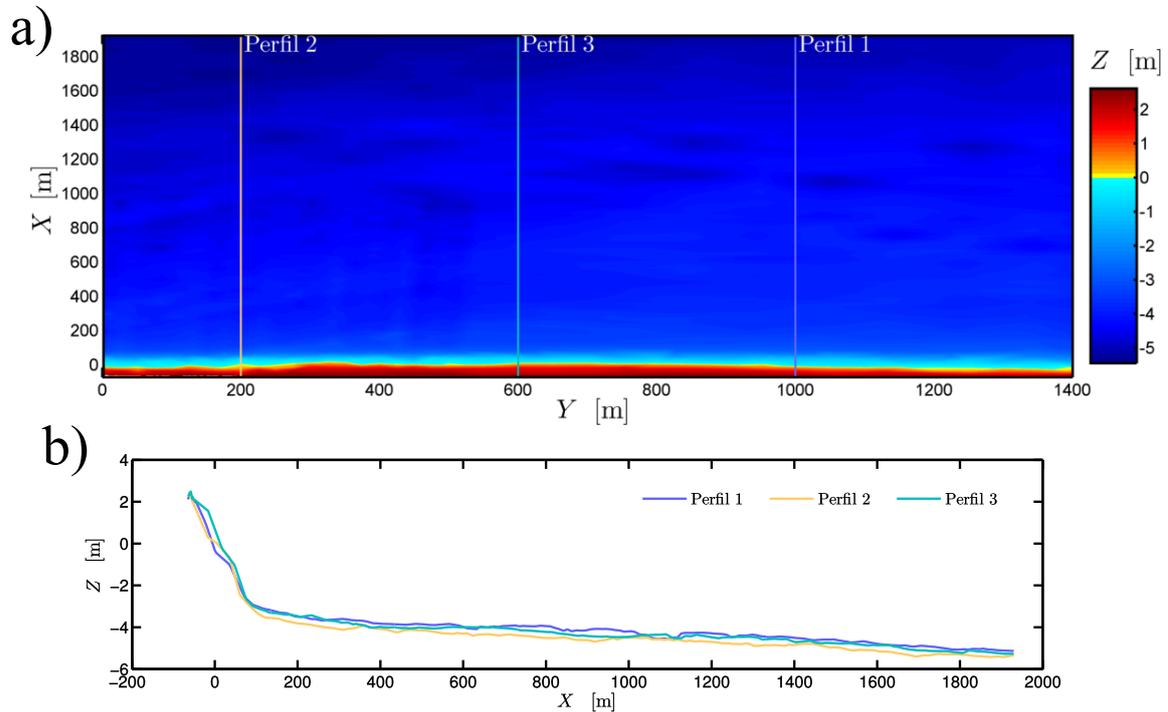


Figura 8.4: Esquema de las configuraciones del perfil de playa planteadas en el proyecto de desarrollo. **a)** Relleno simple con profundidad de cierre en -3 m del nmm. **b)** Relleno simple con profundidad de cierre en -6 m del nmm. **c)** Relleno simple con profundidad de cierre en -2.5 m del nmm y cresta extendida. Fuente: *Grupo-MALL (2007)*.

Champotón-Sabancuy. La carretera Federal actúa como una barrera para el aporte de sedimento desde el continente. En consecuencia, la playa se encuentra en un estado de retrogradación litoral debido, principalmente, a la acción del oleaje (*SEMARNAT-SGPA/DGIRA.DG./0974, 2008*). La Fig. 8.5a muestra la erosión local del frente costero, la cuál ha generado daños estructurales en la carretera Federal 180 y vías de acceso circundantes. Desde el inicio del proyecto, se ha implementado un tablaestacado como una medida de estabilidad de la carretera (8.5b). Sin embargo, su vida útil dependerá de la efectividad de la restitución de playa y los criterios empleados para su diseño. En particular, de la pendiente del relleno de playa, altura, ancho de playa de seguridad y plan de mantenimiento del relleno.

Las alternativas originales del proyecto fueron tres diferentes configuraciones del relleno de playa (Fig. 8.6). Las características generales para cada alternativa se muestran en la Tab. 8.1. De acuerdo a la manifestación de impacto ambiental (*SEMARNAT-SGPA/DGIRA.DG./0974, 2008*) y el proyecto ejecutivo (*Grupo-MALL, 2007*), la alternativa desarrollada en base a los volúmenes de arena requeridos, funcionalidad, factibilidad técnica, económica y ambiental (e.g., menor afectación sobre el bentos costero y áreas de anidamiento

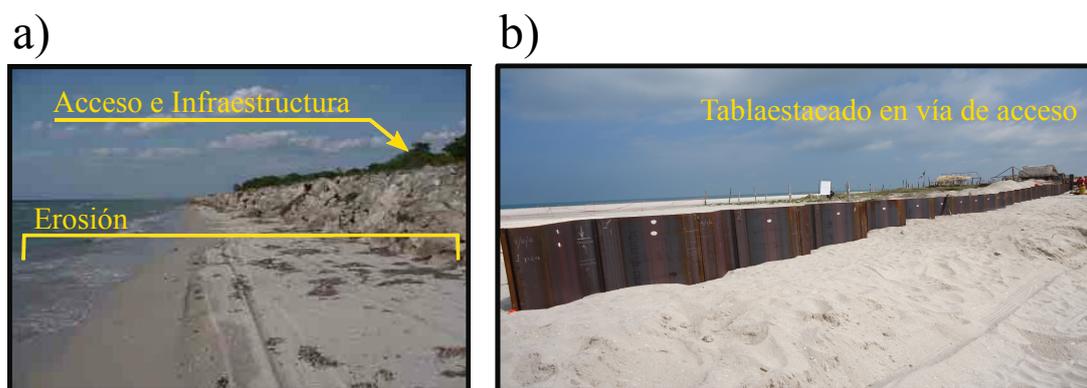


Figura 8.5: Detalle de la erosión del frente costero de la playa Esmeralda. **a)** Acciones de tablaestacado para la estabilización de rutas de acceso.

de tortugas) ha sido la alternativa C. Por lo tanto, en este capítulo se evaluará el comportamiento del relleno para el clima marítimo en la zona de estudio y adicionalmente se llevará a cabo el diseño de otra alternativa que consiste en la implementación de una estructura rígida tipo dique paralelo a la línea de costa.

8.1.3. Objetivos

En base a las parametrizaciones resultado de ésta tesis (secciones 7.2.3 y 7.3.7) para estimar rebase y transporte de sedimentos, se desarrollarán los criterios de diseño para dos alternativas de protección del frente costero de playa Esmeralda. La novedad en la metodología del diseño es que incorpora la variabilidad natural asociada la oleaje. Los criterios de diseño a considerar son:

Tabla 8.1: Configuraciones del relleno de playa planteadas en el proyecto original de desarrollo. Fuente: (*Grupo-MALL*, 2007).

Configuración	Descripción	Vol. Requerido [m ³]
A	Relleno simple de arena en la zona intra mareal Profundidad de cierre ≈ -3 msnmm *	350,000
B	Relleno simple de arena en la zona supra, intra e infra mareal Profundidad de cierre ≈ -6 msnmm *	3,000,000
C	Relleno simple de arena en la zona supra, e intra mareal Profundidad de cierre ≈ -3 msnmm *	600,000

* metros sobre el nivel medio del mar

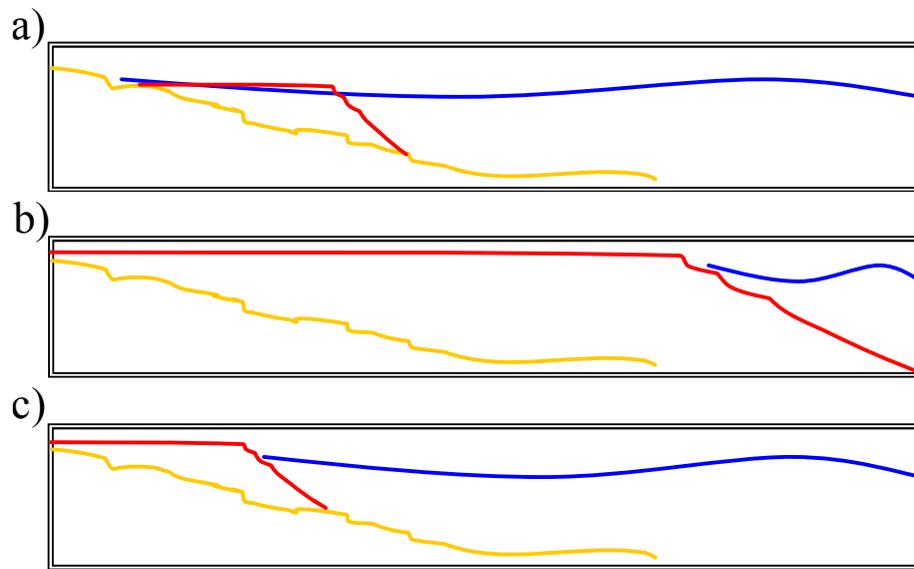


Figura 8.6: Esquema de las configuraciones del perfil de playa planteadas en el proyecto de desarrollo. **a)** Relleno simple con profundidad de cierre en -3 m del nmm. **b)** Relleno simple con profundidad de cierre en -6 m del nmm. **c)** Relleno simple con profundidad de cierre en -2.5 m del nmm y cresta extendida. Fuente: *Grupo-MALL (2007)*.

- cota de coronación de un dique paralelo F_b como alternativa dura
- ancho de seguridad A_s para dos configuraciones de relleno de playa
- mantenimiento requerido del relleno de playa

8.2. Alternativa 1: Dique Impermeable Paralelo a la Costa

8.2.1. Descripción

Cuando se planea fijar la línea de costa para evitar su retroceso y consecuente daño a infraestructura, ó bien, para prevenir la inundación, una actuación ingenieril dura es necesaria. Estructuras rígidas como diques, muros, revestimientos o una combinación de éstas es comunmente utilizada. En el presente análisis, se considera la utilización de un dique paralelo a la línea de costa ya que dichas estructuras no utilizan elementos porosos y la hacen indicada para los fines prácticos del análisis. Por lo tanto, se plantea una estructura impermeable con una pendiente típica de diseño $\tan \beta_{dique} = 0.143$ (i.e., 1:7) y con una cota de coronación a determinar F_b en base a la tolerancia aceptada.

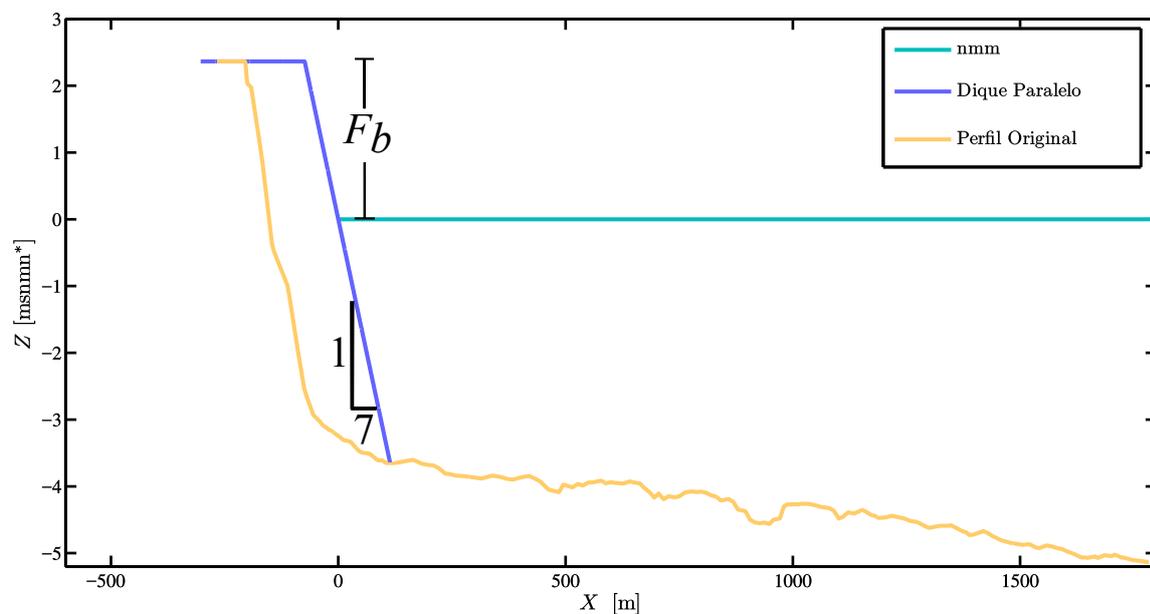


Figura 8.7: Esquema del perfil central de playa Esmeralda y el dique paralelo. El parámetro de diseño a determinar se refiere a la altura de cresta F_b de la estructura.

8.2.2. Diseño de la cota de coronación de la estructura F_b

Para la determinación de la altura de cresta del dique paralelo, es necesario determinar la inundación extremal $R_{2\%}$. Para ésto, la parametrización antes planteada (ver sección 7.2.3) ha sido utilizada. Debido a que dicha parametrización está en función de estadísticos del oleaje (H_0 y L_0) los datos en tomados del Hindcast desarrollados por (Appendini et al., 2014)

a una profundidad de -9 m (aguas intermedias) pueden ser utilizados directamente sin la necesidad de su propagación. La ventaja de utilizar la parametrización propuesta en este trabajo es que incluye las bandas de incertidumbre relacionadas a la aleatoriedad estadística $N_\sigma = 0, 1, 2$ y 3 , para su evaluación.

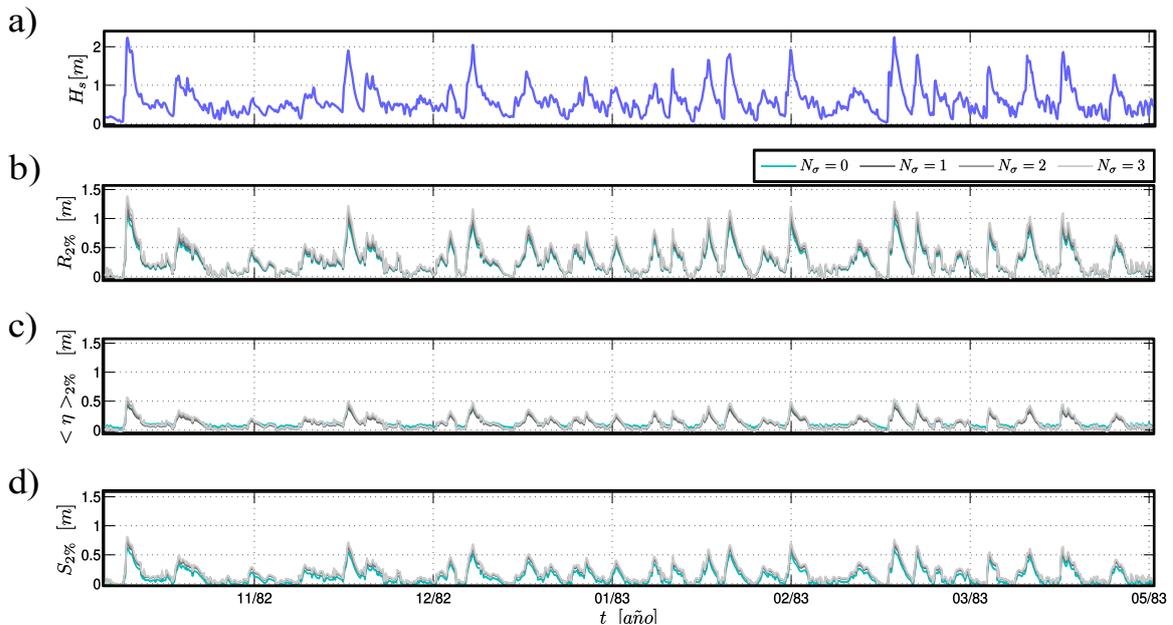


Figura 8.8: **a)** Altura de ola significativa H_s a -9 m de profundidad. **b)** Inundación extremal $R_{2\%}$. **c)** Contribución del setup $\langle \eta_{2\%} \rangle$ **d)** y swash $S_{2\%}$ asociados al inundación. Las series temporales se muestran para el periodo 1982 - 1983 y para las desviaciones estándar $N_\sigma = 0, 1, 2$ y 3 , a manera de ejemplo.

La Fig. 8.8 a-d muestra la serie temporal H_s del Hindcast, la inundación extremal $R_{2\%}$ y sus componentes asociadas (setup $\langle \eta_{2\%} \rangle$ y swash $S_{2\%}$) para los años 1882 - 1983 a manera de ejemplo. La inundación y sus componentes asociadas se muestran para los valores de $N_\sigma = 0, 1, 2$ y 3 utilizados en la parametrización. En general, todas las variables se encuentran en fase con el oleaje ya que son resultado de datos de oleaje con un periodo de 3 horas. La contribución del swash supera a la componente del setup, con valores máximos en el rango de $0.4 \leq S_{2\%} \leq 0.6$ m. Para la inundación extremal, los valores máximos se presentan en el rango de $0.5 \leq S_{2\%} \leq 1.1$ m para ése periodo en particular.

A continuación, se ha ajustado una distribución normal de probabilidad a los datos para cada banda de incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística para obtener el porcentaje de ocurrencia para cada valor de $R_{2\%}$ (Fig. 8.9). Los resultados muestran que valores en el rango de $0 \leq R_{2\%} \leq 0.2$ m se presentan con la mayor frecuencia mientras que valores

máximos $R_{2\%} \geq 0.6$ m son muy escasos. Debido a que se pretende una vida útil mayor a 30 años de relleno, se ha realizado un análisis basado en los máximos anuales del $R_{2\%}$ y en una distribución estadística de valor extremal generalizada (i.e., GEV *Jenkinson*, 1955):

$$F(X, K, \mu, \sigma) = \exp \left[-1 \left\{ \frac{-K(X - \mu)}{\sigma} \right\}^{\frac{1}{K}} \right], \quad \text{si } K \neq 0 \quad (8.1)$$

$$= \exp \left[-\exp \left(\left\{ \frac{-(X - \mu)}{\sigma} \right\} \right) \right], \quad \text{si } K = 0,$$

en donde μ y σ son parámetros de localidad y escala (respectivamente), y el parámetro de forma K determina que distribución de valor extremal es representada: Gumbel ($K = 0$), Fréchet ($K > 1$) o Weibull ($K < 0$). En éste caso, la mejor representación de los datos fué con un valor de $K = -0.45$ (Weibull), $\mu = 1.32$ y $\sigma = 0.15$, con una promedio de 1.36 y varianza de 0.02.

Ya obtenida la distribución de de valor extremal GEV para los máximos anuales de $R_{2\%}$, se han calculado los periodos de retorno asociados (5 a 100 años) de acuerdo a la probabilidad extremal de encuentro (PE-Extremal) planteada por *Liu y Burchart* (1998):

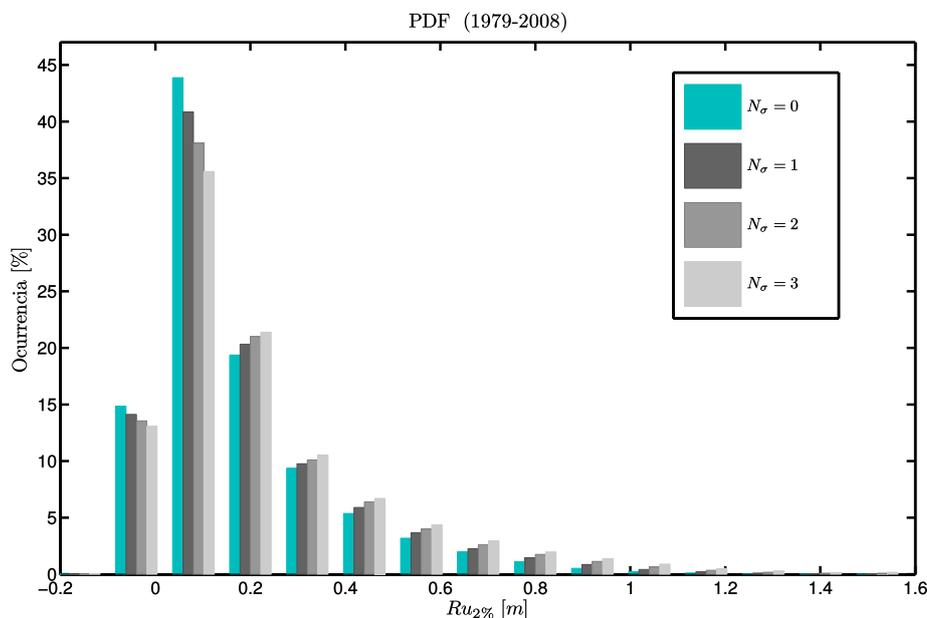


Figura 8.9: Porcentaje de ocurrencia del $R_{2\%}$ para las bandas de incertidumbre $N_{\sigma} = 0, 1, 2$ y 3 de acuerdo a una distribución normal. Los resultados se muestran apilados para su visualización.

$$R_{2\%,T_R} = \lambda \left[-\log \left(\frac{1}{T_R D_m} \right) \right]^{\frac{1}{K_W}} + R_{2\%-st} \quad , \quad (8.2)$$

en donde T_R es el periodo de retorno, D_m es el número datos medidos (N) entre el número de años de medición (i.e., $T_m = 30$); mientras que $\lambda = 1.28$ y $K_W = 11.18$ se refiere a los parámetros de escala y de forma de la distribución Weibull (respectivamente). Por su parte, $R_{2\%-st}$ es un parámetro importante que determina el riesgo aceptable del diseño y puede ser variado (en consistencia con Liu y Burchart, 1998). En éste caso, se ha tomado al valor de $R_{2\%-st} = 0$ msnm. En la Fig. 8.10 se muestran los resultados del análisis extremal y periodos de retorno asociados. En la tabla 8.2 se muestra el parámetro de diseño determinado para diferentes periodos de retorno y bandas de incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística del oleaje.

Tabla 8.2: Altura de cresta del dique paralelo F_b en función del periodo de retorno de la inundación extremal $R_{2\%}$ y de la banda de incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística a considerar ($N_\sigma = 0, 1, 2$ y 3).

Periodo de Retorno [Años]	F_b [msnmm*]		N_σ [msnmm*]		
			1	2	3
15	1.40	±	0.15	0.30	0.45
30	1.43	±	0.15	0.31	0.46
50	1.45	±	0.16	0.31	0.47
100	1.47	±	0.16	0.32	0.48

* metros sobre el nivel medio del mar

Tabla 8.3: Altura de cresta del dique paralelo F_b en función del periodo de retorno de la inundación extremal $R_{2\%}$ y de la banda de incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística a considerar ($N_\sigma = 0, 1, 2$ y 3). Los resultados han sido obtenidos considerando la contribución combinada del oleaje y la marea.

Periodo de Retorno [Años]	F_b [msnmm*]		N_σ [msnmm*]		
			1	2	3
15	1.61	±	0.14	0.27	0.41
30	1.67	±	0.14	0.27	0.41
50	1.71	±	0.13	0.27	0.41
100	1.75	±	0.13	0.27	0.41

* metros sobre el nivel medio del mar

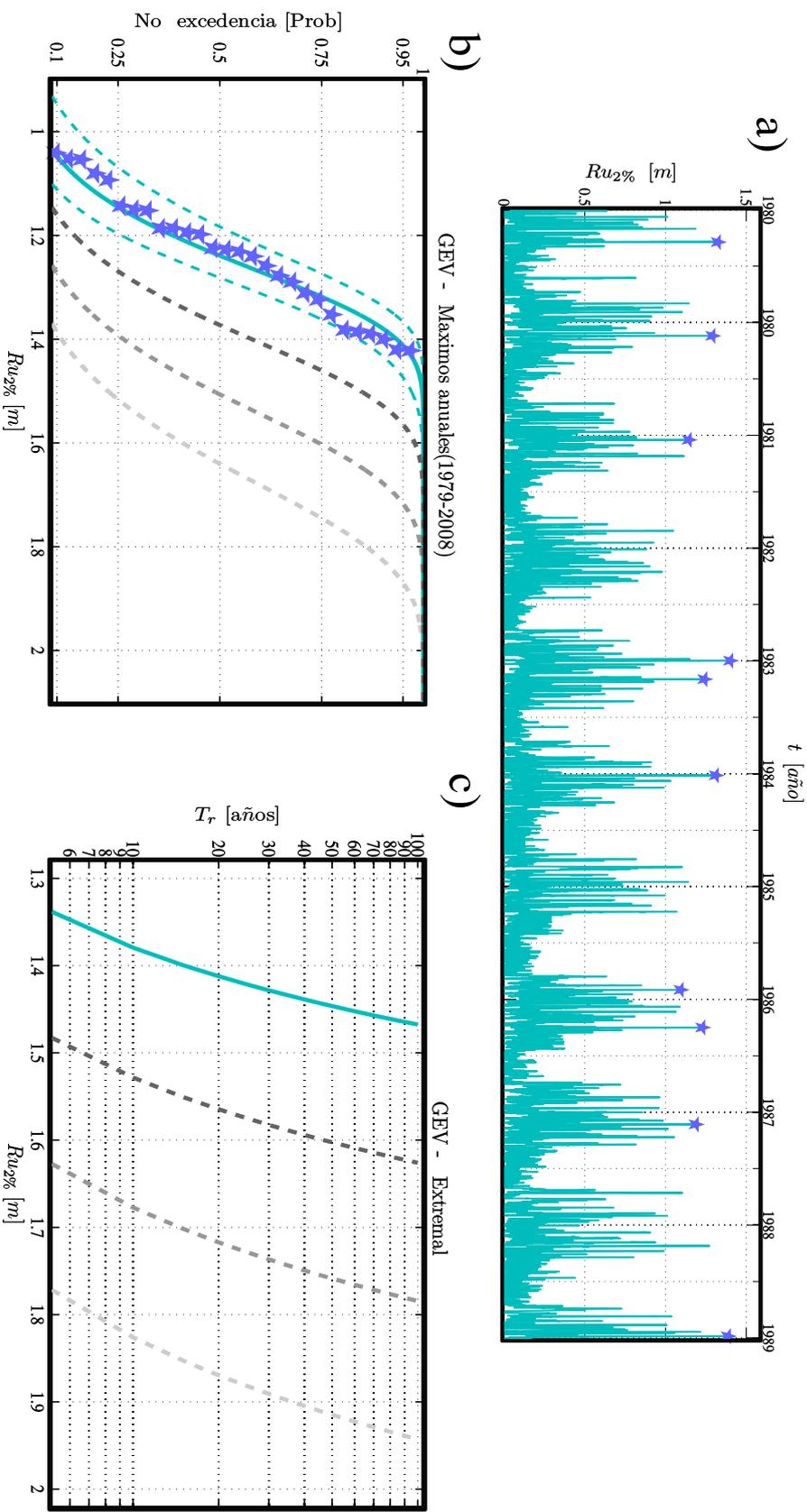


Figura 8.10: a) Serie temporal de $R_{2\%}$ (—) y máximos anuales (★). b) Probabilidad de No Excedencia en función del $R_{2\%}$, y c) periodos de retorno asociados a partir de la distribución estadística GEV tipo Weibull. Los resultados de la distribución GEV se muestran para $N_{\sigma} = 0$ (—) y sus bandas de confianza (---), 1 (---), 2 (-----) y 3 (-----).

Los resultados del análisis indican que la altura de cresta de diseño no presenta grandes variaciones al considerar la contribución del oleaje únicamente, con valores en el rango de 1.40 m a 1.47 m para una vida útil de 15 a 100 años (respectivamente). Ahora bien, si se considera una banda de incertidumbre de $N_\sigma = +3$, los valores correspondientes aumentan de 1.85 m a 1.94 m. El análisis ha sido realizado nuevamente considerando la contribución combinada de la marea astronómica y el oleaje para obtener valores más robustos en el cálculo (Tab. 8.3). La contribución de la marea es significativa, generando una variación mucho mayor de la altura de cresta de diseño en el tiempo (ver Fig. 8.11 también). Si el dique paralelo es diseñado para una vida útil de 100 años, la altura de cresta de diseño es de + 1.75 msnmm. Ahora bien, si se considera a la contribución de la incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística del oleaje ($N_\sigma = +1, +2$ ó $+3$), entonces la altura de cresta de diseño resulta en + 1.89, + 2.02, ó + 2.16 msnmm (respectivamente). Por lo tanto, un incremento del orden de 7.6, 15.4, ó 23.3% en la altura de cresta de diseño mejora la funcionalidad de la estructura al incluir el 56, 96 y 99% de la variabilidad asociada a la aleatoriedad estadística del oleaje y a la marea astronómica.

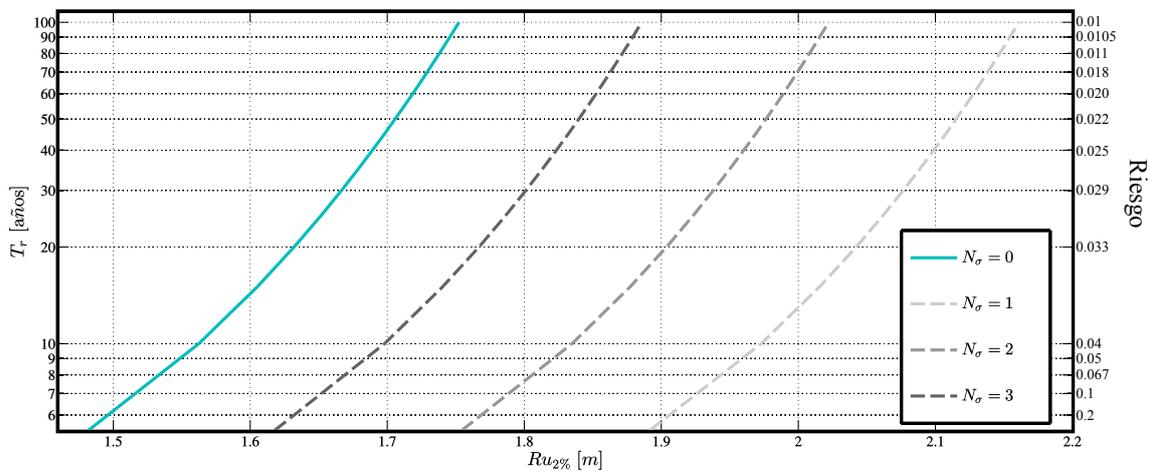


Figura 8.11: Riesgo en probabilidad de excedencia de la inundación extremal por arriba de los valores de diseño F_b para periodos de retorno de 5, 10, 20, 30, 50, 75 y 100 años. Los resultados se muestran para las diferentes bandas de incertidumbre asociadas a la aleatoriedad estadística del oleaje ($N_\sigma = 1, 2$ y 3). Los resultados se muestran considerando la contribución combinada de la marea astronómica y el oleaje.

Adicionalmente, la información generada es utilizada para una estimación del riesgo asociado a cada valor de F_b a utilizar. El riesgo se define aquí, como la probabilidad de excedencia de la inundación extremal $R_{2\%}$ por arriba de un valor de diseño F_b durante un periodo de retorno establecido (Fig. 8.11). En general, el riesgo estimado para los valores de

F_b propuestos es aceptable, con una probabilidad de excedencia por debajo del 0.2 (i.e., 20% del tiempo de vida útil) debido al valor de $R_{2\%-st}$ utilizado en la Eq. 8.2.2. Ésto implica que el porcentaje admisible de rebase para cualquier periodo de vida útil de la estructura es del 20%. De manera importante, los resultados indican que si la incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística del oleaje no es considerada, el riesgo puede estar considerablemente subestimado. Por ejemplo, si se diseña para una vida útil de 50 años con un riesgo aceptable de 0.02, la altura de cresta del dique es de $F_b = 1.71$ msnmm. Sin embargo, al considerar las bandas $N_\sigma = +1, +2$ y $+3$ de la incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística del oleaje, entonces los valores de la altura de cresta toman los valores de $F_b = 1.84, 1.98,$ y 2.12 msnmm (respectivamente).

8.3. Alternativa 2: Relleno de Playa

8.3.1. Descripción

La ingeniería costera en las últimas décadas tiende al uso de alternativas suaves de protección cuando se busca dar estabilidad al sistema. Los rellenos de playa son una actuación de bajo impacto que son factibles cuando la erosión de una playa determinada puede ser controlada mediante mantenimientos regulares. Éste tipo de alternativa tienen una funcionalidad de combatir la erosión progresiva y brindar área de espacimiento para actividades recreativas.

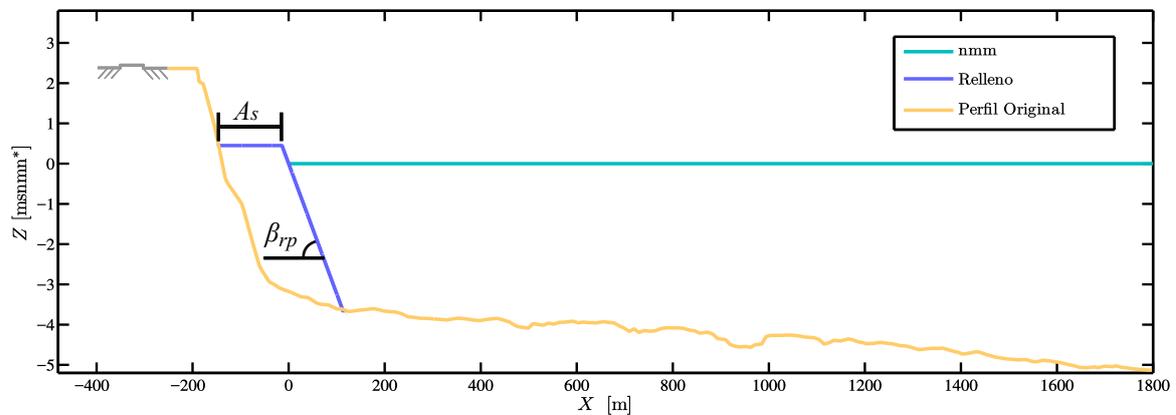


Figura 8.12: Esquema del perfil central de playa Esmeralda y el relleno de playa. El parámetro de diseño es el ancho de seguridad A_s en función de la pendiente del relleno β_{rp} .

En el presente análisis, se determina el ancho de seguridad A_s del relleno de playa (ver esquema 8.12) para dos configuraciones de pendientes de relleno: *i*) una pendiente intermedia de $\tan\beta_{rp} = 0.07$ (i.e., 1:14), y *ii*) una pendiente de $\tan\beta_{rp} = 0.032$ (i.e., 1:32). El material considerado es arena media con un tamaño nominal de 0.8 mm, el cuál ha sido el material extraído de un banco submarino ubicado a 9.2 km de la costa Esmeralda en el proyecto original (*Grupo-MALL*, 2007).

8.3.2. Diseño del ancho de relleno de playa R_p

La determinación del ancho de seguridad del relleno de playa A_s considera el retroceso del ancho de playa $\langle R_p \rangle$ en función de la estimación del transporte de sedimentos. Debido que el transporte en playas está dominado por las condiciones medias del oleaje, el análisis planteado se realiza en base al Hindcast de oleaje de 30 años sin su análisis extremal. Para cada periodo comprendido, los datos del hindcast han sido seccionados en sub muestras

con una duración correspondiente (e.g., 30 sub muestras para $i=1$, 15 sub muestras para $i=2$, etc). Para cada sub muestra se ha generado una serie temporal de 1024 s en base a los estadísticos del oleaje y teoría lineal, como un estado de mar representativo. Después, se ha obtenido la serie temporal de $R_{2\%}$ a partir de la parametrización planteada para cada estado de mar, considerando a $N_{\sigma} = 3$ para incluir la mayor variabilidad asociada a la aleatoriedad estadística del oleaje posible. Para cada metro lineal del perfil de playa (en la dirección perpendicular a la línea de costa) por arriba de la inundación mínima observada, se ha generado una serie temporal de profundidad h en base a la pendiente del relleno y la serie temporal del $R_{2\%}$. A continuación, se ha realizado una estimación de la velocidad U local a partir del método de continuidad (de acuerdo a *Baldock y Holmes, 1997; Blenkinsopp et al., 2010b; Houser C y Barrett G, 2009*), de la siguiente manera:

$$V_u(x,t) = \frac{V_a(x,t + \Delta t) - V_a(x,t - \Delta t)}{2\Delta t} \quad (8.3)$$

$$U(X,t) = \frac{V_u(X,t)}{h(X,t)},$$

en donde V_a es el volumen de agua por unidad perpendicular a la línea de costa (i.e., 1 m), X es la coordenada perpendicular a la línea de costa y t el tiempo.

Una vez obtenidas la serie temporal de U para cada coordenada X del perfil de playa, se han determinado los esfuerzos cortantes τ de acuerdo a *Colebrook y White (1937)*. El transporte de sedimentos ha sido entonces estimado en base a la parametrización planteada (ver sección 7.3.7 y Eq. 7.3.7). Con el cálculo del transporte se ha asumido continuidad de volumen para obtener una respuesta morfológica del perfil de playa. La Fig. 8.13 muestra el retroceso de playa estimado mediante un promediado de ensamble de los retrocesos estimados para los periodos de tiempo de 1, 2, 5, 10, 15 y 30 años (i.e., $Rp_{i=1,2,5,10,15,30}$). Las bandas de confianza han sido consideradas como 1 desviación estándar del promeidado de ensamble. Sin embargo, a partir de los 10 años el número de muestras para el promediado de ensamble es ≤ 3 . Por lo tanto, se ha realizado una extrapolación de las desviaciones estándar obtenidas a partir de $Rp_{i=1,2,5}$. Del mismo modo, se ha realizado una extrapolación temporal para la estimación de $\langle Rp \rangle$ en periodos mayores a 30 años.

La tasa de retroceso de playa extrapolada para un periodo de 50 años (Fig. 8.14) muestra que los resultados son similares para ambas configuraciones del relleno. Los valores resultantes de la tasa de retroceso son de $0.0668 \text{ m año}^{-1}$ y $0.0663 \text{ m año}^{-1}$ para la pendiente

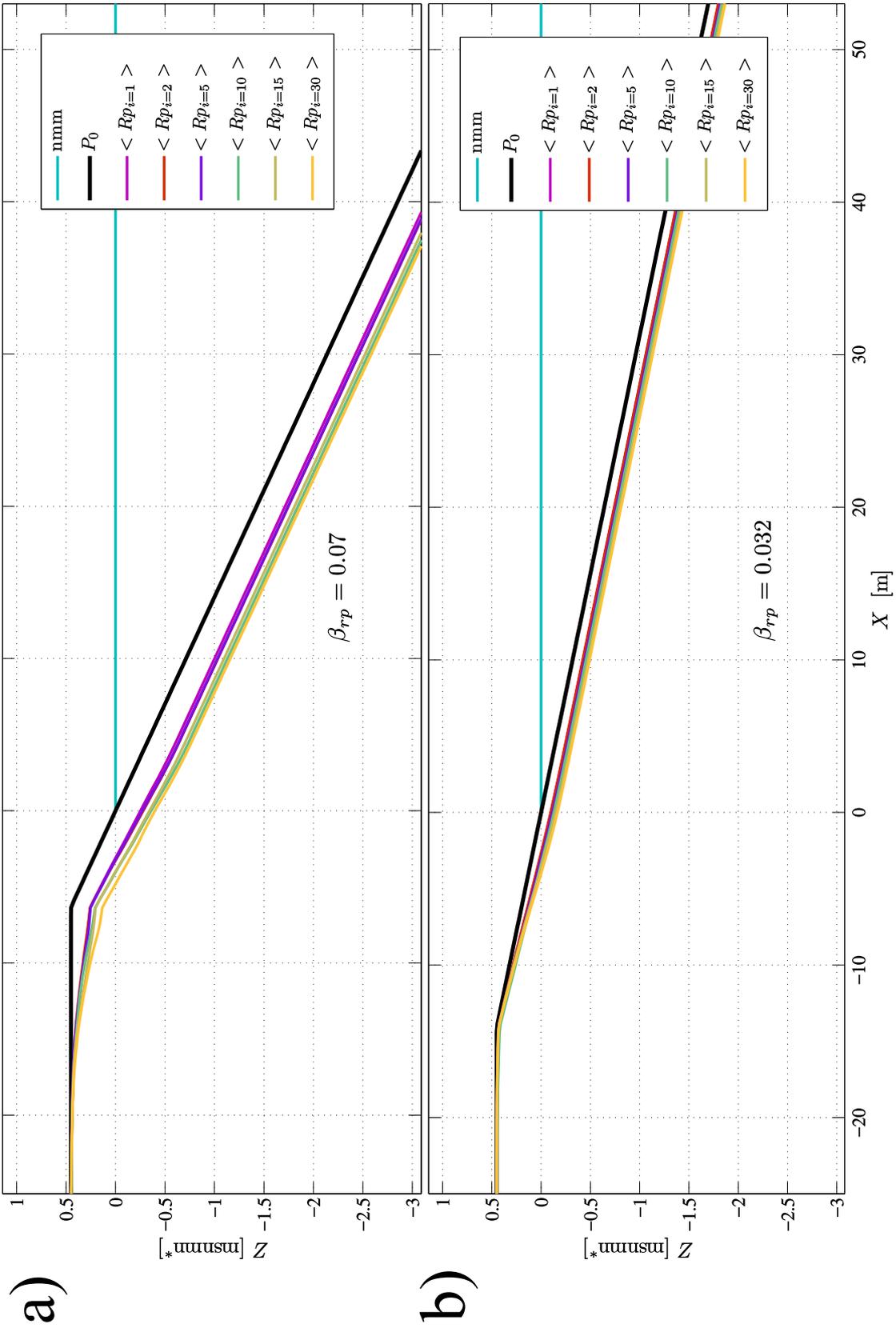


Figura 8.13: Respuesta morfológica y retroceso de playa $\langle Rp \rangle$ para el promediado de ensamble considerando periodos de $i = 1, 2, 5, 10, 15$ y 30 años. Los resultados se muestran para el diseño con pendiente de **a)** $\beta_{rp} = 0.07$ (1:14) y de **b)** $\beta_{rp} = 0.032$ (1:32).

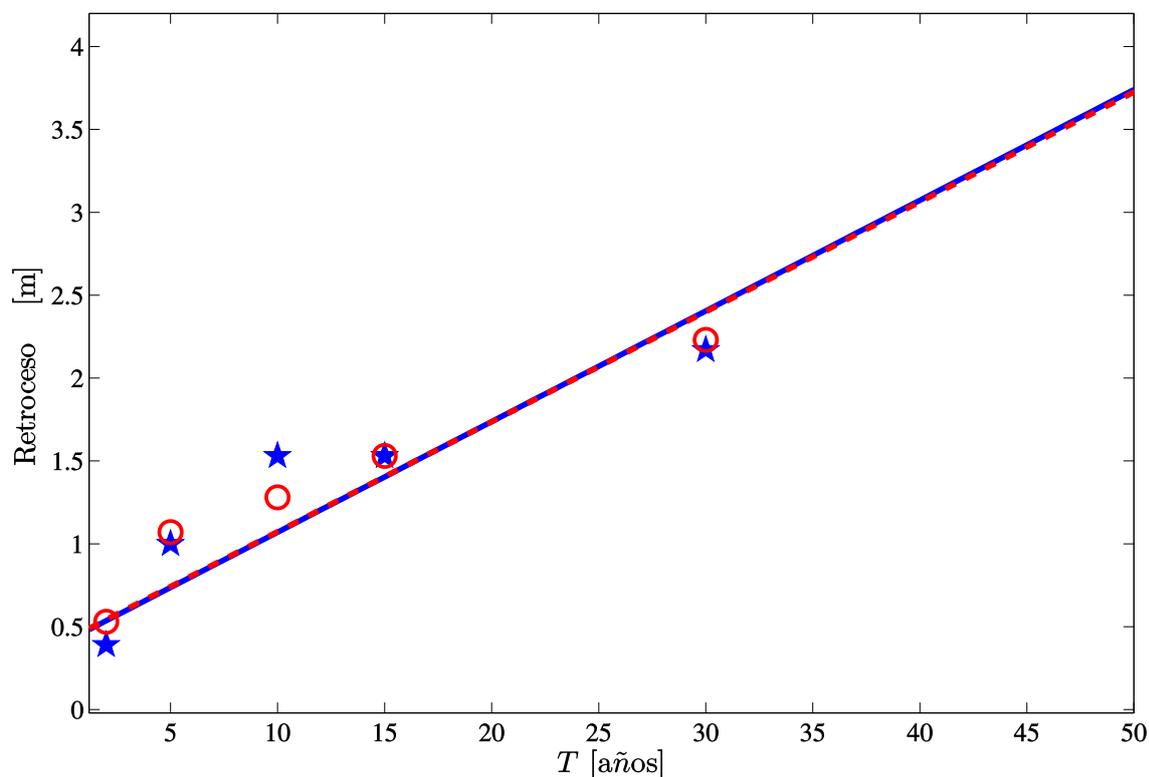


Figura 8.14: Línea de tendencia extrapolada a 50 años del retroceso de playa para el relleno con una pendiente de diseño β_{rp} de 1:14 (—) y de 1:32 (---).

de relleno $\beta_{rp} = 0.07$ (1:14) y $\beta_{rp} = 0.032$ (1:32), respectivamente. Una vez determinado el retroceso de playa y la tendencia, se ha estimado el valor del ancho del relleno de playa A_s . Los valores correspondientes para las dos configuraciones de pendiente del relleno se muestran en la Tab. 8.4. En general, los valores de A_s son menores a 30 m para ambos casos. Sin embargo, para el relleno de pendiente suave (β_{rp} de 1:32) el valor de A_s es menor, con una diferencia aproximada de 8 m para todos los periodos evaluados.

Tabla 8.4: Ancho de seguridad del relleno de playa A_s en periodos de 1, 2, 5, 10, 15 y 30 años. Los valores se muestran para las dos configuraciones de la pendiente del relleno β_{rp} .

β_{rp}	A_s [m]					
	1	2	5	10	15	30
1:14	26.14 ± 0.47	26.53 ± 0.51	27.14 ± 0.49	27.67 ± 0.53	28.06 ± 1.02	28.31 ± 1.07
1:32	18.67 ± 0.53	19.20 ± 0.52	19.74 ± 0.51	19.95 ± 0.61	20.20 ± 0.73	20.29 ± 0.77

Tabla 8.5: Volúmenes y pesos requerido para el mantenimiento del relleno en periodos de 2, 5 y 10 años. Las cantidades se muestran para las dos configuraciones de la pendiente del relleno β_{rp} .

β_{rp}	Cantidad	Periodo de Mantenimiento [Años]		
		2	5	10
1:14	Volumen [m ³]	303,240 ± 9,220	340,480 ± 7,240	351,120 ± 5,900
1:32	Volumen [m ³]	771,400 ± 106,400	824,620 ± 79,800	904,400 ± 2,660
1:14	Arena [tons]	56,251 ± 9,646	63,1590 ± 13,430	65,1327 ± 18,364
1:32	Arena [tons]	143,094 ± 11,737	152,963 ± 14,802	167,766 ± 19,802

8.3.3. Mantenimiento del relleno

Finalmente, se ha realizado un cálculo de los volúmenes de arena requeridos para el mantenimiento del relleno a lo largo de los 2,660 m del frente costero de playa Esmeralda. El cálculo se muestra para los periodos de 2, 5 y 10 años. Asimismo, se han calculado el peso del material, considerando una porosidad típica de arenas de $n= 0.3$ y una densidad de 2650 kgm^{-3} .

En general, los volúmenes y pesos de arena necesarios para el mantenimiento del relleno son considerablemente mayores para la configuración con pendiente suave (β_{rp} de 1:32). Ésto contrasta con los resultados anteriores del ancho de seguridad del relleno A_s y se debe a que el cambio en la parte del perfil sumergido son mayores. Por lo tanto, se considera que la configuración del relleno de playa con pendiente suave representa un sistema más estable y con mayor funcionalidad para el turismo.

8.4. Conclusiones

Las parametrizaciones planteadas en la investigación son una herramienta útil para fines de diseño de estructuras de protección y estabilidad de playas. Por un lado, el cálculo de la altura de cresta de diseño de una estructura puede ser calculada a partir de la parametrización propuesta de manera confiable. Se considera que el uso de éste modelo puede representar una mayor vida útil y menor riesgo aceptable debido a la inclusión de la incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística del oleaje. Ésta información puede a su vez ser utilizada para la estimación de riesgos por inundación y vulnerabilidad en una playa determinada. Por otro lado, la tasa de retroceso o erosión puede se estimada a patir de la determinación de la parametrización del transporte propuesta. También, el parámetro de ancho de seguridad de

un relleno o playa natural puede ser asesorado de manera rápida.

Para este caso de estudio se determinaron las siguientes dos alternativas para la protección del frente costero y vías de comunicación:

Tabla 8.6: Función y vida útil de las 2 alternativas evaluadas para la protección del frente costero de Playa Esmeralda, Campeche.

Alternativa		Función	Vida Útil
Dique Paralelo	Dura	Fijar la línea de costa Proteger infraestructura ante inundación	10 - 100
Relleno de Playa	Suave	Estabilizar el frente costero Ampliar zona de esparcimiento y recreación	2 - 10

La selección de la alternativa dependerá del costo de la obra y de si se desea el desarrollo de actividades recreativas en ésta zona. Alternativamente, una combinación de dique paralelo y relleno de playa exento hacia el mar, es la opción más deseable. Bajo dicha configuración las vías de comunicación e infraestructura son protegidas ante la inundación de condiciones extremas y, al mismo tiempo, el relleno de playa provee de una playa atractiva para el turismo.

Capítulo 9

Conclusiones

9.1. Conclusiones Generales

La presente investigación, hace una revisión exhaustiva de los avances en el estado del arte durante los últimos 10 años referentes a los procesos dinámicos en la zona de swash (ZS). Las principales limitaciones identificadas fueron:

- 1) la disimilitud de condiciones asumidas en las teorías fundamentales comunmente utilizadas para la descripción de flujos en ZS,
- 2) la incapacidad de las parametrizaciones existentes para predecir el transporte de sedimento e inundación en playas, y
- 3) la inexistencia de mediciones directas de los flujos instantáneos de transporte de sedimento, en suspensión y arrastre, a una alta resolución espacio-temporal.

Por lo tanto, este trabajo propuso un esquema integral para el estudio de esta zona basado en el uso del modelado físico y numérico de procesos claves que permiten el desarrollo de nuevas parametrizaciones para la inundación y transporte de sedimento. Los temas centrales de la investigación fueron:

- (a) la caracterización de la hidrodinámica en la cercanía del fondo,
- (b) la evaluación del papel de la incertidumbre en la inundación de playas, y
- (c) la cuantificación de la importancia relativa de los diferentes tipos de flujos instantáneos del transporte de sedimentos en esta zona.

Para **(a)** se empleó un modelo numérico basado en las ecuaciones de Navier Stokes con el promediado de Reynolds en el plano 2DV (RANS -2DV), incluyendo su formulación bajo un esquema de promediado de volumen (VARANS -2DV) para la incorporación de flujos en medios permeables. El modelo numérico fue validado con mediciones existentes, tanto en campo como en el laboratorio, para un rango amplio de condiciones en el forzamiento: onda solitaria, rotura de presa, oleaje regular, oleaje irregular y grupos de olas transitorios. El buen desempeño del modelo ha permitido el estudio detallado del campo de la velocidad y la turbulencia dentro de la capa límite del fondo (CLF) para una playa permeable e impermeable. Los resultados demuestran que el grosor de la CLF para flujos en ZS puede ser determinado a partir del campo de la vorticidad media. La CLF presenta un desarrollo cuasi-lineal en la ausencia de turbulencia relacionada a la rotura del bore y fuerzas de deformación en superficie. El crecimiento cuasi-lineal se presenta en los instantes iniciales del descenso hasta el instante en que llega a la superficie libre. Las diferencias observadas entre la playa permeable e impermeable, indican que los efectos de la infiltración y exfiltración dominan sobre el desarrollo de la CLF por fuerzas de arrastre para playas de grava. La disminución/aumento de esfuerzos cortantes y niveles de turbulencia debido a la succión/inyección de masas de agua hacia/desde el medio permeable y la reducción en la cota máxima de inundación tiene implicaciones importantes en el transporte de sedimentos e inundación de playas, respectivamente. Los efectos observados modifican de manera importante el balance de volumen y momentum. Por lo tanto, la teoría fundamental de CLF, ampliamente utilizada en modelos de transporte, tiene limitaciones para aquellos casos donde la permeabilidad juega un papel importante.

El modelo numérico RANS-2DV ha sido utilizado para **(b)** basado en el análisis para casos representativos de mar de fondo y de viento, para fondos invíscidos o con rugosidad, y para dos tipos de pendiente de playa (reflejante y disipativa) considerando la aleatoriedad del oleaje. En consistencia con estudios relacionados, la inundación extremal (cota de inundación excedida el 2% del tiempo) y sus componentes se correlaciona positivamente con los estadísticos del oleaje en aguas profundas y la pendiente de playa local. Los resultados indican que la rugosidad del fondo es el factor determinante para la modulación del swash debido a la saturación de la energía. En cambio, la dispersión de la energía espectral (i.e., mar de viento o de fondo) es más importante en la modulación de la sobre elevación media y swash de infragravedad. Asimismo, la variabilidad de la inundación debido a la aleatoriedad del oleaje fue determinada mediante simulaciones de las series temporales pseudo-aleatorias para cada estado de mar y caso representativo. Los resultados indican que dicha variabilidad sigue una distribución tipo Gaussiana para todos los estados de mar y casos evaluados. En general,

la variabilidad resultante debido a aleatoriedad del oleaje es más significativa que las otras fuentes de variabilidad (i.e., rugosidad y ancho espectral). Además, las bandas de 1, 2 y 3 desviaciones estándar de la distribución Gaussiana para los casos idealizados (fondo invíscido y mar de viento) incluyen el 56 %, 95 % y 99 % de la variabilidad observada para los casos no idealizados. Por lo tanto, se planteó una parametrización de la inundación extremal para los casos idealizados en función de los estadísticos del oleaje, pendiente local, y de un parámetro N_σ representativo de la variabilidad observada. Dicho parámetro toma los valores de $N_\sigma = 1, 2$ ó 3 , dependiendo de la banda de incertidumbre asociada a la aleatoriedad estadística del oleaje (1, 2 o 3 desviaciones estándar) a considerar. La parametrización planteada con un valor de $N_\sigma = 0$ resulta en predicciones consistentes al ser comparadas con otras parametrizaciones existentes. En cambio, la inundación extremal predicha es mayor al considerar a las bandas de incertidumbre asociadas a la aleatoriedad del oleaje (i.e., $N_\sigma = 1, 2$ ó 3). Por lo tanto, esta nueva parametrización permite contar herramientas prácticas que contemplen el papel de este tipo de procesos.

Para (c) se recurrió al modelado físico para la generación de eventos repetibles de swash por rotura de presa a una escala prototipo. Esto permitió la cuantificación de la hidrodinámica, transporte instantáneo, y de la respuesta morfológica de la playa. La innovación del experimento es la movilidad de la playa arenosa y el uso de sensores para la medición del perfil de velocidad en la capa límite y los diferentes modos de transporte. La falta de mediciones confiables durante el arribo y descenso final del flujo, debida a la inexistencia de sensores in situ capaces de proveer el campo de velocidades dentro de la capa de carga de fondo, hizo necesaria la evaluación de dos técnicas de extrapolación espacio-temporal para su determinación y poder estimar el transporte resultante. Por un lado, una extrapolación lineal de la velocidad y perfil de concentraciones induce magnitudes puntuales de flujos de transporte posiblemente más cercanas a lo esperado aunque con gradientes espaciales irreales. Por otro lado, una extrapolación logarítmica de la velocidad y lineal del perfil de concentraciones induce magnitudes menores pero los gradientes de flujos instantáneos son más similares a los esperados. En la ausencia de datos medidos que puedan proveer información más concluyente, se considera que la extrapolación logarítmica goza de una mayor sustentación física y por ende, una mayor validez. Sin embargo, ambas técnicas demuestran que la contribución de la carga de fondo en el transporte neto es equiparable a la carga de sedimento en suspensión. En especial, el transporte de carga por fondo supera al de carga en suspensión durante el $\approx 26\%$ del tiempo en referencia a la totalidad del evento, bajo las condiciones analizadas. Dicha contribución puede ser mayor a un $\approx 30\%$ en las coordenadas bajas del perfil, alrededor de la región del colapso del bore incidente. La razón por la que el transporte de carga en suspensión es

generalmente mayor, se debe a que el grosor de la capa correspondiente es generalmente del mismo orden al de la profundidad instantánea del flujo (i.e., $O(10^{-1})$). En cambio, el grosor de la capa relacionada a la carga de fondo es generalmente de un orden menor (i.e., de $O(10^{-2})$ a $O(10^{-3})$) al de la profundidad del flujo (a excepción de los primeros y últimos instantes del evento). La integración en la vertical y durante la duración total del evento resultaron en la estimación del transporte neto total. Las magnitudes obtenidas a partir de las mediciones y extrapolaciones complementarias fueron consistentes con la magnitud del transporte neto total determinado a partir de la respuesta morfológica observada, dándole validez y confianza a las mediciones. Asimismo, estos ensayos permitieron el diagnóstico y calibración de la fórmula Meyer-Peter-Muller de transporte, la cuál es la más utilizada en la actualidad. La nueva calibración resultó en un coeficiente de transporte menor al comúnmente utilizado para flujos en ZS, indicando un mejor ajuste de las predicciones con respecto a las mediciones. Además, se planteó una parametrización tipo Bagnold del transporte neto en su forma más simple en función de un coeficiente de transporte, esfuerzos cortantes y la velocidad. Los valores determinados y propuestos para el coeficiente de transporte permiten el diagnóstico para cada tipo de carga y fase relativa de movimiento. Por lo tanto, la fórmula paramétrica planteada provee de una mejor descripción del transporte.

Finalmente, para ejemplificar los alcances y aplicación de las parametrizaciones planteadas estas fueron utilizadas para el estudio de un caso de real. El caso de estudio se enfoca al desarrollo de alternativas para la protección de las vías de comunicación en el tramo carretero Champotón-Sabancuy, en el estado de Campeche. La erosión costera en esta zona ha puesto en peligro la infraestructura carretera en los últimos años, la cual es estratégica para el transporte de hidrocarburos en la zona. Se planteó el diseño de dos alternativas de protección costera basadas en una solución dura y una solución blanda. La alternativa dura comprendió el diseño de la cota de coronación F_b un dique paralelo a la costa función de la vida útil y el riesgo de fallo aceptable de la estructura. Por otro lado, la alternativa suave consistió en un relleno de playa y el parámetro determinado con la fórmula paramétrica fué el ancho de seguridad del relleno en función de la pendiente del relleno, vida útil y frecuencia de mantenimiento del relleno. Para ambos casos, se demostró que las parametrizaciones planteadas resultan de una gran utilidad práctica en ingeniería para el diseño de manera rápida y sencilla (sin la necesidad de simulaciones numéricas). Estas parametrizaciones permiten incorporar la incertidumbre asociada a la aleatoriedad natural del oleaje en sus predicciones para un diseño más confiable.

9.2. Investigación Futura

La investigación realizada se ha centrado en las principales limitaciones derivadas de la revisión en el estado del arte. Sin embargo y sin duda, existen otras limitaciones en nuestro conocimiento actual necesarias de ser abordadas en un futuro próximo.

Una de ellas se refiere a la determinación del transporte durante la interacción de flujos de swash consecutivos. En relación a ésta tema, se realizó un estudio preliminar mediante la implementación de una puerta movable para generar 2 eventos consecutivos de swash por rotura de presa. El tiempo de abertura de la puerta movable puede ser controlado, por lo que el instante y localidad de la interacción puede ser variados. Además, la variación en la configuración de los reservorios, controla la magnitud de la interacción. Ésto ha permitido una evaluación preliminar de las interacciones *swash-swash* tipo captura y *backwash-bore* débil. Los resultados indican que la aplicación de la ley logarítmica para caracterizar a la CLF es muy deficiente debido a las fuerzas de deformación en la columna de agua durante los instantes de la interacción. En general, para la interacción tipo captura los esfuerzos cortantes y niveles de turbulencia son menores aunque con una distribución más amplia a lo largo del perfil. En cambio, el tipo de interacción *backwash-bore* débil induce magnitudes mayores de dichas propiedades pero más focalizadas alrededor de la región de interacción. Por su parte, el tipo de interacción *backwash-bore* fuerte no ha sido logrado bajo ninguna variación en los tiempos de abertura o configuración de los reservorios. Ésto sugiere que su evaluación sólo puede ser asesorada bajo otro tipo de forzamiento que incluya la generación de una onda larga de infragravedad y dos eventos de swash consecutivos.

Otro tema derivado de la investigación, se refiere a la parametrización de la incertidumbre asociada a la aleatoriedad del oleaje para playas compuestas de medios sedimentarios con alta porosidad. Los resultados del análisis demuestran que la inundación es reducida de manera significativa bajo condiciones de infiltración y exfiltración dominante. Por lo tanto, una parametrización similar en función del tamaño de los elementos y a su porosidad puede ser de utilidad para playas compuestas por gravas y/o cantos rodados, así como para el diseño de estructuras paralelas a la línea de costa (e.g., revestimientos).

Finalmente una tarea pendiente es darle un carácter más robusto a la parametrización del transporte planteada mediante la variación del modelo físico implementado (e.g. 3 pendientes, 3 tamaños nominales de grano diferentes). Ésto implica un esfuerzo muy considerable de alrededor de $4 \times 30 \times 3 \times 3 = 1080$ horas ó 108 días continuos con 10 horas de experi-

mentación al día. Sin embargo, esfuerzos de ésta naturaleza son necesarios si se pretende mejorar nuestra presente capacidad predictiva del transporte en ZS y aportar herramientas más robustas para su uso en la ingeniería de costas.

Estudios experimentales referentes a la dinámica en zona de swash

A.1. Mediciones en condiciones naturales (1 de 3 pags.)

GENERAL DESCRIPTION								MEASUREMENTS							
Author(s)	Year published	Offshore Conditions		Foreshore slope	d ₅₀ (mm)	Maximum Cross-shore Uprush Velocity (ms ⁻¹)	Maximum Cross-shore Backwash Velocity (ms ⁻¹)	Bed Shear Stress	Run-up	Velocities	Water Depth	Surface Elevation	Sediment Sampling	Bed Level Change	Other
		H _o or H _b (m)	T (s)												
Butt et al.	2004	1.6	7	1:9						• ADV • EMCM	PT		MOBS (7)		
Conley et al.	2004	0.5 - 1.0	7 - 9			2.88	2.12	Hot film anemometry		Video imagery	PT				
Hughes and Baldock	2004			1:23	0.28			Run-up wire		Sideways-looking ADV	PT (2)				
Jackson et al.	2004	0.3 - 0.5	10	01:12	0.30			Video imagery					Sediment traps		
Kulkarni et al.	2004	0.5		1:11	0.29					EMCM	PT		• Rods • T-shaped cylindrical ruler	Piezometers (3)	
Larson et al.	2004	0.4 - 1.27	7.5 - 14.1	1.4-1.29 (Artificially modified)	0.18, 0.9 - 2					• Swash gage • FWG (2) • EMCM (2)	Video imagery	Streamer traps	• Rods • Video imagery		
Raubenheimer et al.	2004	0.5 - 1.0		1:50	0.20					ADV (7)	PT (5)		Rods		
Ruggiero et al.	2004	1.4 - 4.1	5 - 17	1:40 - 1:200	0.20			Video imagery					RTK dGPS		
Butt and Russell	2005	1.5 - 3.7		1:57, 1:83						EMCM (3)	PT (3)	Video imagery	Sediment traps		
Butt et al.	2005	0.8 - 2.2, 1.0 - 1.8	8 - 11, 7	1:63 - 1:83, 1:9 - 1:13	0.24, 0.58					EMCM			MOBS (8)		
Masselink et al.	2005	1.5	12	1:50	0.27 - 0.29	0.78	0.94			EMCM (6)	PT (9)		MOBS (27)		
Aagard and Hughes	2006	0.5 - 0.6, 3.75	4 - 8, 6 - 9	1:31, 1:28	0.24, 0.26	0.50 - 1.00	0.50 - 1.00			• ADV • EMCM	PT		• UFOBS (5) • OBS (3)		
Austin and Masselink	2006			1:7	6			Video imagery		EMCM	PT (12)				
Baldock and Hughes	2006	0.98 - 1.9	6.2 - 12.2	1:36, 1:15, 1:9 - 1:13, 1:20								• Horizontal stringlines • Video imagery			
Ibrahim et al.	2006			1:6	9						PT (8)		Rods		
Masselink and Russell	2006	0.53 - 1.23, 0.28 - 1.31	7.5 - 13.3, 5.9 - 16.1	1:20 - 1:63, 1:9 - 1:13	0.3, 0.55					EMCM (2)	PT (3)		MOBS (9)	Fluorescent painted sand	
Miles et al.	2006	1.5	7, 12.5	1:48, 1:17	0.24, 0.58					EMCM (2)	PT		MOBS (9)		
Stockdon et al.	2006	1.7, 0.7, 1.5, 0.8, 2.1, 2.4, 1.4, 1.5, 2.5, 1.3	12, 10, 8.9, 14.9, 12.4, 8.0, 8.1, 12.1, 13.2, 9.5	1:9, 1:25, 1:10, 2:10, 1:12.5, 1:50, 1:100, 1:12.5, 1:50, 1:10				Video imagery							

LIST OF NOTATIONS	
EMCM = electromagnetic current meters	
PT = pressure transducer	
PT2X = self-logging pressure transducer	
UDM = ultrasonic distance meter	
ADV = acoustic Doppler velocimeter	
ADPV = acoustic Doppler profiling velocimeter	
OBS = optical backscatter sensor	
MOBS = miniature optical backscatter sensor	
FOBS = fiber-optical backscatter sensor	
CCP = conductivity concentration profiler	
SRP = acoustic sand ripple profiler	

A.1. Mediciones en condiciones naturales (2 de 3 pags.)

GENERAL DESCRIPTION								MEASUREMENTS							
Author(s)	Year published	Offshore Conditions		Foreshore slope	d ₅₀ (mm)	Maximum Cross-shore Uprush Velocity (lms ⁻¹)	Maximum Cross-shore Backwash Velocity (lms ⁻¹)	Bed Shear Stress	Run-up	Velocities	Water Depth	Surface Elevation	Sediment Sampling	Bed Level Change	Other
		H _s or H _b (m)	T (s)												
Houser and Greenwood	2007	0.5	4 - 6	1:125	0.15 - 0.20					EMCM (6)			OBS (9)	Rods	
Hughes and Moseley	2007	0.58, 0.80, 0.76, 0.45, 0.49, 0.50, 0.70, 0.70, 0.038	12.7, 10.7, 11.6, 10, 12, 12, 10.6, 14.3, 11.5	1.8, 1.14, 1.12, 1.21, 1.9, 1.10, 1.33, 1.32, 1.26	0.55, 0.85, 0.85, 0.25, 0.33 - 0.62, 0.31 - 0.62, 0.18, 0.18, 0.28				Run-up wire		PT (15)			Surveys	
Hughes et al.	2007			1:23	0.28				Run-up wire	Sideways-looking ADV	PT (2)		OBS		
Masselink et al.	2007	1.4	8 - 11	1:16 - 1:33	0.7					• EMCM (3)	PT (3)		OBS	• SRP • Rods	• Sediment samples • Turbidity sensor (2)
Shanezazadeh and Holmes	2007	0.28 - 0.33, 0.10 - 0.32, 0.19 - 0.37	5 - 6, 3.5 - 5.7, 4.4 - 5.6	1:20 - 1:40, 1:10, 1:5.5	0.22, 6-20, 9					ADV (2) (2D & 3D)	PT (8-10)				
Austin and Buscombe	2008	0.6	-10	1:4	6				Run-up wire	• EMCM (2) • ADV (2)	PT (3)		Underwater video camera • Sand samples	• Electric total station • Rods	
Baldock et al.	2008	1.25 - 1.35	8	1:20					• Particle tracer • Marker rods						
Turner et al.	2008	2.21 / 1.81	8 / 10.6	1:16 - 1:33	0.55					EMCM			MOBS	Bed level sensors	
Butt et al.	2009	1.4		1:12.5	0.57					EMCM (6)	PT		MOBS (13)		
Houser and Barrett	2009	1	5	1:8	0.3						PT (8)			UDM (8)	
Jensen et al. Jensen et al.	• 2009 2010	0.4 - 2.75	3 - 6.5	1:38	0.23				Visual observations		PT (13)			Rods (25)	
Masselink et al.	2009	2 - 4	4 - 12	1:16	0.4	2.5	2.5			• EMCM (8)	PT (4)		• OBS (2) • MOBS • Sediment traps	UDM (45)	
Puleo	2009	1.5 - 2.0	10	1:12	0.44	1.7	1.7		Video imagery	Impeller EMCM	PT			FOBS (3)	
Tinker et al.	2009	0.1 - 2.5	4-12		0.7					EMCM (8)	PT (4)		• MOBS (12) • OBS (2)		
Blenkinsopp et al.	2010a	2 - 4	4 - 12	1:16	0.4					EMCM (4)				UDM (45)	
Blenkinsopp et al.	2010b	0.58	11	1:50	0.30					EMCM		• LIDAR • UDM (10)			
Houser and Barrett	2010	1	5	1:7 - 1:8	0.39	1.61 - 1.75	2.08 - 2.14				PT (8)			UDM (4)	Video ima+Q48ger y
Hughes et al.	2010	1.71, 1.74, 1.30, 1.70, 1.56, 1.00, 1.81, 1.85	9, 8, 12, 7, 8, 8, 9, 8	1:33, 1:32, 1:26, 1:21, 1:14, 1:12, 1:8, 1:8, 1:9	0.18, 0.18, 0.28, 0.25, 0.85, 0.85, 0.55, 0.62				Run-up wire		PT				

LIST OF NOTATIONS
EMCM = electromagnetic current meters
PT = pressure transducer
PT2X = self-logging pressure transducer
UDM = ultrasonic distance meter
ADV = acoustic Doppler velocimeter
ADPV = acoustic Doppler profiling velocimeter
OBS = optical backscatter sensor
MOBS = miniature optical backscatter sensor
FOBS = fiber-optical backscatter sensor
CCP = conductivity concentration profiler
SRP = acoustic sand ripple profiler

A.1. Mediciones en condiciones naturales (3 de 3 pags.)

GENERAL DESCRIPTION								MEASUREMENTS							
Author(s)	Year published	Offshore Conditions		Foreshore slope	d ₅₀ (mm)	Maximum Cross-shore Uprush Velocity (lms ⁻¹)	Maximum Cross-shore Backwash Velocity (lms ⁻¹)	Bed Shear Stress	Run-up	Velocities	Water Depth	Surface Elevation	Sediment Sampling	Bed Level Change	Other
		H _s or H ₀ (m)	T (s)												
Masselink et al.	2010	0.4 - 0.9	4 - 8		2.5 - 4.5	> 2.0	> 2.0		Video imagery	EMCM (7)	PT (8)		Sediment samples	• UDM (45) • Rods	
Austin et al.	2011	1 - 4, 0.3 - 1.1	4 - 12, 2 - 9	1:17, 1:8	0.4, 4	2	1			EMCM	PT		• OBS • MOBS	• UDM • Surveys	
Blenkinsopp et al.	2011	0.9 - 4.1	5 - 13	1:15	0.40					EMCM (4)	PT (3)		• OBS • MOBS	• UDM (45) • Surveys	
Guedes et al.	2011	0.9	5.8	1:10					Video imagery					Surveys	
Power et al.	2011	1.13, 0.9, 0.92, 0.61 - 5.17, 0.85 - 0.87, 1.03 - 3.01	5.3 - 9.3	1:37, 1:26, 1:10, 1:16, 1:18 - 1:20, 1:16 - 1:27	5.8, 4.28, 5.42, 4.77 - 8.82, 4.16 - 4.93, 5.29 - 9.29				Video imagery						
Puleo et al.	2012	0.7 - 0.16	4 - 6	1:20	0.20	1.0	0.8			ADPV (1)	PT (1)				
Guedes et al.	2013	2	7	1:71	0.40				Video i+K18mager y	ADV (3)		Video imagery		GPS (RTK)	
Lanckriet and Puleo	2013	0.56 - 2.46	9.4 - 15.2	1:45	0.33				Video imagery	ADPV (3)	PT			ADVP	
Heiss et al.	2014	1.41		1:17, 1:9	0.24 - 0.68, 0.54 - 0.67						• Moisture sensor (12) • PT				
Hughes et al.	2014	1.01 - 1.77, 1.76 - 3.01, 1.76, 1.17, 1.22 - 2.05, 0.55 - 2.33, 0.55 - 1.88, 0.85 - 3.0, 0.85		1:8 - 1:12, 1:12 - 1:13, 1:21, 1:6 - 1:10, 1:7 - 1:10, 1:29 - 1:50, 1:50 - 1:59, 1:9 - 1:16, 1:26					• Run-up wire • Video Imagery						
Lanckriet et al.	2014	0.64 - 1.22	9.6-10.9	1:41 - 1:46	0.33	2.02 - 2.35	1.79 - 2.19			EMCM	PT		CCP		
Puleo et al.	2014	0.5 - 2.5	10 - 15	1:45	0.33	2.0	2.0		Video imagery	• EMCM (2) • ADV (3) • ADPV (3)	PT (2)	• UDM (45) • LIDAR	• FOBS • CCP (3)	UDM (45)	
Puleo et al.	2014b	0.5 - 2.5	10 - 15	1:45	0.33					• EMCM • ADPV	PT		CCP	• CCP • ADPV	
Almeida et al.	2015	1.2	9.1	1:10	2 - 4				Laser-scanner		PT (2)			dGPS	

LIST OF NOTATIONS
EMCM = electromagnetic current meters
PT = pressure transducer
PT2X = self-logging pressure transducer
UDM = ultrasonic distance meter
ADV = acoustic Doppler velocimeter
ADPV = acoustic Doppler profiling velocimeter
OBS = optical backscatter sensor
MOBS = miniature optical backscatter sensor
FOBS = fiber-optical backscatter sensor
CCP = conductivity concentration profiler
SRP = acoustic sand ripple profiler

A.2. Mediciones en condiciones controladas (1 de 2 pag.)

GENERAL DESCRIPTION										MEASUREMENTS							
Author(s)	Year Published	Forcing	Slope	d_{50} (mm)	Bed	Generated Waves		Maximum Cross-shore Uprush Velocity (ms ⁻¹)	Maximum Cross-shore Backwash Velocity (ms ⁻¹)	Water Depth	Run-up	Surface Elevation	Velocities	Bed Shear Stress	Bed Level Change	Sediment Sampling	Other
						H_w (m)	T (s)										
Baldock et al.	2004			0.35 - 3.0													Setting velocity
O'Donoghue and Wright	2004	Irregular/Regular waves		0.15 - 0.51	Movable	1.0 - 1.5 / 1.2 - 1.5	5 - 7.5										• Transverse suction samplers • CCM
Baldock et al.	2005	Irregular waves	1:10	Smooth / 0.3 mm	Fixed / Movable	0.04 - 0.18	1.5 - 3			Wave gauges					Drop stick		Gauge mesh collecting tray
Erickson et al.	2005	Irregular waves	1:5 - 1:15	0.13	Movable	0.13 - 0.18	1.3 - 2.2			• Wave gauges (14) • Video imagery	Video imagery		• ADV (3) • Swash gauges				• Dyed water • Reflection array
• Lopez de San Roman-Blanco et al. Pedrozo-Acuña et al. Pedrozo-Acuña et al.	• 2005 2006 2007	Irregular/Regular waves	1:8	21 / 0.3 - 21	Movable					• Wave gauges • PT	Video imagery		ADV		Mechanic profiler		
Ibrahim et al.	2006	Irregular/Regular waves	1:6	21	Movable	2											
Shin and Cox	2006	Regular waves	1:10	2.2	Fixed	0.12	2			Wave gauges			• O30LDV				
Barnes & Baldock	2007	Dam break, Solitary wave	0, 1:10	Smooth, Smooth	Fixed					PT (8)		UDM	Sideways-looking ADV	Shear Plate			
Baldock et al.	2008	Monochromatic waves/Solitary waves	1:10 / 1:20	0.2 / 0.8 / Smooth	Movable / Impermeable						• Video imagery • Particle tracers • Marker rods						
Alsina et al.	2009	Solitary wave	1:11 - 1:13	0.18	Mixed (Fixed & Movable)					UDM (8)			ADV			• Sediment traps • Video imagery	
Barnes et al.	2009	Dam break/Solitary wave	1:10, 1:12	Smooth & 5-6, Smooth & 0.2	Fixed					ADS	Video imagery		PIV	Shear Plate			
Huang et al.	2009	Regular waves	1:20	Smooth	Fixed					Wave gauges			PIV				
O'Donoghue et al.	2010	Dam break	1:10	Smooth / 5 - 6	Fixed	0.65	1	1.5 / 1.5	1.5 / 1.0	Wave gauges	Wave gauges		PIV				
Puleo et al.	2010	Solitary wave	1:12	0.45	Movable					Wave gauges							CCP
Roberts et al.	2010	Irregular / Regular waves	1:5 - 1:12.5, 1:8 - 1:9	0.22 - 0.30, 0.15	Fixed	0.30 - 1.15, 0.24 - 0.27	3 - 9, 1.5 - 3.0			Wave gauges	• Video imagery						
Seelam et al.	2010	Regular waves	0	Smooth	Fixed												
• Sou et al. Sou and Yeh	• 2010 2011	Monochromatic waves	1:20	Smooth	Fixed	0.025	2	0.22	0.22			Video imagery	PIV				
Alsina and Cáceres	2011	Irregular waves	1:13 - 1:15	0.25	Movable	0.53	4.14			Wave gauges (14)		• UDM • Wave gauge	ADV (7)	Mechanical profiler		OBS(7)	
Baldock et al.	2011	Monochromatic/Bichromatic & Random waves	1:15	0.25	Movable	0.16 - 0.40	3.7 - 4.8			Wave gauges			• ADV • EMCMS	Bed Profiler		OBS	
Briganti et al.	2011		1:10	13 / 54 / 84						LIF			PIV				
Hurther et al.	2011	Random waves	1:7 - 1:16	0.346, 0.250, 0.130	Movable	0.36 - 0.45				Wave gauges			• ADV • EMCMS			• OBS • CCM • ACVP	

LIST OF NOTATIONS

- LDV = laser Doppler Velocimeter
- PIV = particle image velocimetry
- PT = pressure transducer
- ADV = acoustic Doppler velocimeter
- UDM = ultrasonic distance meter
- CCP = conductivity concentration profiler
- CCM = conductivity concentration measurements
- OBS = optical backscatter sensor
- PPT = pore pressure transducer
- ADS = acoustic displacement sensor
- LIF = laser-induced fluorescence
- BIV = bubble image velocimeter
- UDV = ultrasonic Doppler velocimeter
- ACVP = Acoustic Concentration and Velocity Profiler
- AWG = acoustic wave gauge

A.2. Mediciones en condiciones controladas (2 de 2 pags.)

GENERAL DESCRIPTION							MEASUREMENTS										
Author(s)	Year Published	Forcing	Slope	d ₅₀ (mm)	Bed	Generated Waves		Maximum Cross-shore Uprush Velocity (ms ⁻¹)	Maximum Cross-shore Backwash Velocity (ms ⁻¹)	Water Depth	Run-up	Surface Elevation	Velocities	Bed Shear Stress	Bed Level Change	Sediment Sampling	Other
						H ₀ (m)	T (s)										
Mory et al.	2011	Dam Break	1:75	Smooth	Fixed						Video imagery	Argon-ion laser	Water sensors (not specified)				
Pedrozo-Acuña et al.	2011	Regular waves	1:5	Smooth	Fixed	0.10 - 0.18	1 - 2				PT (8)	Wave gauges	• Video imagery • BIV • ADV		UDM		
Rivillas-Ospina et al.	2011	Regular waves	1:5		Fixed	0.18	1.5						• BIV • ADV • Video imagery				
Sánchez-Arcilla et al.	2011		1:15	0.346, 0.246, 0.130		1 - 0.6	5.7 - 7.5			Wave gauges			• ADV (7) • EMCM	• Mechanical profiler • Sounding system	• OBS (7) • CCM	• Acoustic Doppler velocity and sediment flux profiler	
Stoehner et al.	2011	Dam break	1:10	1.5 / 8.5	Fixed: Permeable	0.6				• LIF • PT	LIF		PIV				
Sumer et al.	2011	Solitary wave	1:14	Smooth, 0.18	Fixed, Movable	0.071	3.48	0.7		• Wave gauges	• Video imagery		• Laser Doppler anemometer	• Hot film probe	• Point gauge	PPT	
Alaina et al.	2012	Irregular waves	1:15	0.25	Movable	0.46	4.4					• Wave gauges • ADS (11) • PPT (6)	ADV (4)		OBS (5)		
Astier et al.	2012	Random waves	1:15	0.25	Movable	0.5	4.14										
Astruc et al.	2012	Irregular waves	1:15	0.25	Movable	0.53	4.14							Video imagery (2)			
Cáceres and Alaina	2012	Irregular waves	1:13 - 1:15	0.25	Movable	0.46	4.4					• Wave gauges • ADS (11) • PPT (6)	ADV (4)		OBS (5)		
Kikkert et al.	2012	Dam break	1:10	1.3 / 5.5 / 8.4	Fixed			1.5 / 2.0 / 2.0	1.5 / 1.5 / 1.5	LIF	LIF		PIV				
Masselink & Turner	2012	Irregular waves	1:8	11	Movable					• UDM • PT			EMCM				
Masselink et al.	2012	Irregular waves	1:15	0.42	Movable												
Mihoubi et al.	2012	Regular waves	1:8	0.5	Movable	0.005-0.06	1.9 - 6.0	0.34 - 0.92					UDV				
Williams et al.	2012	Irregular waves	1:8	11	Movable					• UDM • PT			EMCM				
Kikkert et al.	2013	Dam break	1:10	1.3 / 8.4	Fixed: permeable					LIF	LIF		PIV			PIV	
Pedrozo Acuña et al.	2013	Regular waves	1:5	0.19 / 3.6	Movable					• Wave gauges • PT			• BIV • ADV	Laser p+Q51rofiler			
Shanehsazadeh and Holmes	2013	Solitary wave	Horizontal (10°)	3	Movable		0.8 - 1.7	1.5					ADV			Eye-sighting (measure jump length)	
Sous et al.	2013	Irregular waves	1:5 - 1:7	0.16	Movable	0.12 - 0.15	2.3 - 3.5			• PT		• Wave gauges					
van der Zanden et al.	2013	Bichromatic waves	1:15	0.25	Movable	0.27	15			Wave gauges			ADV		CCM		
Baldock et al.	2014	Dam break		Smooth	Fixed							• Video imagery • PIV	Video imagery				
Chassagneux and Hurther	2014	Irregular waves	01:10	0.6	Movable	0.16	3			• Wave gauges • Video imagery		• Video imagery • Wave gauges	ACVP		ACVP		
Othman et al.	2014	Dam break	1:10 / 1:20 / 1:30	0.22 / 0.5 / 0.9 / 2.65	Movable					ADS		ADS		ADS	Sediment trap		
Vousdoukas et al.	2014	Irregular waves	1:15	0.30	Movable	0.51 - 0.9	5.17 - 7			Wave gauges		• UDM • Video imagery		• UDM • Laser scanner			

LIST OF NOTATIONS

LDV = laser Doppler velocimeter
 PIV = particle image velocimetry
 PT = pressure transducer
 ADV = acoustic Doppler velocimeter
 UDM = ultrasonic distance meter
 CCP = conductivity concentration profiler
 CCM = conductivity concentration measurements
 OBS = optical backscatter sensor
 PPT = pore pressure transducer
 ADS = acoustic displacement sensor
 LIF = laser-induced fluorescence
 BIV = bubble image velocimeter
 UDV = ultrasonic Doppler velocimeter
 ACVP = Acoustic Concentration and Velocity Profiler
 LASC = laser acoustic sensor

Teoría Fundamental de Capa Límite para una Capa Plana

Aunque se han desarrollado modelos de capa límite exclusivos para la zona de swash (i.e., Packwood y Peregrine, 1981), existen grandes discrepancias entre los valores obtenidos para los esfuerzos cortantes al ser comparados con modelos para flujos homogéneos (Barnes y Baldock, 2010). Sin embargo, el uso de placas de medición directa de esfuerzos cortantes (e.g., Barnes et al., 2009) han reducido parcialmente, el rango de incertidumbre en su predicción. Por lo tanto, la teoría que describe la capa límite de fondo en la zona de lavado con un mayor grado de semejanza, es la referente a la teoría de placa plana (TCLPP).

Partiendo de la ecuación de continuidad y la ecuación de momentum:

$$\text{Continuidad:} \quad \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (\text{A.3.1})$$

$$\text{Momentum en x:} \quad u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx} + \nu \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \quad (\text{A.3.2})$$

y, de acuerdo a la teoría de FPBL, su solución está dada por dos diferentes métodos:

- i. Solución de Blasius (exacta).
- ii. Integación del momentum o método de Karman-Pohlhausen

Para la solución (i) se utiliza una variable adimensional, $\eta(x,y)$ definida como:

$$\eta = \frac{y}{\sqrt{\nu x}} = y \sqrt{\frac{U}{\nu x}} \quad (\text{A.3.3})$$

Donde U y x representan una velocidad y una longitud característica (correspondientemente) fuera de los efectos viscosos, y ν es la viscosidad cinemática del fluido. Y además se introduce una función corriente $\Psi(x,y)$ definida como:

$$u = \frac{\partial \Psi}{\partial y} \quad \text{y,} \quad v = -\frac{\partial \Psi}{\partial x}$$

Relacionada a η por medio de: $f(\eta) = \frac{\Psi}{\sqrt{\nu x U}}$, se pueden expresar u y v , como:

$$u = \frac{\partial \Psi}{\partial y} = \frac{\partial \Psi}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} = \sqrt{\nu x U} \cdot f'(\eta) \cdot \sqrt{\frac{U}{\nu x}} = U \cdot f'(\eta) \quad (\text{A.3.4})$$

$$v = -\frac{\partial \Psi}{\partial x} = -\left[\frac{1}{2} \sqrt{\frac{\nu U}{x}} \cdot f(\eta) + \sqrt{\nu x U} \cdot \frac{\partial f}{\partial x} \right] \quad (\text{A.3.5})$$

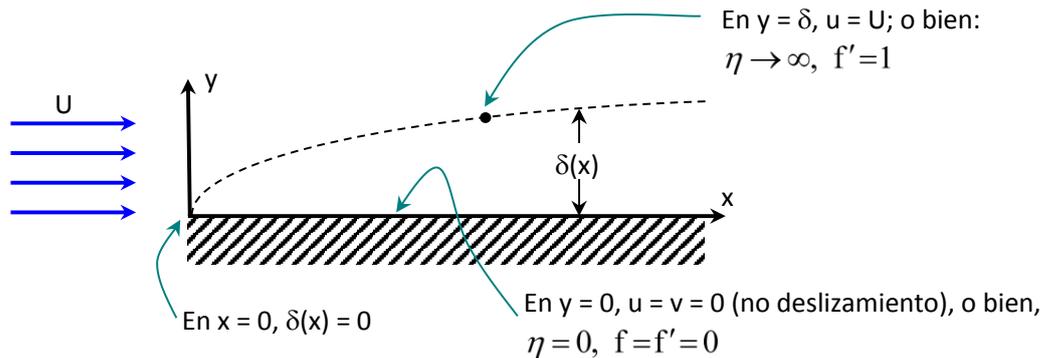
Por lo que $f'(\eta) = \frac{u}{U}$ y es una función adimensional de velocidad. De manera similar, mediante tras su manipulación matemática, se llega a las siguientes expresiones:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{2} \frac{\eta U}{x} \cdot f'' \quad \frac{\partial u}{\partial y} = U \sqrt{\frac{U}{\nu x}} \cdot f'' \quad \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = \left(\frac{U^2}{\nu x} \right) \cdot f''' \quad (\text{A.3.6})$$

Ahora bien, si se asume que la placa se encuentra orientada en el eje x , el gradiente de presión puede ser despreciado, por lo que:

$$2f''' + f \cdot f'' = 0 \quad (\text{A.3.7})$$

La cual es una ecuación diferencial de tercer grado, en donde la variable f depende de η y puede ser resuelta mediante tres condiciones de frontera, definidas como:



Al aplicar series de Taylor, se obtiene que $\eta = y \sqrt{\frac{U}{\nu x}} = 5.0$ cuando $u = .99U$.

Si se define ahora, $\eta = \frac{y}{\delta}$, finalmente se obtiene la solución exacta que describe el grosor o espesor del desplazamiento de la capa frontera δ para un flujo homogéneo-laminar, como:

$$\delta \cong \frac{5.0}{\sqrt{\frac{U}{\nu x}}} \quad \text{o bien} \quad \frac{\delta}{x} = \frac{5.0}{\sqrt{\text{Re}_x}} \quad (\text{A.3.8})$$

Y, si se asume que $\frac{\partial v}{\partial x} \rightarrow 0$ ($\because v \ll u$), los esfuerzos cortantes $\tau_{yx} = \mu \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)$ en la frontera del fondo, pueden ser definidos como

$$\tau_w = \mu \frac{\partial u}{\partial y} \Big|_{y=0} = \frac{.332 \rho U^2}{\sqrt{\text{Re}_x}} \quad (\text{A.3.9})$$

Y finalmente, el coeficiente de fricción se expresa como:

$$C_f = \frac{\tau_w}{\frac{1}{2} \rho U^2} = \frac{0.664}{\sqrt{\text{Re}_x}}$$

En donde, $Re_x \left[= \frac{Ux}{\nu} \right]$ es el número de Reynolds

Para (ii), se asume un perfil de velocidad para evaluar las variables envueltas en las ecuaciones diferenciales. El método de la integración del momentum se basa en la siguiente expresión:

$$\tau_w = \rho U^2 \frac{d\phi}{dx} \quad (A.3.10)$$

En donde, ϕ es el grosor del momentum de la capa frontera. Si el término del gradiente de presión puede ser despreciado, entonces

$$\tau_w = \int_0^\delta \frac{u}{U} \left(1 - \frac{u}{U} \right) dy. \quad (A.3.11)$$

Cuando lo anterior no se cumple, entonces

$$\frac{\tau_w}{\rho} = \frac{d}{dx} (U^2 \phi) + \delta U \frac{dU}{dx}. \quad (A.3.12)$$

La expresión anterior, se resuelve de manera similar al tratamiento anterior: se evalúa un perfil de velocidad con las condiciones de frontera:

- 1) No-deslizamiento: $y = 0, u = 0$
- 2) Velocidad en la superficie de la capa límite: $y = \delta, u = U$
- 3) No esfuerzos en la superficie de la capa límite: $y = \delta, \frac{du}{dy} = 0$

Lo cual resulta en la solución de la integración del momentum para un flujo laminar:

$$\frac{\delta}{x} = \sqrt{\frac{30}{Re_x}} = \frac{5.48}{\sqrt{Re_x}} \quad (A.3.13)$$

Y, consiguientemente: $\tau_w = \frac{2\mu U}{\delta} = \frac{2\mu U \sqrt{Re_x}}{5.48x} = .365 \frac{\mu U}{x} \sqrt{Re_x} \quad (12)$

$$C_f(x) = \frac{\tau_w}{\frac{1}{2}\rho U^2} = \frac{.73}{\rho U^2} \cdot \frac{\mu U}{x} \cdot \sqrt{Re_x} = \frac{.73}{\sqrt{Re_x}} \quad (A.3.14)$$

Finalmente, se presenta las expresiones que definen la evolución de la capa límite para el caso de un flujo turbulento definido por un número de Reynolds crítico $Re_c \geq 5 \times 10^5$. En flujos turbulentos, se presenta una reducción en el coeficiente de arrastre (en dependencia directa del coeficiente de fricción C_f), debido a que

la región de separación del flujo es menor que en un flujo potencial. (Schlichting, 1970). En éste caso, se asume que el perfil de velocidad puede ser representado por una ley de la potencia:

$$\frac{u}{U}(y) = \left(\frac{y}{\delta}\right)^{1/n} = \eta^{1/n} \quad (\text{A.3.15})$$

la cual cubre un amplio espectro de flujos turbulentos para $6 < n < 10$. El perfil más utilizado es $n = 7$, en cuyo caso se utiliza una expresión empírica para calcular los esfuerzos cortantes:

$$\tau_w = 0.0233\rho U^2 \left(\frac{v}{U\delta}\right)^{1/4} = \rho U^2 \left(\frac{7}{72}\right) \frac{d\delta}{dx} \quad (\text{A.3.16})$$

De donde, al evaluar con las condiciones de frontera antes mencionadas, se obtiene la solución para un flujo turbulento de acuerdo a la teoría de placa plana:

$$\frac{\delta}{x} = \frac{.382}{\text{Re}_x^{1/5}} \quad (\text{A.3.17})$$

Y por consiguiente, el coeficiente de fricción está dado por:

$$C_f = \frac{.0594}{\text{Re}_x^{1/5}} \quad (\text{A.3.18})$$

Las expresiones anteriores han sido utilizadas en la zona de swash para evaluar la variación temporal de la CLF. Barnes y Baldock. (2010) hacen uso del método de la integración del momentum en un sistemas de referencia Lagrangiano, lo que permite asumir al flujo como cuasi-estático. Por su parte Briganti et al. (2011) asumen una ley logarítmica para el perfil de velocidad para resolver el sistema de ecuaciones mediante su evaluación en las condiciones de frontera definidas anteriormente. Lo último también es conocido como el método de la integración del momentum de Fredsøe y Deigaard (1992) para flujos turbulentos.

Implementaciones Numéricas

Casos Simulados

Beach Sediment Transport Study - BeST

Descripción General

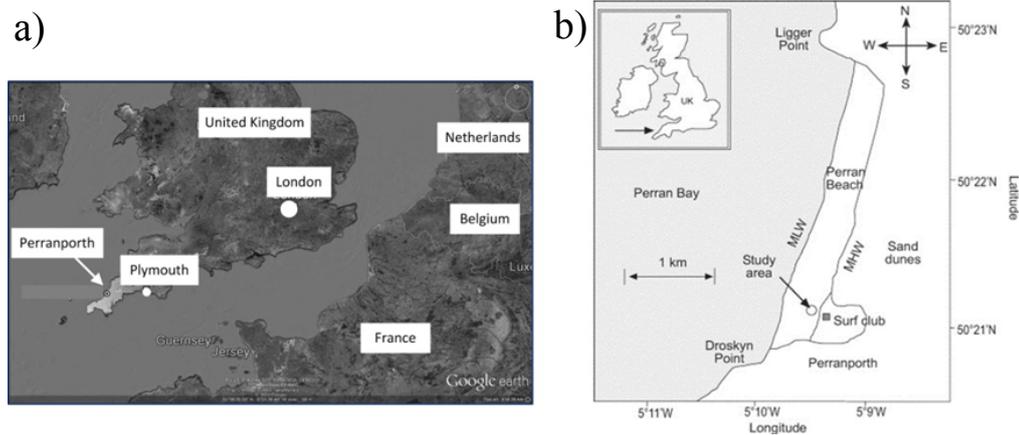


Figura 1: a) Localización de la playa Perranporth, Reino Unido. b) Mapa del área de estudio. Imagen tomada de (Puleo *et al.*, 2014b).

La campaña de medición bajo el nombre de BeST fué realizada por el Dr. Jack A. Puleo junto con el grupo de investigación de Procesos Costeros de la Universidad de Plymouth, como parte de un proyecto de colaboración fundado durante el 1^{er} simposio internacional en procesos de ZS (Puleo *et al.*, 2006). Las mediciones fueron realizadas en una playa macro-mareal (rango mareal de 5.4m) llamada Perranporth al suroeste del Reino Unido (figura 1a-b). La duración del experimento fué de 6 días (Octubre 9–15, 2011). Los datos fueron colectados durante la pleamar (3–4 hrs) de 10 ciclos semidiurnos consecutivos de mareas vivas. Las condiciones de oleaje presentaron una alta variabilidad durante los 10 eventos de marea, presentando alturas de ola significantes H_s en el rango de 0.5 a 2.5 m con

periodos de pico espectral T_p en el rango de 10 a 15 s. La dirección predominante del oleaje presentó una variabilidad importante en aguas profundas (en un rango de 30° normales a la línea de costa). Sin embargo, el oleaje en zona de rompientes y de swash no exhibió una oblicuidad notable con respecto a la orientación de la línea de costa (Puleo *et al.*, 2014b).

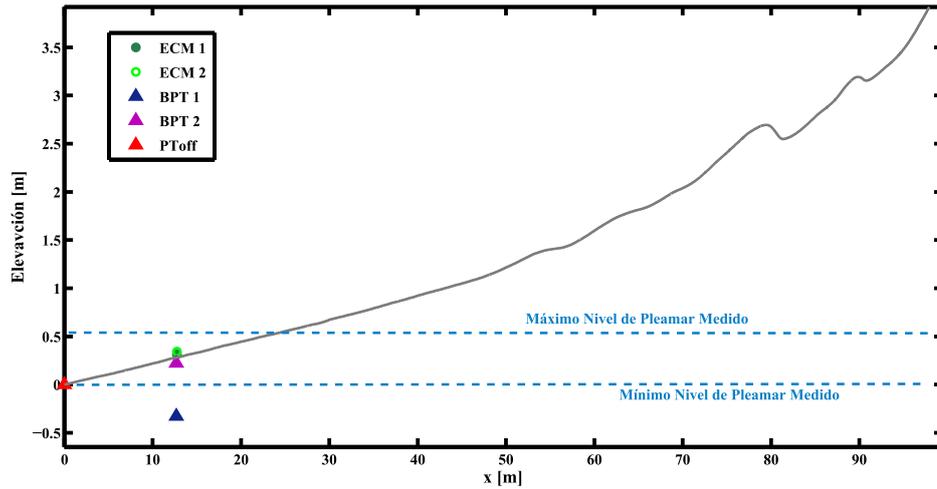


Figura 2: Perfil de playa Perranporth del día 10/10/2011 y localización de sensores de medición

Los datos disponibles para el estudio, se refieren a un evento de marea durante el día 10/10/2011. Los datos consisten en series temporales de presión p y de las componentes u y v de la velocidad. Las series de p fueron colectadas por un sensor de presión cercano al fondo en la zona de rompientes (i.e., PT_{off} en figura 2), y dos sensores de presión enterrados co-localizados a diferentes profundidades dentro del medio sedimentario (i.e., $BPT1 = -0.09$ m y $BPT2 = 0.05$ m). Las series temporales de u y v fueron medidas por dos correntómetros electromagnéticos co-localizados a dos profundidades diferentes ($ECM1 = 0.03$ m y $ECM2 = 0.06$ m). La frecuencia de datos topo-batimétricos disponibles es de 12 horas (al final y comienzo de cada ciclo de marea). Por lo tanto en la figura 2, el perfil de playa se refiere al comienzo del ciclo de marea.

Las series temporales de presión fueron transformadas a profundidad local h o superficie libre η mediante Raubenheimer *et al.* (1998) para su análisis. La señal de h resultante, sin tendencia, y la densidad espectral de la señal medida se muestra en la figura 3a-c.

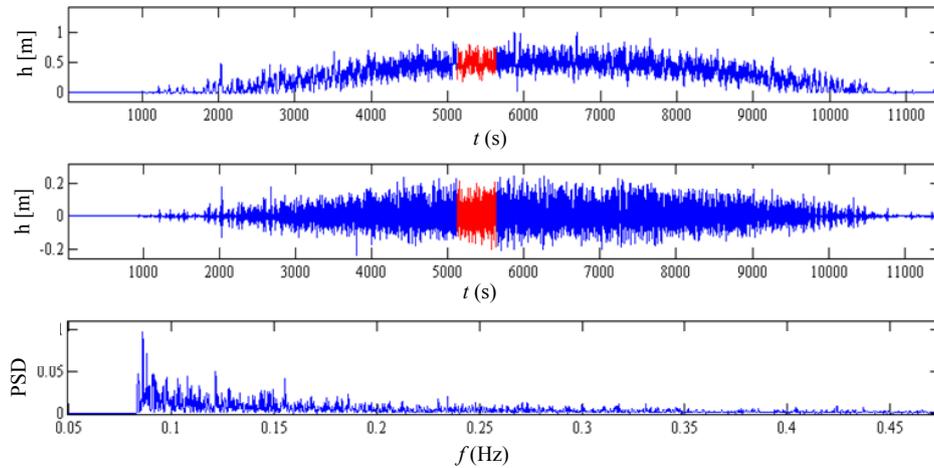


Figura 3: **a)** Serie temporal de profundidad h extraída a partir del sensor de presión. **b)** Serie temporal sin la componente de marea. **c)** Densidad espectral de la señal medida en m^2Hz^{-1} en función de la frecuencia del oleaje f . La señal medida se dividió en subseries de 512 s, asumiendo condiciones estacionarias de marea. La subserie considerada para su modelación (color rojo) representa el forzamiento antes de la pleamar.

Implementación Numérica

Como en casos anteriores, el dominio ha sido rotado con respecto al ángulo de la pendiente en la región de la cara de playa. La señal original con una duración de 11421 (≈ 3 hrs) fue discretizada en 22 subseries de 512s cada una. De ésta manera los efectos de sobre elevación del mar por efectos de la marea se consideran despreciables y al mismo tiempo, se asume que un número representativo de eventos de swash son incluidos dentro de dicho periodo. La sub serie 11 (indicada en rojo en la figura 3a-b) fue considerada para forzar el modelo COBRAS debido a que la profundidad promedio local ($\bar{h} = 0.4805$ m) es mayor, lo cual es recomendable para forzar el modelo a partir de una zona donde los efectos del fondo tengan la menor influencia posible (e.g., antes de la transformación del oleaje).

La figura 4 muestra la dependencia del número de Iribarren ξ en función de la profundidad promedio local \bar{h} , considerando la altura de ola en función del primer momento del espectro de energía $H_{rms} = 8\sqrt{m_0}$. La figura muestra que en general, las condiciones son disipativas durante la pleamar (i.e., $\bar{h} \geq 0.4$) mientras que durante la bajamar (i.e., $\bar{h} \leq 0.2$) se presenta un incremento gradual a medida que la profundidad local es más somera. Los altos valores de ξ observados durante la bajamar indican que la mayor parte del oleaje ya ha pasado por el proceso de rotura. A pesar de la dificultad anterior (oleaje en rompimiento),

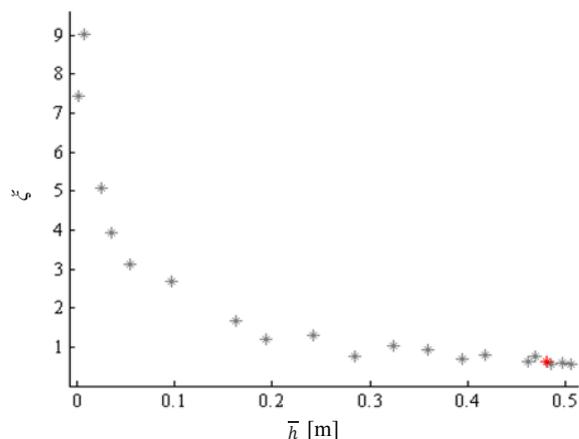


Figura 4: Número de Iribarren ξ en función de la profundidad promedio local \bar{h} para cada subserie del ciclo de marea. El valor encontrado para la subserie utilizada como forzamiento (*) es de $\xi = 0.6364$, indicando condiciones disipativas.

la implementación del modelo se realizó para su evaluación bajo éstas condiciones. Los parámetros de entrada y condiciones iniciales definidas para la implementación del modelo COBRAS se reportan a continuación.

Condiciones iniciales y parámetros de entrada del modelo COBRAS.

Parámetro ó Condición	Valor ó Descripción
Tiempo de simulación T_{sim}	510
Nivel del agua en reposo SWL	0.48 m
Malla	Irregular
Tamaño mínimo de celda Δx_{min}	0.01 m
Tamaño mínimo de celda Δz_{min}	0.01 m
Número de celdas N_x	2501
Número de celdas N_z	252
Rotación del dominio	$\theta = 0.0232$ rad
Forzamiento	Serie temporal de η externa
Teoría de generación* (u y w)	Lineal - 1 ^{er} orden
Rugosidad del fondo	Inviscido
Condición del fondo	Perfil logarítmico
Condición en frontera mar	No reflexión
Condición en frontera tierra	Radiación

* en la frontera de forzamiento

Barrier Dynamics Experiment - BARDEX II

Descripción General

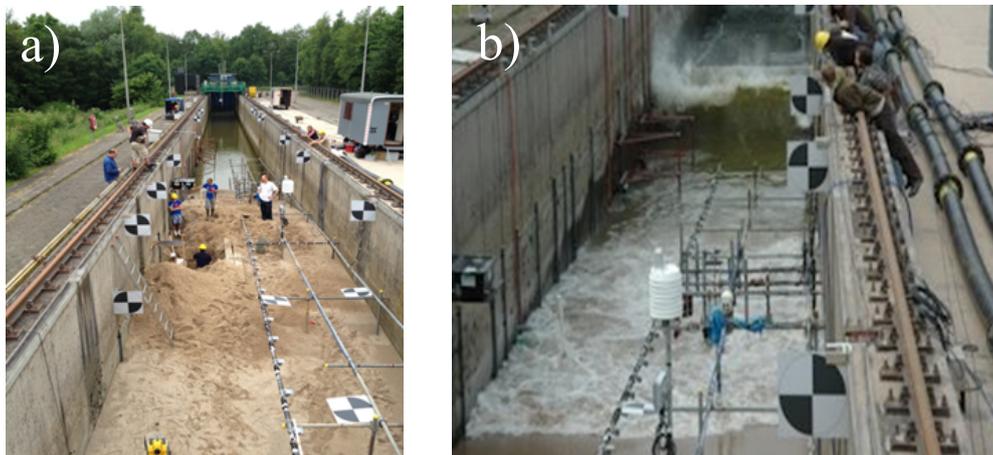


Figura 5: a) Vista posterior del experimento BARDEX, mostrando el perfil de playa y la instalación de instrumentación. b) Estructura utilizada para el arreglo de sensores bajo la acción del oleaje.

El experimento BARDEX II fundado por el programa Hydralab IV agrupó la colaboración de alrededor de 30 investigadores de diferentes instituciones de investigación (Masselink *et al.*, 2013). El experimento fué realizado en el canal de oleaje *Delta Flume - Deltares*, en los Países Bajos. El canal es de gran escala con dimensiones de 240 m de largo, 55 m de ancho y 7 m de profundidad. El periodo de experimentación comprende los días 07/06/2012 al 04/07/2012. El experimento general consistió en una barrera de arena 40 m de largo y 4.5 m de alto. La playa se compone de un pie de concreto y una pendiente inicial de $\beta = 0.143$ ($\approx 1:7$), una sección plana y una reserva lagunar (figura 5). Durante la experimentación las características del tamaño ($d_{50} = 0.5$ mm), porosidad ($n = 37$ a 42 %), y conductividad hidráulica ($K_{sed} = 0.0005$ a 0.001 mm s^{-1}) del sedimento se mantuvieron constantes. En cambio, las variaciones del modelo correspondieron al tipo de forzamiento (irregular, monocromático y bicromático), estadísticos del oleaje ($H_s = 0.6 - 0.8$, $T_p = 4 - 12$ s) diferentes niveles iniciales del agua en la zona del oleaje ($h_s = 2.25 - 4.2$ m) y en la reserva lagunar ($h_s = 1.75 - 4.3$ m), y del perfil de playa inicial.

El experimento ha sido uno de los más resueltos en cuánto al número (>200) y tipo de sensores de medición. Sin embargo, los datos sujetos a disponibilidad se refieren a mediciones de presión (*PToff*, y *PTs*) y velocidad del flujo (*EMCM* y *VectrinoII*) en diferentes

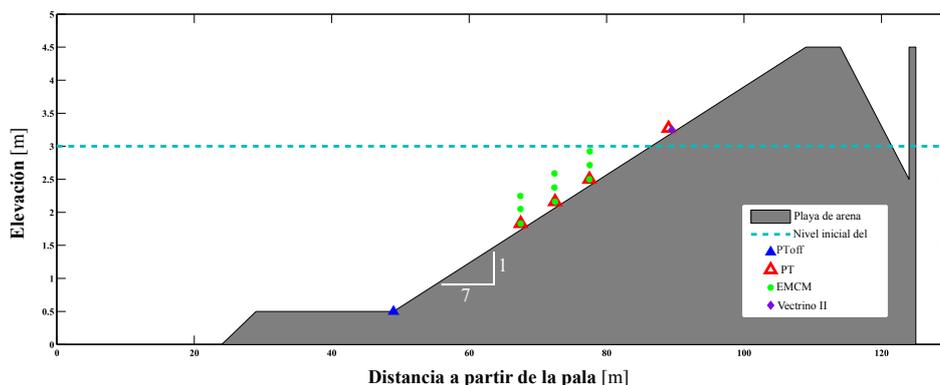


Figura 6: Esquema general del dominio experimental inicial y localización de los instrumentos utilizados en el presente estudio.

estaciones de control a lo largo del perfil de playa. La figura 6 muestra la configuración inicial de la playa experimental y la localización de los sensores utilizados para su análisis.

Implementación Numérica

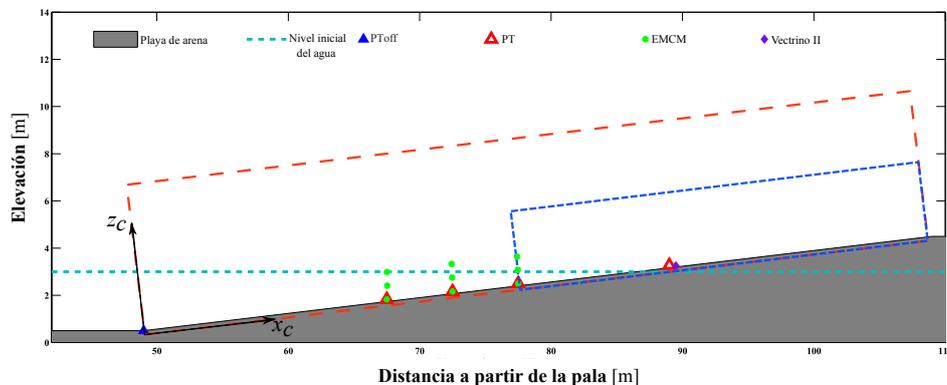


Figura 7: Implementación del modelo numérico mostrando la concatenación entre dominios espaciales: de menor resolución (— — —), y mayor resolución (- - - -) en zona de swash.

Debido a la gran escala espacial del dominio, la concatenación de dos dominios computacionales ha sido realizada (Fig. 7). *i*) Un dominio de menor resolución ($\Delta x_{c,min} = 0.01$ m y $\Delta z_{c,min} = 0.01$ m; $N_{xc} = 2602$ y $N_{zc} = 282$ celdas) para propagar el oleaje desde el pie de la pendiente de playa (49 m en s 6 y 7). *ii*) Otro dominio de mayor resolución de malla ($\Delta X_{c,min} = 0.006$ m y $\Delta Z_{c,min} = 0.004$ m; $N_{xc} = 2842$ y $N_{zc} = 290$ celdas) a partir de la estación 3 (77.5 m en Figs. 6 y 7). Ambos dominios se extienden hasta la cresta de la barrera de arena o perfil de playa (109 m desde la pala). Para la validación del modelo COBRAS, un sistema

de referencia de coordenadas paralelas (x_c) y perpendiculares al fondo (z_c) fue adoptado (ver Fig. 7) mediante la rotación del dominio computacional ($\theta = 0.1635$) (e.g., *Puleo et al.*, 2007; *Torres-Freyermuth et al.*, 2013; *Zhang y Liu*, 2008).

Los casos considerados para la validación del modelo numérico y parámetros característicos de entrada se muestran en la tabla siguiente.

Casos simulados, estadísticos asociados del oleaje (en la pala de generación) y parámetros de simulación.

Caso	H_s [m]	T_p [s]	SWL [m]	T_{sim}^* [s]	T_{exe}^* [hrs]
B2c02 †	0.8	8.0	2.5	512	76
B2c06 †	0.8	8.0	2.5	512	76
B1c05 †	0.8	8.0	3.0	512	76
B1c05 ‡	0.8	8.0	3.0	120	143

† Dominio de menor resolución

‡ Dominio de mayor resolución

* Tiempo de simulación

* Tiempo de ejecución

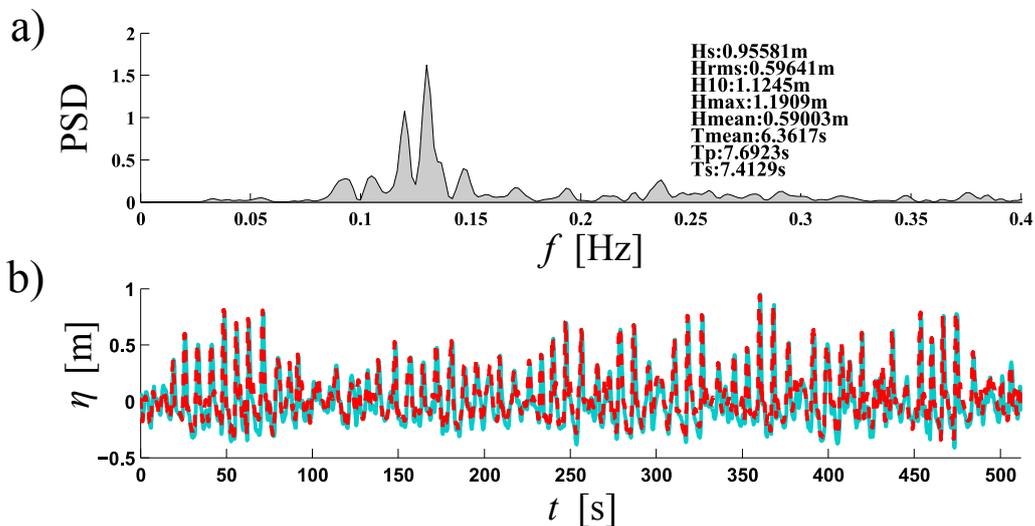


Figura 8: Características del forzamiento para caso B1c05. **a)** Densidad espectral (m^2Hz^{-1}) de la señal medida por el sensor *PToff* (49 m de la pala), y estadísticos de oleaje asociados. **b)** Serie temporal de superficie libre η medida (—) e introducida al modelo como forzamiento (- - -).

El modelo numérico es forzado con una serie temporal de superficie libre η obtenida a partir de una señal de presión medida por el sensor al pié de la cara de playa *PToff*

ubicado a 49 m de la pala (ver figuras 6 y 7). Teoría de onda cnoidal ha sido empleada para la generación del campo de velocidades en la frontera del forzamiento. La separación de la onda incidente y reflejada no ha sido realizada por lo que una sobre estimación en la energía incidente es esperada. Otro aspecto importante en la diferencia entre series, se relaciona a los cambios morfológicos de la cara de la playa, los cuales no son considerados por el modelo COBRAS. Para los casos seleccionados, el número de Iribarren ($\xi \approx 0.25$) denota condiciones de disipativas a intermedias, en donde existe poca contribución asociada a oscilaciones de onda larga para los primeros 150 s considerados durante la validación.

Mediciones en el *Große Wellenkanal* - GWK

Descripción General

El proyecto de investigación *Bed Shear Stress on Beach Sediment and Coastal Structures Under Wave Run-up* reunió a un grupo de investigadores de la *University of New South Wales* - Australia, *University of Queensland* - Australia, *University of Bath* - Reino Unido, y *University of Delaware* - USA. El experimento fué realizado para examinar a detalle los esfuerzos cortantes durante eventos de swash y su relación con las fuerzas generadoras de TRANSED en playas. El experimento se llevó a cabo durante el mes de Julio del 2013, en uno de los canales más grandes del mundo (*Großer Wellenkanall* - GWK) ubicado en Hannover, Alemania. El GWK mide 309 m de largo, 5.0 m de ancho y 7.0 m de altura, con una capacidad de generar olas máximas de 2.5 m de altura. La novedad del proyecto fué la medición directa de esfuerzos cortantes durante flujos de ZS a ésta escala (i.e., prototipo). El experimento consistió en flujos de swash sobre una playa reflejante ($\beta = 1 : 6$) e impermeable compuesta de *i*) una mezcla de asfalto y grava pequeña con un tamaño de grano representativo de $d_{50} = 4.66$ mm; e *ii*) un fondo impermeable-inviscido de goma o caucho.



Figura 9: Aspectos del experimento GWK. **a)** Vista de la pala de generación desde el interior del canal de oleaje. **b)** Vista frontal de la zona de propagación del oleaje. **c)** Zona de swash con arreglo de sensores UDM, EMCM y ADVP.

Las condiciones del forzamiento fueron variadas, en el rango de $H_s = 0.6$ a 1.2 m con $T_p = 8 - 14$ s para 59 casos de oleaje monocromático; y de $H_s = 0.7$ a 1.0 m para 15 caso de onda solitaria. Series de tiempo de profundidad h y superficie libre η fueron colectadas por un sensor de nivel (WG) al inicio de la región de asomeramiento, ubicado a 245.33 m de distancia de la pala. En la zona de swash (ver figura 10), las variaciones de h fueron medidas por 45 sensores acústicos no intrusivos (UDM) en un arreglo horizontal paralelo al perfil de playa. El campo de velocidades en la CLF fueron registrados por dos perfiladores acústicos doppler (ADPV). Una placa de esfuerzos cortantes en el fondo (SP) fué utilizada para la medición directa de tensiones tangenciales τ_{xz} .

Implementación Numérica

Al igual que los casos de estudio anteriores, el dominio fué rotado en un sistema de coordenadas paralelas y normales al perfil de playa (figura 10b). El origen del dominio numérico se ubica en la posición del sensor de nivel WG, al inicio de la región de asomera- miento del oleaje. La señal del forzamiento del fué generada a partir de los estadísticos del oleaje calculados por la señal medida y mediante teoría de Stokes 4^{to} orden para los casos monocromáticos, y teoría de onda larga para los casos de onda solitaria. Los casos simulados se describen en la tabla siguiente.

Características de los casos simulados – GWK.

Caso	Oleaje	K_s^\bullet	H_s [m]	T_p [s]	SWL [m]	T_{sim}^* [s]	T_{exe}^* [hrs]
9	Monocromático	$2d_{50}$	0.8	12.0	3.8	512	64
19	Onda solitaria	$2d_{50}$	0.9	–	3.8	28	3
52	Monocromático	–	0.8	12.0	3.8	512	64
66	Onda solitaria	–	0.9	–	3.8	28	3

• Rugosidad aparente del fondo

* Tiempo de simulación

* Tiempo de ejecución

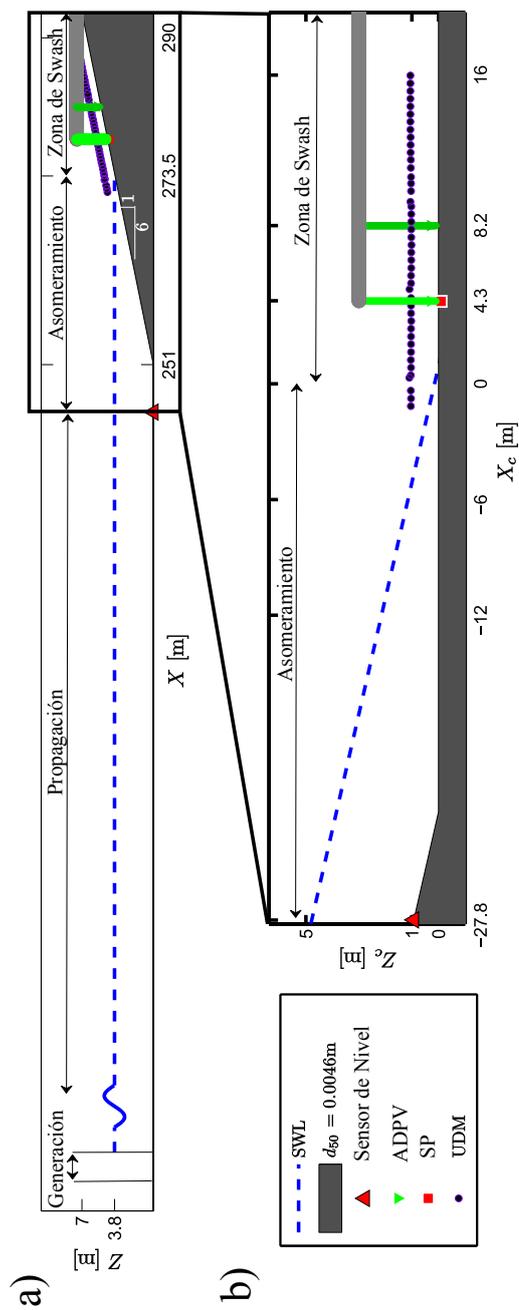


Figura 10: a) Esquema general del experimento GWK. b) Dominio del modelo numérico en coordenadas paralelas (X_c) y perpendiculares (Z_c) al perfil de playa.

Kikkert et al. (2012; 2013)

Descripción General

Datos disponibles del promediado de ensamble de eventos individuales de swash, generados por un forzamiento tipo rotura de presa, sobre un fondo impermeable (Kikkert et al., 2012) y sobre un fondo permeable (Kikkert et al., 2012) han sido recopilados. Éste set de datos es de gran resolución y constituyen el punto de referencia (*benchmark*) actual para la evaluación de la capacidad de modelos numéricos aplicados a flujos en ZS (Briganti et al., 2016). Los ensayos fueron realizados en un canal de oleaje dentro de las instalaciones de la Universidad de Aberdeen, en el Reino Unido. El canal de oleaje tiene dimensiones de 20 m de longitud, 0.9 m de altura y 0.4 m de ancho. Las paredes del canal están hechas de vidrio translúcido para permitir mediciones ópticas no-invasivas. Los ensayos realizados consisten en la liberación instantánea de una gran masa de agua contenida dentro de un reservorio, dando pie a un forzamiento tipo rotura de presa (Fig. 14a). El reservorio tiene un compuerta, la cuál está conectada por un cable a una masa de 15kg mantenida a un elevación de 2.5 m por arriba del canal. Cuando el peso cae por gravedad en caída libre, genera tensión en el cable y eleva la compuerta 0.8 m en 0.2 s. La masa de agua rompe sobre una parte plana (invíscida) y se propaga hasta una playa ubicada a 4.2 m de la puerta. Mientras el flujo se propaga se transforma en un bore turbulento que, al llegar a la playa, da origen a un flujo de swash con características muy similares a las de flujos de swash en playas naturales. La escala del evento de swash generado es de prototipo con alta similitud geométrica, cinemática y dinámica. Tres tipos de sedimentos para una configuración de playa impermeable han sido evaluados (Fig. 14c), así como dos tipos de sedimentos para una configuración de playa permeable-fija. Los ensayos sobre la playa impermeable ha sido con un tamaño nominal de grano de $d_{50} = 1.3, 5.4$ y 8.4 mm. Los ensayos correspondientes al fondo permeable-fijo, han sido con un $d_{50} = 1.3, y 8.4$ mm.

Todos los ensayos realizados constaron de las mismas condiciones iniciales: una altura dentro del reservorio de agua de $h_d = 0.6$ m, un nivel de agua en reposo de $h_o = 0.062$ m enfrente del reservorio, y una misma pendiente de playa β 1:10 (Fig. 14b). El origen del sistema de coordenadas durante la experimentación ha sido definido en la intersección del nivel de agua en reposo h_o con el perfil de playa. El sistema de coordenadas ha sido definido en coordenadas paralelas x y ortogonales z a la cara de playa. Mediciones a partir de imágenes de velocimetría de partículas (PIV) en 6 estaciones fijas fueron realizadas para las componentes u y w de la velocidad. Una técnica de fluorescencia inducida por láser (LIF) fué empleada para la detección de la superficie libre η y la profundidad h en las estaciones de medición,

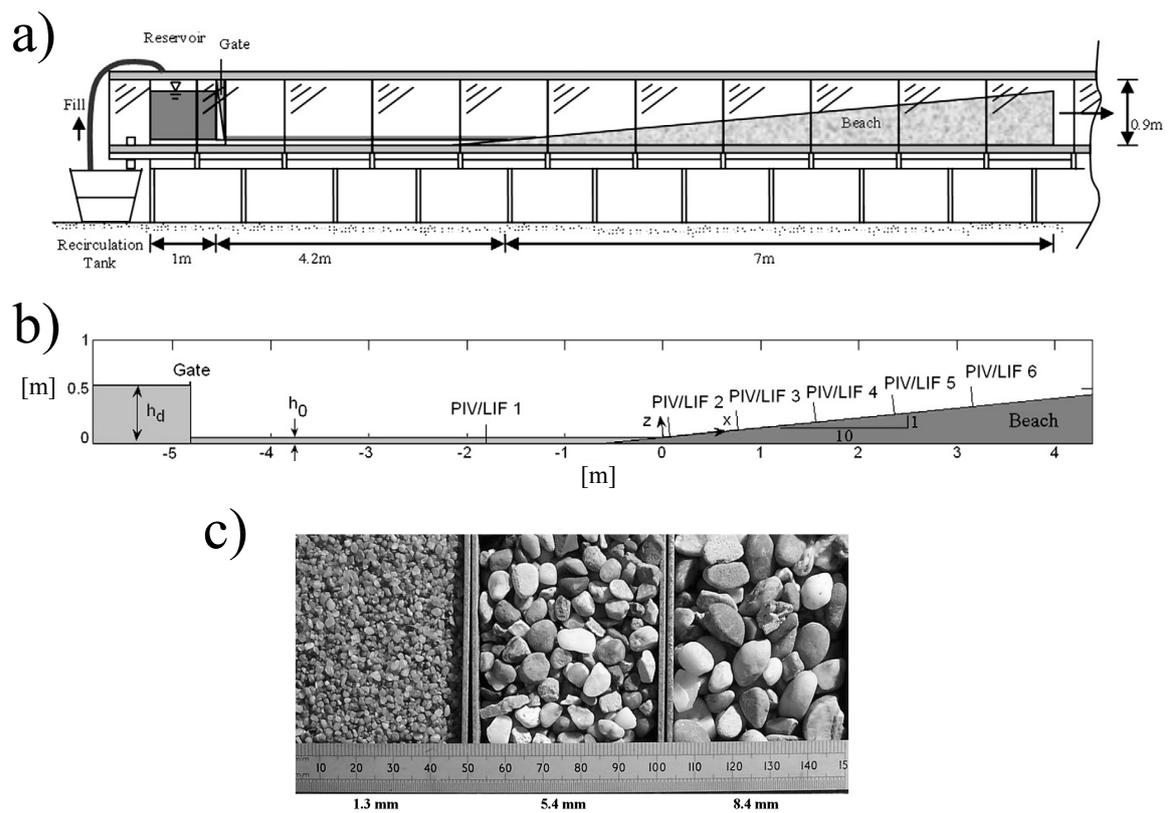


Figura 11: a) Diseño experimental y dimensiones del canal de oleaje. b) Esquema del dominio experimental y condición inicial para los niveles de agua en el interior del reservorio (h_d) y en la parte plana del canal (h_0). El origen del marco de marco de referencia se ubica en la intersección del nivel h_0 con la pendiente de playa (β 1:10). c) Sedimento utilizado para la rugosidad del fondo para los 3 playas. Adaptado de (Kikkert *et al.*, 2012)

con un máximo de 0.3 mm de error. La técnica LIF también fue empleada para capturar el movimiento de la lente de agua mediante la repetición de eventos. Las componentes medias de las propiedades físicas medidas y sus fluctuaciones (i.e., turbulencia) fueron extraídas tras la repetición de 50 eventos cuasi-idénticos para cada caso de playa evaluada, y su respectivo promediado de ensamble. Los datos de PIV-LIF tienen una resolución temporal de $f_s = 13.5$ Hz. El campo de u y w fue resuelto a una resolución espacial de 1 a 2.5 mm, dependiendo del área medida y la ventana de muestreo (32 X 32 pixeles). Los datos recabados se refieren al centro de la ventana del PIV.

Implementación Numérica

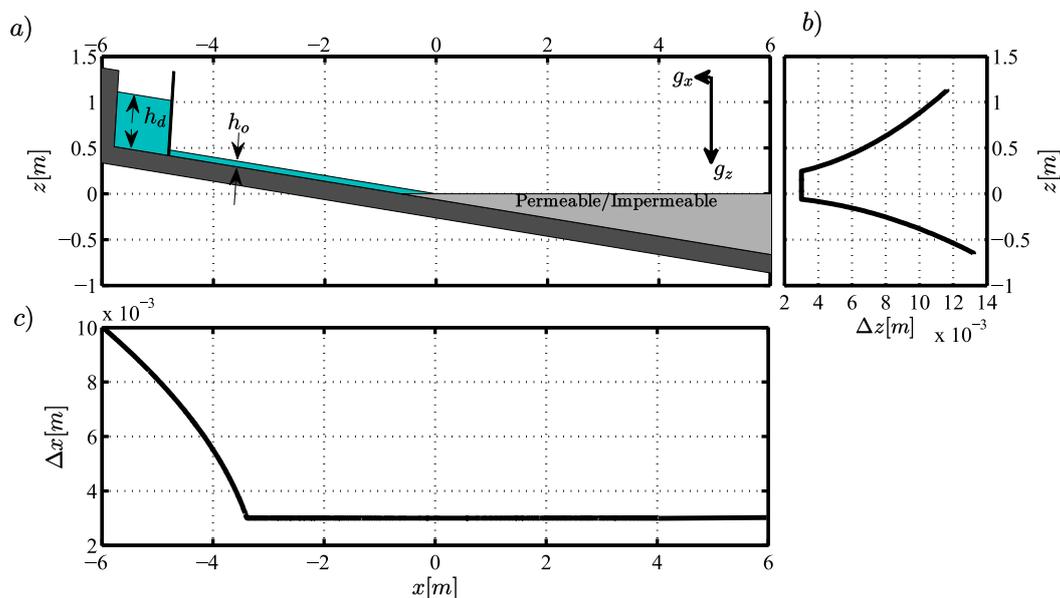


Figura 12: a) Implementación numérica de los ensayos, coordenadas paralelas x y ortogonales z a la cara de playa. b) Variación de la altura de malla utilizada en la dimensión z . c) Variación del ancho de malla utilizada en la dimensión x .

El set de datos ha sido utilizado para validar el modelo numérico bajo 2 diferentes condiciones del fondo impermeable (i.e., arena fina $d_{50} = 1.3$ mm y grava $d_{50} 8.4$ mm) y, bajo una condición de fondo permeable referente al material de grava. En general, la implementación del modelo ha respetado las mismas condiciones iniciales y configuración original de los experimentos (Fig. 11a). El origen del marco de referencia también ha sido consistente y

definido en la intersección de h_o y la pendiente de playa. El sistema de coordenadas también ha sido definido en coordenadas paralelas x y ortogonales z a la playa, mediante la rotación del dominio. La malla computacional ha sido irregular, con una resolución mínima de $\Delta x = \Delta z = 0.003$ m desde la zona de re establecimiento del bore hasta el límite en tierra ($x \geq -3.41$); y en la interfase del fondo permeable/impermeable ($z = -0.05$ m a $z = 0.25$ m). La condición de frontera del fondo en la parte plana-invíscida y casos de playa impermeables ha sido definida por la ley logarítmica (ver ecuación 4.18 en sección 4.3.6). El tiempo de simulación es de 12.1 s basado en la duración de los experimentos. Los tiempos de ejecución fueron de 6 y 18 horas para los casos con playa impermeable y permeable, respectivamente. Los tiempos de cómputo están basado en el uso de una Intel Xeon CPU con 2 procesadores de 2.5GHz cada uno con 6.00 GB de memoria RAM.

Calibración

Para asistir en la óptima selección de los valores a utilizar, el modelo de desempeño de (Willmott *et al.*, 1985) fué utilizado, definido como

$$\theta_{skill} = 1 - \left[\frac{\sum_{t_{ini}}^{t_{end}} (\theta_{pred,t} - \theta_{meas,t})^2}{\sum_{t_{ini}}^{t_{end}} (|\theta_{pred,t} - \overline{\theta_{meas,t_{ini:end}}}| + |\theta_{meas,t} - \overline{\theta_{meas,t_{ini:end}}}|)^2} \right], \quad (1)$$

para una variable predicha (θ_{pred}) y medida (θ_{meas}); en donde (t_i) indica el periodo de tiempo desde el primer registro medido ($t_{i=ini}$) hasta el último registro medido ($t_{i=end}$). El modelo de desempeño de Willmott varía en un rango que va desde 0 (peor ajuste) a 1 (ajuste perfecto). Dicho modelo fué elegido ya que es adimensional, por lo que presenta ventajas a la hora de evaluar una gran gama de variables con diferentes unidades (Liu *et al.*, 2009). El valor de desempeño numérico reportado se refiere al promediado de la suma de los desempeños obtenidos en cada una de las estaciones, para cada propiedad física medida. La evaluación se realizó para la evolución de la columna de agua (h_{skill}), la velocidad horizontal promediada en la vertical (U_{skill}), la energía cinética turbulenta (k_{skill}) a 0.01 m sobre el fondo, y para el movimiento del espejo de agua sobre la playa (S_{skill}). El movimiento instantáneo del espejo de agua S ha sido extraído como la coordenada x , en dónde el fluido cubre al menos dos celdas de la malla computacional o una profundidad mínima de 0.006 m. Para el caso de las mediciones, la profundidad a la cuál S ha sido extraída de las imágenes LIF corresponde a 0.005 m. Cabe mencionar que no se ha realizado ninguna interpolación en la vertical para

corregir las diferencias en la profundidad mínima de extracción de S .

Casos con playa impermeable

El primer paso de la calibración se refiere al valor de la rugosidad aparente K_s para los casos con playa impermeable, ya que éste valor está en función de la viscosidad ν y la velocidad del flujo (ver ecuación 4.18 en sección 4.3.6). El valor utilizado ha sido $K_s = 1.2d_{50}$ ya que, como se reporta en la siguiente tabla, los valores de desempeño obtenidos han sido los más deseables.

Casos simulados con playa impermeable, valores usados para la rugosidad aparente K_s , y valores de desempeño numérico Willmott promediados en las diferentes estaciones de medición para la profundidad (h_{skill}), componente u de la velocidad promediada en la vertical (U_{skill}), energía cinética cercana al fondo (k_{skill}), y el movimiento del espejo de agua (S_{skill})

Test	K_s [m]	h_{skill}	U_{skill}	k_{skill}	S_{skill}
1	$0.5d_{50}$	0.85	0.98	0.79	0.95
2	$0.8d_{50}$	0.85	0.99	0.77	0.97
3	$1.0d_{50}$	0.86	0.99	0.76	0.97
4	$1.2d_{50}$	0.91	0.97	0.74	0.99
5	$1.6d_{50}$	0.87	0.99	0.73	0.97
6	$2.0d_{50}$	0.90	0.98	0.71	0.98
7	$2.4d_{50}$	0.93	0.97	0.70	0.98
8	$3.0d_{50}$	0.97	0.92	0.69	0.99

Casos con playa permeable

Steenhauer et al. (2011) reporta valores de $2.5 \times 10^{-8} \text{ ms}^{-1}$ y 0.3 para la permeabilidad intrínseca (k_p) y n (respectivamente) para el mismo tipo y tamaño de sedimento utilizado por *Kikkert et al.* (2013). Sin embargo, el valor de n dentro de un esquema de celdas parciales y promediado volumétrico requiere de su inspección y tratamiento. Ésto se debe a que las ecuaciones VA-RANS contienen un coeficiente lineal α_n , no lineal β_n y de masa añadida C_A . Aunque dichos coeficientes carecen de explicación física, su formulación es necesaria para resolver las fuerzas de arrastre del fluido en el medio poroso y son efectivos en modificar la porosidad del medio (*Lara et al.*, 2006b, 2008). Por lo tanto, el segundo paso de la calibración del modelo numérico se refiere al valor óptimo de la porosidad total n , al mismo tiempo que los coeficientes α_n , β_n y C_A son determinados.

Aunque existen algunos valores para α_n , β_n y C_A reportados en la literatura, los casos de estudio correspondientes se refieren a la interacción de oleaje-estructura con un tamaño de elementos porosos del orden de 0.01 m to 0.5 m. Para el caso de *Desombre et al.* (2013); *Engelund* (1953); *Steenhauer et al.* (2011), los valores corresponden a una formulación diferente al modelo hidráulico empleado por COBRAS. Por lo tanto, la calibración fué realizada para el caso de playa con grava ($d_{50} = 8.4$ mm) ya que, para éste caso, la porosidad juega un papel mucho más determinante en la dinámica. La calibración realizada representa la única existente para flujos en zona de swash en la ausencia de estructuras. La selección de los valores utilizados se basa en el desempeño de Willmott (ecuación 1). La tabla siguiente sintetiza el número de simulaciones realizadas y el rango de valores en los que α , y β fueron sistemáticamente variados para cada valor de n . Los valores utilizados para la validación, se refieren a $n = 0.2$, $\alpha_n = 10$, $\beta_n = 1$, $C_A = \gamma_n \frac{1-n}{n}$, y $\gamma_n = 0.34$.

Número de simulaciones (# Sim) realizadas para el caso de playa con playa permeable. Se reportan los valores utilizados para los coeficientes α_n y β_n ; y valores de desempeño numérico Willmott promediados en las diferentes estaciones de medición.

# Sim	ϕ	α_n	β_n	h_{skill}	U_{skill}	k_{skill}	S_{skill}
35	0.3	200 a 1	1.1 a 0.2	0.85 a 0.88	0.93 a 0.97	0.49 a 0.66	0.95 a 0.97
20	0.2	200 a 10	1.1 a 0.2	0.81 a 0.91	0.79 a 0.97	0.34 a 0.64	0.90 a 0.99
1	0.2	10	0.1	0.96	0.98	0.64	0.99
6	0.1	200 a 50	0.2 a 0.1	0.73 a 0.78	0.67 a 0.77	0.39 a 0.43	0.86 a 0.92

Baldock et al. (2002; 2006)

Descripción General

Mediciones controladas de runup bajo oleaje monocromático (Baldock y Huntley, 2002), y bajo trenes de ondas transitorias (Baldock, 2006) han sido utilizadas para evaluar fuentes de incertidumbre en la parametrización de la inundación. Los ensayos fueron realizados en el canal de oleaje de la Universidad de Queensland con dimensiones de: 18 m de longitud, 0.9 m de ancho, y 0.8 de profundidad. El experimento consistió en una playa inviscida-impermeable de polietileno, con una pendiente de $\beta = 1:10$. El pié de la pendiente de playa se ubicó a 5.65 m de la pala de generación. El oleaje generado por la pala hidráulica fué generado en base a teoría para ondas largas de 2^{do} orden (e.g., Baldock y Huntley, 2002) y basado en una distribución *top hat* de frecuencia espectral para la generación de trenes de onda transitoria (ver Baldock, 2006), ambos casos con absorción activa. Sensores de nivel de resistencia (WG) fueron colocados en diferentes coordenadas en la dimensión cross-shore (X), dentro y fuera de la zona de surf. En la zona de swash, se utilizó un cable de medición de runup (runup wire, RW). El RW tiene el mismo principio que los sensores de nivel basados en resistencia. Sin embargo, su colocación es paralela al fondo para medir el avance de la lente de agua a lo largo del perfil de playa. El RW fué colocado a una elevación de 3 mm por arriba del fondo del perfil de playa. La intersección del nivel inicial de agua en reposo (SWL) con el perfil de playa (medido por el RW) define el origen de la ZS y la coordenada vertical $z = 0$ para la definición del runup.

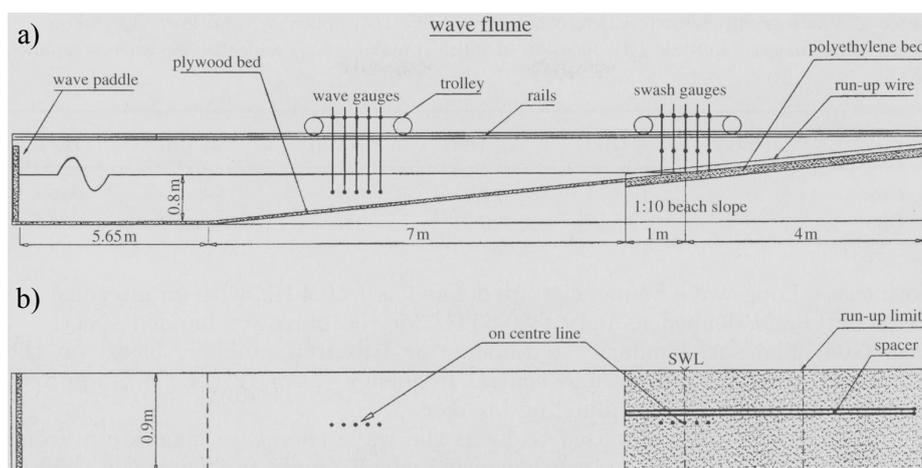


Figura 13: Esquema del canal de oleaje experimental e instrumentos de medición **a)** Vista lateral. **b)** Vista en planta.

Implementación Numérica

El dominio del modelo numérico consiste en un canal de oleaje con 0.8 m de profundidad (figura 14). La longitud del canal es de 18 m para los casos de la validación con $\beta = 1 : 10$, ó de 30 m para los casos de variación del modelo con $\beta = 1 : 20$. El pié de la pendiente se localiza a 5.65 m de la pala numérica. El marco de referencia es en coordenadas paralelas x_c y perpendiculares z_c al fondo del perfil de playa (e.g., *Torres-Freyermuth et al.*, 2013; *Zhang y Liu*, 2008). Debido a que el número de casos a simular para la parametrización del runup e incertidumbre es alto (i.e., 480 casos), las dimensiones de la malla son cruciales para una mayor eficiencia computacional. Diferentes configuraciones de malla computacional fueron evaluadas. La malla seleccionada ha sido de resolución media para eficientizar los tiempos de ejecución con diferencias del runup aceptables entre 4% y 6.4% para los casos más energéticos con respecto a mallas más finas (e.g., $\Delta x_c = \Delta z_c = 0.004$ mm). La malla computacional es regular con un tamaño de celda de $\Delta x_c = \Delta z_c = 0.02$ m para los casos con $\beta = 1 : 10$, y de $\Delta x_c = \Delta z_c = 0.016$ mm para los casos con $\beta = 1 : 20$.

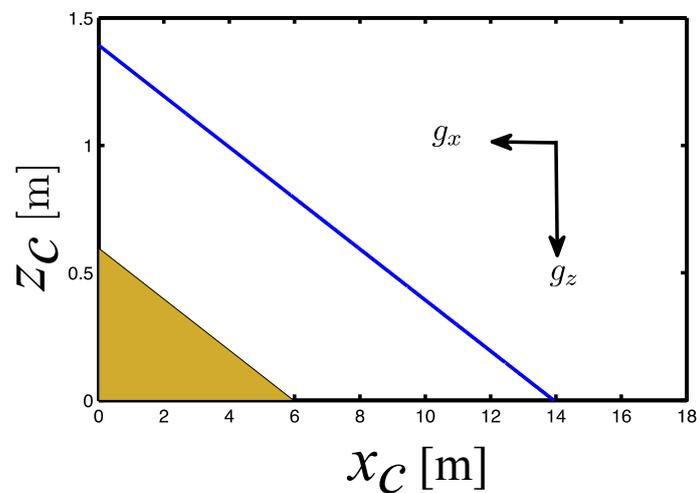


Figura 14: Esquema del dominio numérico y marco de referencia en coordenadas paralelas x_c y perpendiculares z_c al fondo del perfil de playa $\beta = 1 : 10$ (como ejemplo).

Cuatro condiciones de oleaje diferentes en el rango de $\xi = \text{XX-XX}$ fueron evaluados para la validación del modelo. El modelo numérico ha sido forzado con series temporales de η basadas en teoría de onda larga para los casos de oleaje monocromático. Para el caso de trenes de ondas transitorias se utilizó una función interna (*Lin y Liu*, 1999) ya que el uso

de órdenes de 2^{do} o mayor orden no es crítico cuando las frecuencias bajas dominan los mecanismos y punto de rotura (*Lara et al.*, 2011).

Bibliografía

- Aagaard, T., y M. G. Hughes (2006), Sediment suspension and turbulence in the swash zone of dissipative beaches, *Marine Geology*, 228(1), 117–135, doi:10.1016/j.margeo.2006.01.003.
- Allis, M., C. Blenkinsopp, I. Turner, T. Baldock, y J. A. Puleo (2014), Investigation of the logarithmic model applied to bed shear stresses in the swash zone.
- Alsina, J. M., y I. Caceres (2011), Sediment suspension events in the inner surf and swash zone. measurements in large-scale and high-energy wave conditions, *Coastal Engineering*, 58(8), 657–670, doi:10.1016/j.coastaleng.2011.03.002.
- Alsina, J. M., S. Falchetti, y T. E. Baldock (2009), Measurements and modelling of the advection of suspended sediment in the swash zone by solitary waves, *Coastal Engineering*, 56(5), 621–631, doi:10.1016/j.coastaleng.2009.01.007.
- Alsina, J. M., I. Caceres, M. Brocchini, y T. E. Baldock (2012), An experimental study on sediment transport and bed evolution under different swash zone morphological conditions, *Coastal Engineering*, 68, 31–43, doi:10.1016/j.coastaleng.2012.04.008.
- Amoudry, L., T.-J. Hsu, y P. L.-F. Liu (2008), Two–phase model for sand transport in sheet flow regime, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 113, C03,011, doi:10.1029/2007JC004179.
- Antuono, M., L. Soldini, y M. Brocchini (2011), On the role of the chezy frictional term near the shoreline, *Theoretical and Computational Fluid Dynamics*, 26(1), 105–116, doi:10.1007/s00162-010-0220-8.
- Appendini, M. C., A. Torres-Freyermuth., P. Salles., J. López-González., y E. T. Mendoza. (2014), Wave climate and trends for the gulf of mexico A 30–yr wave hindcast, *Journal of Climate*, (27), 1619–1632, doi:http://dx.doi.org/10.1175/JCLI-D-13-00206.1.
- Archetti, R., y M. Brocchini (2002), An integral swash zone model with friction: an experimental and numerical investigation, *Coastal Engineering*, 45(2), 89–110, doi:10.1016/S0378-3839(02)00038-8.
- Archie, G. (1947), The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics, *Petroleum Transactions of AIME*, (146), 54–62, doi:http://dx.doi.org/10.2118/942054-G.
- Austin, M., G. Masselink, T. O’Hare, y P. Russell (2009), Onshore sediment transport on a sandy beach under varied wave conditions: Flow velocity skewness, wave asymmetry or bed ventilation?, *Marine Geology*, 259(1), 86–101, doi:10.1016/j.margeo.2009.01.001.

- Austin, M. J., y D. Buscombe (2008), Morphological change and sediment dynamics of the beach step on a macrotidal gravel beach, *Marine Geology*, 249(3), 167–183, doi:10.1016/j.margeo.2007.11.008.
- Austin, M. J., y G. Masselink (2006), Observations of morphological change and sediment transport on a steep gravel beach, *Marine Geology*, 229(1), 59–77, doi:10.1016/j.margeo.2006.02.003.
- Austin, M. J., G. Masselink, P. E. Russell, I. L. Turner, y C. E. Blenkinsopp (2011), Alongshore fluid motions in the swash zone of a sandy and gravel beach, *Coastal Engineering*, 58(8), 690–705, doi:10.1016/j.coastaleng.2011.03.004.
- Bagnold, R. A. (1966a), An approach to the sediment transport problem from general physics.
- Bagnold, R. A. (1966b), The shearing and dilatation of dry sand and the 'singing' mechanism, *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 295(1442), 219–232.
- Bailard, J. A. (1981), An energetics total load sediment transport model for a sloping beach, *Journal of Geophysical Research*, (86), 10,938–10,954.
- Bakhtyar, R., D. A. Barry, L. Li, D. S. Jeng, y A. Yeganeh-Bakhtiary (2009), Modeling sediment transport in the swash zone: A review, *Ocean Engineering*, 36(9), 767–783, doi:10.1016/j.oceaneng.2009.03.003.
- Baldock, T., y P. Nielsen (2010a), Discussion of “effect of seepage-induced nonhydrostatic pressure distribution on bed–load transport and bed morphodynamics” by simona francalanci, gary parker, and luca solari, *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(1), 77–79, doi:10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000015.
- Baldock, T. E. (2006), Long wave generation by the shoaling and breaking of transient wave groups on a beach, *Proceedings: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 462(2070), 1853–1876.
- Baldock, T. E., y P. Holmes (1997), Swash hydrodynamics on a steep beach, pp. 784–793, ASCE.
- Baldock, T. E., y M. G. Hughes (2006), Field observations of instantaneous water slopes and horizontal pressure gradients in the swash-zone, *Continental Shelf Research*, 26(5), 574–588, doi:10.1016/j.csr.2006.02.003.
- Baldock, T. E., y D. A. Huntley (2002), Long – wave forcing by the breaking of random gravity waves on a beach, *Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 458(2025), 2177–2201, doi:10.1098/rspa.2002.0962.
- Baldock, T. E., y P. Nielsen (2010b), Discussion of effect of seepage-induced nonhydrostatic pressure distribution on bed–load transport bed morphodynamics by simona francalanci, gary parker, g and lucia solari, *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(1), 77–79, doi:10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000015.

- Baldock, T. E., M. R. Tomkins, P. Nielsen, y M. G. Hughes (2004), Settling velocity of sediments at high concentrations, *Coastal Engineering*, 51(1), 91–100, doi:10.1016/j.coastaleng.2003.12.004.
- Baldock, T. E., A. Golshani, D. P. Callaghan, M. I. Saunders, y P. J. Mumby (2014), Impact of sea-level rise and coral mortality on the wave dynamics and wave forces on barrier reefs, *Marine Pollution Bulletin*, 83(1), 155–164, doi:10.1016/j.marpolbul.2014.03.058.
- Barnes, M., y T. Baldock (2007), Direct bed shear stress measurements in laboratory swash, *Journal of Coastal Research SI*, 50(50), 641–645.
- Barnes, M. P., y T. E. Baldock (2010), A lagrangian model for boundary layer growth and bed shear stress in the swash zone, *Coastal Engineering*, 57(4), 385–396, doi:10.1016/j.coastaleng.2009.11.009.
- Barnes, M. P., T. O’Donoghue, J. M. Alsina, y T. E. Baldock (2009), Direct bed shear stress measurements in bore–driven swash, *Coastal Engineering*, 56(8), 853–867, doi:10.1016/j.coastaleng.2009.04.004.
- Battjes, J. A. (1974), Surf similarity, en *Proc. 14th International Conference on Coastal Engineering*, pp. 69–85, ASCE.
- Blenkinsopp, C. E., M. A. Mole, I. L. Turner, y W. L. Peirson (2010a), Measurements of the time-varying free-surface profile across the swash zone obtained using an industrial LIDAR, *Coastal Engineering*, 57(11), 1059–1065, doi:10.1016/j.coastaleng.2010.07.001.
- Blenkinsopp, C. E., I. L. Turner, G. Masselink, y P. E. Russell (2010b), Validation of volume continuity method for estimation of cross-shore swash flow velocity, *Coastal Engineering*, 57(10), 953–958, doi:10.1016/j.coastaleng.2010.05.005.
- Blenkinsopp, C. E., I. L. Turner, G. Masselink, y P. E. Russell (2011), Swash zone sediment fluxes: Field observations, *Coastal Engineering*, 58(1), 28–44, doi:10.1016/j.coastaleng.2010.08.002.
- Briganti, R., N. Dodd, D. Pokrajac, y T. O’Donoghue (2011), Non linear shallow water modelling of bore-driven swash: Description of the bottom boundary layer, *Coastal Engineering*, 58(6), 463–477, doi:10.1016/j.coastaleng.2011.01.004.
- Briganti, R., N. Dodd, D. Kelly, y D. Pokrajac (2012), An efficient and flexible solver for the simulation of the morphodynamics of fast evolving flows on coarse sediment beaches, *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 69(4), 859–877, doi:10.1002/flid.2618.
- Briganti, R., A. Torres-Freyermuth, T. Baldock, M. Brocchini, N. Dodd, T.-J. Hsu, Z. Jiang, Y. Kim, J. Pintado-Patiño, y M. Postacchini (2016), Advances in numerical modelling of swash zone dynamics, *Coastal Engineering*.
- Brinkkemper, J. A., T. Lanckriet, F. Grasso, J. A. Puleo, y B. G. Ruessink (2015), Observations of turbulence within the surf and swash zone of a field-scale sandy laboratory beach, *Coastal Engineering*, doi:10.1016/j.coastaleng.2015.07.006.

- Brocchini, M., y T. E. Baldock (2008), Recent advances in modeling swash zone dynamics: Influence of surf-swash interaction on nearshore hydrodynamics and morphodynamics, *Reviews of Geophysics*, 46(3), RG3003, doi:10.1029/2006RG000215.
- Butt, T., y P. Russell (1999), Suspended sediment transport mechanisms in high-energy swash, *Marine Geology*, 161(2), 361–375, doi:10.1016/S0025-3227(99)00043-2.
- Butt, T., y P. Russell (2000), Hydrodynamics and cross-shore sediment transport in the swash-zone of natural beaches: A review, *Journal of Coastal Research*, 16(2), 255–268.
- Butt, T., P. Russell, y I. Turner (2001), The influence of swash infiltration – exfiltration on beach face sediment transport: onshore or offshore?, *Coastal Engineering*, 42(1), 35–52, doi:10.1016/S0378-3839(00)00046-6.
- Butt, T., P. Russell, J. Puleo, J. Miles, y G. Masselink (2004), The influence of bore turbulence on sediment transport in the swash and inner surf zones, *Continental Shelf Research*, 24(7), 757–771, doi:10.1016/j.csr.2004.02.002.
- Butt, T., P. Russell, J. A. Puleo, y G. Masselink (2005), The application of bagnold-type sediment transport models in the swash zone, *Journal of Coastal Research*, 21(5), 887–895.
- Butt, T., J. Tinker, G. Masselink, T. O’Hare, y P. Russell (2009), Field observations of sediment fluxes in the inner-surf and swash zones, *Journal of Coastal Research*, 25(4), 991–933.
- Caceres, I., y J. M. Alsina (2012), A detailed, event–by–event analysis of suspended sediment concentration in the swash zone, *Continental Shelf Research*, 41, 61–76, doi: 10.1016/j.csr.2012.04.004.
- Chardon-Maldonado, P., J. Pintado-Patiño, y J. Puleo (2016), Advances in swash-zone research: small-scale hydrodynamic and sediment transport processes, *Coastal Engineering*, 115, 8–25, doi:dx.doi.org/10.1016/j.coastaleng.2015.10.008, swash-zone Processes.
- Colebrook, C. F., y C. M. White (1937), Experiments with fluid friction in roughened pipes, *Proceedings of the Royal Society of London Series A*, 161, 367–381, doi:10.1098/rspa.1937.0150.
- Conley, D. C., y J. G. Griffin (2004), Direct measurements of bed stress under swash in the field, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 109, C03,050, doi:10.1029/2003JC001899.
- Corvaro, S., y M. Miozzi (2014), Fluid-particle interaction and generation of coherent structures over permeable beds: an experimental analysis, *Advances in Water Resources*, 72, doi:10.1016/j.advwatres.2014.05.015.
- Corvaro, S., A. Mancinelli, M. Brocchini, E. Seta, y C. Lorenzoni (2010), On the wave damping due to a permeable seabed, *Coastal Engineering - COAST ENG*, 57(11), 1029–1041, doi:10.1016/j.coastaleng.2010.06.005.
- Cowen, E., I. Mei Sou, P. Liu, y B. Raubenheimer (2003), Particle image velocimetry measurements within a laboratory-generated swash zone, *Journal of Engineering Mechanics*, 129(10), 1119–1129, doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:10(1119).

- Cox, D. T., W. Hobensack, y A. Sukumaran (2001), Bottom stress in the inner surf and swash zone, *Proceedings of the international conference of coastal engineering 2000, 1*, 108–119.
- Dean, R. G., y R. A. Dalrymple (2001), *Coastal Processes with Engineering Applications*, Cambridge University Press.
- Desombre, J., D. Morichon, y M. Mory (2013), Rans v2f simulation of a swash event: Detailed flow structure, *Coastal Engineering*, 71, 1–12, doi:10.1016/j.coastaleng.2012.07.001.
- Dong, L. P., S. Sato, y H. Liu (2013), A sheetflow sediment transport model for skewed-asymmetric waves combined with strong opposite currents, *Coastal Engineering*, 71, 87–101, doi:10.1016/j.coastaleng.2012.08.004.
- Drake, T. G., y J. Calantoni (2001), Discrete particle model for sheet flow sediment transport in the nearshore, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 106, 19,859–19,868, doi:10.1029/2000JC000611.
- Elfrink, B., y T. Baldock (2002), Hydrodynamics and sediment transport in the swash zone: a review and perspectives, *Coastal Engineering*, 45(3), 149–167, doi:10.1016/S0378-3839(02)00032-7.
- Engelund, F. (1953), On the laminar and turbulent flows of groundwater through homogeneous sand, *Trans. Danish Academy of Technical Sciences*, 3(3), 1–105.
- Enriquez, C., I. J. Mariño Tapia, y J. A. Herrera-Silveira (2010), Dispersion in the yucatan coastal zone: Implications for red tide events, *Cont. Shelf. Res.*, (30), 127–137, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.csr.2009.10.005>.
- Erikson, L., M. Larson, y H. Hanson (2005), Prediction of swash motion and run-up including the effects of swash interaction, *Coastal Engineering*, 52(3), 285–302, doi:10.1016/j.coastaleng.2004.12.001.
- Fredsøe, J., y R. Deigaard (1992), *Mechanics of Coastal Sediment Transport, Advanced Series on Ocean Engineering*, vol. 3, WORLD SCIENTIFIC.
- Grupo-MALL (2007), Manifestación de impacto ambiental: Restitución de Playa para el Proyecto Campeche Playa, Golf, Marina y Spa Resort.
- Guanche, I. J. L. J. L. L., R. (2009), Numerical analysis of wave loads for coastal structure stability, *Coastal Engineering*, 56, 543 – 558.
- Guard, P. A., y T. E. Baldock (2006), The influence of seaward boundary conditions on swash zone hydrodynamics, *Coastal Engineering*, 54(4), 321–331, doi:10.1016/j.coastaleng.2006.10.004.
- Guza, R. T., y F. Feddersen (2012), Effect of wave frequency and directional spread on shoreline runup, *Geophysical Research Letters*, 39(11), doi:<http://dx.doi.org.udel.idm.oclc.org/10.1029/2012GL051959>.
- Guza, R. T., y E. B. Thornton (1982), Swash oscillations on a natural beach, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 87, 483–491, doi:10.1029/JC087iC01p00483.

- Hasselmann, K., T. Barnett, E. Bouws, H. Carlson, D. Cartwright, K. Enke, J. Ewing, H. Gienapp, D. Hasselmann, P. Kruseman, A. Meerburg, P. Mller, D. Olbers, K. Richter, W. Sell, y H. Walden (1973), Measurements of wind–wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP), *Ergänzungsheft zur Deutschen Hydrographischen Zeitschrift Reihe, A(8)(12)*, 95.
- Hibberd, S., y D. H. Peregrine (1979), Surf and run-up on a beach: a uniform bore, *Journal of Fluid Mechanics*, 95, 323–345, doi:10.1017/S002211207900149X.
- Hoefel, F., y S. Elgar (2003), Wave–induced sediment transport and sandbar migration, *Science*, 299(5614), 1885–1887.
- Holman, R. A. (1986), Extreme value statistics for wave run–up on a natural beach, *Coastal Engineering*, 9(6), 527–544, doi:10.1016/0378-3839(86)90002-5.
- Holman, R. A., y A. H. Sallenger (1985), Setup and swash on a natural beach, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 90, 945–953, doi:10.1029/JC090iC01p00945.
- Horn, D. P. (2006), Measurements and modelling of beach groundwater flow in the swash-zone: a review, *Continental Shelf Research*, 26(5), 622–652, doi:10.1016/j.csr.2006.02.001.
- Horn, D. P., y T. Mason (1994), Swash zone sediment transport modes, *Marine Geology*, 120(3), 309–325, doi:10.1016/0025-3227(94)90064-7.
- Houser, C., y G. Barrett (2010), Divergent behavior of the swash zone in response to different foreshore slopes and nearshore states, *Marine Geology*, 271(1), 106–118, doi:10.1016/j.margeo.2010.01.015.
- Houser C, y Barrett G (2009), Bed elevation changes in the upper-swash zone, *J. Coast. Res. Journal of Coastal Research*, pp. 64–68.
- Hsu, T.-J., T. Sakakiyama, y P. L. -F. Liu (2002), A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater, *Coastal Engineering*, 46(1), 25–50, doi:10.1016/S0378-3839(02)00045-5.
- Hughes, M., y I. Turner (1999), The beachface, *Handbook of beach and shoreface morphodynamics*, pp. 119–144.
- Hughes, M. G., y T. E. Baldock (2004), Eulerian flow velocities in the swash zone: Field data and model predictions, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 109, C08,009, doi:10.1029/2003JC002213.
- Hughes, M. G., y A. S. Moseley (2007), Hydrokinematic regions within the swash zone, *Continental Shelf Research*, 27(15), 2000–2013, doi:10.1016/j.csr.2007.04.005.
- Hughes, M. G., G. Masselink, y R. W. Brander (1997), Flow velocity and sediment transport in the swash zone of a steep beach, *Marine Geology*, 138(1), 91–103, doi:10.1016/S0025-3227(97)00014-5.
- Hughes, M. G., T. Aagaard, y T. E. Baldock (2007), Suspended sediment in the swash zone: Heuristic analysis of spatial and temporal variations in concentration, *Journal of Coastal Research*, pp. 1345–1354, doi:10.2112/05-0531.1.

- Hughes, M. G., T. Aagaard, T. E. Baldock, y H. E. Power (2014), Spectral signatures for swash on reflective, intermediate and dissipative beaches, *Marine Geology*, 355, 88–97, doi:10.1016/j.margeo.2014.05.015.
- Inch, K., G. Masselink, J. A. Puleo, P. Russell, y D. C. Conley (2015), Vertical structure of near-bed cross-shore flow velocities in the swash zone of a dissipative beach, *Continental Shelf Research*, doi:10.1016/j.csr.2015.04.006.
- Jackson, N. L., G. Masselink, y K. F. Nordstrom (2004), The role of bore collapse and local shear stresses on the spatial distribution of sediment load in the uprush of an intermediate-state beach, *Marine Geology*, 203(1), 109–118, doi:10.1016/S0025-3227(03)00328-1.
- Jenkinson, A. F. (1955), The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) of meteorological elements, *Q. J. Roy. Meteorol. Soc.*, (81), 158–171, doi:http://dx.doi.org/10.2118/942054-G.
- Jensen, S. G., T. Aagaard, T. E. Baldock, A. Kroon, y M. Hughes (2009), Berm formation and dynamics on a gently sloping beach; the effect of water level and swash overtopping, *Earth Surface Processes and Landforms*, 34(11), 1533–1546, doi:10.1002/esp.1845.
- Jiang, Z., y T. E. Baldock (2015), Direct bed shear measurements under loose bed swash flows, *Coastal Engineering*, 100, 67–76.
- Kamphuis, J. W. (1991), Alongshore Sediment Transport Rate, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 117(6), 624–640, doi:10.1061/(ASCE)0733-950X(1991)117:6(624).
- Karambas, T. V. (2003), Modelling of infiltration–exfiltration effects of cross–shore sediment transport in the swash zone, *Coastal Engineering Journal*, 45(1), 63–82, doi:10.1142/S057856340300066X.
- Keller, H. B., D. A. Levine, y G. B. Whitham (1960), Motion of a bore over a sloping beach, *Journal of Fluid Mechanics*, 7, 302–316, doi:10.1017/S002211206000150X.
- Kelly, D. M., y N. Dodd (2010), Beach-face evolution in the swash zone, *Journal of Fluid Mechanics*, 661, 316–340, doi:10.1017/S0022112010002983.
- Kikkert, G. A., T. O’Donoghue, D. Pokrajac, y N. Dodd (2012), Experimental study of bore-driven swash hydrodynamics on impermeable rough slopes, *Coastal Engineering*, 60, 149–166, doi:10.1016/j.coastaleng.2011.09.006.
- Kikkert, G. A., D. Pokrajac, T. O’Donoghue, y K. Steenhauer (2013), Experimental study of bore-driven swash hydrodynamics on permeable rough slopes, *Coastal Engineering*, 79, 42–56, doi:10.1016/j.coastaleng.2013.04.008.
- Kranenburg, W. M., J. S. Ribberink, R. E. Uittenbogaard, y S. J. M. H. Hulscher (2012), Net currents in the wave bottom boundary layer: On wavelike streaming and progressive wave streaming, *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 117, F03,005, doi:10.1029/2011JF002070.
- Kraus, N. C., M. Larson, y D. L. Kriebel (1991), Evaluation of beach erosion and accretion predictors, en *Coastal Sediments*, pp. 572–587, ASCE.

- Lanckriet, T., y J. A. Puleo (2013), Near-bed turbulence dissipation measurements in the inner surf and swash zone, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 118(12), 6634–6647, doi:10.1002/2013JC009251.
- Lanckriet, T., y J. A. Puleo (2015), A semianalytical model for sheet flow layer thickness with application to the swash zone, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 120(2), 1333–1352, doi:10.1002/2014JC010378.
- Lanckriet, T., J. Puleo, y N. Waite (2013), A conductivity concentration profiler for sheet flow sediment transport, *IEEE Journal of Oceanic Engineering*, 38(1), 55–70, doi:10.1109/JOE.2012.2222791.
- Lanckriet, T., J. A. Puleo, G. Masselink, I. Turner, D. Conley, C. Blenkinsopp, y P. Russell (2014), Comprehensive field study of swash-zone processes. II: Sheet flow sediment concentrations during quasi-steady backwash, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 140(1), 29–42, doi:10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000209.
- Lara, J. L., I. J. Losada, y P. L.-F. Liu (2006a), Breaking waves over a mild gravel slope: Experimental and numerical analysis, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 111, C11,019, doi:10.1029/2005JC003374.
- Lara, J. L., N. Garcia, y I. J. Losada (2006b), Rans modelling applied to random wave interaction with submerged permeable structures, *Coastal Engineering*, 53(5), 395–417, doi:10.1016/j.coastaleng.2005.11.003.
- Lara, J. L., I. J. Losada, y R. Guanche (2008), Wave interaction with low-mound breakwaters using a rans model, *Ocean Engineering*, 35(13), 1388–1400, doi:10.1016/j.oceaneng.2008.05.006.
- Lara, L. J., A. Ruju., y I. J. Losada (2011), Reynolds averaged navier–stokes modelling of long waves induced by a transient wave group on a beach, *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 467, 1215–1242, doi:DOI:10.1098/rspa.2010.0331.
- Lin, P., y P. L.-F. Liu (1998a), A numerical study of breaking waves in the surf zone, *Journal of Fluid Mechanics*, 359, 239–264, doi:10.1017/S002211209700846X.
- Lin, P., y P. L.-F. Liu (1998b), Turbulence transport, vorticity dynamics, and solute mixing under plunging breaking waves in surf zone, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 103, 15,677–15,694, doi:10.1029/98JC01360.
- Lin, P., y P. L.-F. Liu (1999), Internal wave-maker for navier–stokes equations models, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 125(4), 207–215.
- Liu, P. L.-F., y P. Lin (1997), A numerical model for breaking waves the volume of fluid method.
- Liu, P. L.-F., P. Lin, K.-A. Chang, y T. Sakakiyama (1999), Numerical modeling of wave interaction with porous structures, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 125(6), 322–330, doi:10.1061/(ASCE)0733-950X(1999)125:6(322).

- Liu, Y., P. MacCready, B. M. Hickey, E. P. Dever, P. M. Kosro, y N. S. Banas (2009), Evaluation of a coastal ocean circulation model for the columbia river plume in summer 2004, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 114, C00B04, doi:10.1029/2008JC004929.
- Liu, Z., y H. F. Burchart (1998), Encounter probability of individual wave height, en *Proceedings of 26th Conference on Coastal Engineering*, pp. 1027–1038, American Society of Civil Engineers.
- Longo, S., M. Petti, y I. J. Losada (2002), Turbulence in the swash and surf zones: a review, *Coastal Engineering*, 45(3), 129–147, doi:10.1016/S0378-3839(02)00031-5.
- Losada, I. J., J. L. Lara, R. Guanche, y J. M. Gonzalez-Ondina (2008), Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters, *Coastal Engineering*, 55(1), 47–62, doi:10.1016/j.coastaleng.2007.06.003.
- Malarkey, J., A. G. Davies, y Z. Li (2003), A simple model of unsteady sheet-flow sediment transport, *Coastal Engineering*, 48(3), 171–188, doi:10.1016/S0378-3839(03)00025-5.
- Masselink, G., y J. A. Puleo (2006), Swash-zone morphodynamics, *Continental Shelf Research*, 26(5), 661–680, doi:10.1016/j.csr.2006.01.015.
- Masselink, G., y P. Russell (2005), Field measurements of flow velocities on a dissipative and reflective beach – implications for swash sediment transport, en *Coastal Dynamics 2005*, pp. 1–13, American Society of Civil Engineers.
- Masselink, G., y P. Russell (2006), Flow velocities, sediment transport and morphological change in the swash zone of two contrasting beaches, *Marine Geology*, 227(3), 227–240, doi:10.1016/j.margeo.2005.11.005.
- Masselink, G., y I. L. Turner (2012), Large-scale laboratory investigation into the effect of varying back-barrier lagoon water levels on gravel beach morphology and swash zone sediment transport, *Coastal Engineering*, 63, 23–38, doi:10.1016/j.coastaleng.2011.12.007.
- Masselink, G., P. Russell, I. Turner, y C. Blenkinsopp (2009), Net sediment transport and morphological change in the swash zone of a high-energy sandy beach from swash event to tidal cycle time scales, *Marine Geology*, 267(1), 18–35, doi:10.1016/j.margeo.2009.09.003.
- Masselink, G., P. Russell, C. Blenkinsopp, y I. Turner (2010), Swash zone sediment transport, step dynamics and morphological response on a gravel beach, *Marine Geology*, 274(1), 50–68, doi:10.1016/j.margeo.2010.03.005.
- Masselink, G., I. Turner, D. Conley, G. Ruessink, A. Matias, C. Thompson, B. Castelle, y G. Wolters (2013), Bardex ii: Bringing the beach to the laboratory – again!, *Journal of Coastal Research. Special Issue*, (65), 1545 – 1550.
- Medellín, G., J. A. Brinkkemper, A. Torres-Freyermuth, C. M. Appendini, E. T. Mendoza, y P. Salles (2016), Run-up parameterization and beach vulnerability assesment on a barrier island: a downscaling approach, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 16(6), 167–180, doi:10.5194/nhess-16-167/2016.

- Mendoza, E. T., M. Trejo-Rangel, P. Salles, C. M. Appendini, J. López-González, y A. Torres-Freyermuth (2013), Storm characterization and coastal hazards in the Yucatan Peninsula, *J. Coast. Res.*, 65(6), 790–795, doi:10.2112/SI65-134.1.
- Meyer-Peter, E., y R. Muller (1948), Formulas for bed-load transport.
- Middleton, G. V., y J. B. Southard (1984), *Mechanics of sediment movement*, Society of Economic Paleontologists and Mineralogists.
- Miles, J., T. Butt, y P. Russell (2006), Swash zone sediment dynamics: A comparison of a dissipative and an intermediate beach, *Marine Geology*, 231(1), 181–200, doi:10.1016/j.margeo.2006.06.002.
- Mory, M., S. Abadie, S. Mauriet, y P. Lubin (2011), Run-up flow of a collapsing bore over a beach, *European Journal of Mechanics - B/Fluids*, 30(6), 565–576, doi:10.1016/j.euromechflu.2010.11.005.
- Nakayama, A., y F. Kuwahara (1999), A macroscopic turbulence model for flow in a porous medium, *Journal of Fluids Engineering*, 121(2), 427–433, doi:10.1115/1.2822227.
- Neumann, B., A. T. Vafeidis, J. Zimmermann, y R. J. Nicholls (2015), Future Coastal Population Growth and Exposure to Sea-Level Rise and Coastal Flooding - A Global Assessment, *PLOS ONE*, 10(3), e0118571, doi:10.1371/journal.pone.0118571.
- Nielsen, P. (1992), *Coastal Bottom Boundary Layers and Sediment Transport*, *Advanced Series on Ocean Engineering*, vol. 4, WORLD SCIENTIFIC.
- Nielsen, P., y D. J. Hanslow (1991), Wave runup distributions on natural beaches, *Journal of Coastal Research*, 7(4), 1139–1152.
- Nielsen, P., S. Robert, B. Møller-Christiansen, y P. Oliva (2001), Infiltration effects on sediment mobility under waves, *Coastal Engineering*, 42(2), 105–114, doi:10.1016/S0378-3839(00)00051-X.
- O'Donoghue, T., y S. Wright (2004), Concentrations in oscillatory sheet flow for well sorted and graded sands, *Coastal Engineering*, 50(3), 117–138, doi:10.1016/j.coastaleng.2003.09.004.
- O'Donoghue, T., D. Pokrajac, y L. J. Hondebrink (2010), Laboratory and numerical study of dam-break-generated swash on impermeable slopes, *Coastal Engineering*, 57(5), 513–530, doi:10.1016/j.coastaleng.2009.12.007.
- O'Donoghue, T., G. A. Kikkert, D. Pokrajac, N. Dodd, y R. Briganti (2016), Intra-swash hydrodynamics and sediment flux for dam-break swash on coarse-grained beaches, *Coastal Engineering*, (112), 113–130, doi:10.1016/j.coastaleng.2016.03.004.
- Othman, I. K., T. E. Baldock, y D. P. Callaghan (2014), Measurement and modelling of the influence of grain size and pressure gradient on swash uprush sediment transport, *Coastal Engineering*, 83, 1–14, doi:10.1016/j.coastaleng.2013.09.001.
- Pedrozo-Acuña, A., y A. Torres-Freyermuth (2011), Sobre el uso de las ecuaciones de Navier–Stokes con el promedio de Reynolds en el campo de la ingeniería de costas, *Tecnología y ciencias del agua*, 2(2), 515–57.

- Pedrozo-Acuña, A., A. Torres-Freyermuth, Q. Zou, T.-J. Hsu, y D. E. Reeve (2010), Diagnostic investigation of impulsive pressures induced by plunging breakers impinging on gravel beaches, *Coastal Engineering*, 57(3), 252–266, doi:10.1016/j.coastaleng.2009.09.010.
- Pedrozo-Acuña, A., A. R. de Alegria-Arzaburu, A. Torres-Freyermuth, E. Mendoza, y R. Silva (2011), Laboratory investigation of pressure gradients induced by plunging breakers, *Coastal Engineering*, 58(8), 722–738, doi:10.1016/j.coastaleng.2011.03.013.
- Petti, M., S. Longo, y others (2001), Hydrodynamics in the swash zone, *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, 11(3).
- Pica Granados, . M. G. P. V. . M. E. B. E., Y. (1991), *Golfo de México y Mar Caribe: oceanografía geológica*, 3 – 30 pp., Ocenografía de mares mexicanos. AGT Ed.
- Pintado-Patiño, J. C., A. Torres-Freyermuth, J. A. Puleo, y D. Pokrajac (2015), On the role of infiltration and exfiltration in swash zone boundary layer dynamics, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, (120), 6329–6350, doi:dx.doi.org/10.1002/2015JC010806.
- Pintado-Patiño, J. C., J. A. Puleo, D. Krafft, y A. Torres-Freyermuth (en prep.), Swash zone dynamics and sediment flux under dambreak driven forcing: an experimental study, *para ser sometido a Coastal Engineering*.
- Pope, S. B. (2000), *Turbulent Flows*, 1st ed., Cambridge University Press.
- Postacchini, M., I. K. Othman, M. Brocchini, y T. E. Baldock (2014), Sediment transport and morphodynamics generated by a dam-break swash uprush: Coupled vs uncoupled modeling, *Coastal Engineering*, 89, 99–105, doi:10.1016/j.coastaleng.2014.04.003.
- Power, H. E., M. G. Hughes, T. Aagaard, y T. E. Baldock (2010), Nearshore wave height variation in unsaturated surf, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 115, C08,030, doi:10.1029/2009JC005758.
- Pritchard, D., y A. J. Hogg (2005), On the transport of suspended sediment by a swash event on a plane beach, *Coastal Engineering*, 52(1), 1–23, doi:10.1016/j.coastaleng.2004.08.002.
- Puleo, J. A., y K. T. Holland (2001), Estimating swash zone friction coefficients on a sandy beach, *Coastal Engineering*, 43(1), 25–40, doi:10.1016/S0378-3839(01)00004-7.
- Puleo, J. A., y A. Torres-Freyermuth (2015), The second international workshop on swash-zone processes, *Coastal Engineering*, doi:10.1016/j.coastaleng.2015.09.007.
- Puleo, J. A., y A. Torres-Freyermuth (2016), The second international workshop on swash-zone processes, *Coastal Engineering*, doi:10.1016/j.coastaleng.2015.09.007.
- Puleo, J. A., R. A. Beach, R. A. Holman, y J. S. Allen (2000), Swash zone sediment suspension and transport and the importance of bore-generated turbulence, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 105, 17,021–17,044, doi:10.1029/2000JC900024.
- Puleo, J. A., K. T. Holland, N. G. Plant, D. N. Slinn, y D. M. Hanes (2003), Fluid acceleration effects on suspended sediment transport in the swash zone, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 108, 3350, doi:10.1029/2003JC001943.

- Puleo, J. A., O. Mouraenko, y D. Hanes (2004), One-dimensional wave bottom boundary layer model comparison: Specific eddy viscosity and turbulence closure models, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 130(6), 322–325, doi:10.1061/(ASCE)0733-950X(2004)130:6(322).
- Puleo, J. A., R. V. Johnson, T. Butt, T. N. Kooney, y K. T. Holland (2006), The effect of air bubbles on optical backscatter sensors, *Marine Geology*, 230(1), 87–97, doi:10.1016/j.margeo.2006.04.008.
- Puleo, J. A., A. Farhadzadeh, y N. Kobayashi (2007), Numerical simulation of swash zone fluid accelerations, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 112, C07,007, doi:10.1029/2006JC004084.
- Puleo, J. A., J. Faries, M. Davidson, y B. Hicks (2010), A conductivity sensor for nearbed sediment concentration profiling, *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, 27(2), 397–408, doi:10.1175/2009JTECHO718.1.
- Puleo, J. A., T. Lanckriet, y P. Wang (2012), Near bed cross-shore velocity profiles, bed shear stress and friction on the foreshore of a microtidal beach, *Coastal Engineering*, 68, 6–16, doi:10.1016/j.coastaleng.2012.04.007.
- Puleo, J. A., T. Lanckriet, y C. Blenkinsopp (2014a), Bed level fluctuations in the inner surf and swash zone of a dissipative beach, *Marine Geology*, 349, 99–112, doi:10.1016/j.margeo.2014.01.006.
- Puleo, J. A., C. Blenkinsopp, D. Conley, G. Masselink, I. Turner, P. Russell, D. Buscombe, D. Howe, T. Lanckriet, R. McCall, y T. Poate (2014b), Comprehensive field study of swash-zone processes. i: Experimental design with examples of hydrodynamic and sediment transport measurements, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 140(1), 14–28, doi:10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000210.
- Puleo, J. A., T. Lanckriet, D. Conley, y D. Foster (2015), Sediment transport partitioning in the swash zone of a large-scale laboratory beach, *Coastal Engineering*, doi:10.1016/j.coastaleng.2015.11.001.
- Raubenheimer, B., y R. T. Guza (1996), Observations and predictions of run-up, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 101, 25,575–25,587, doi:10.1029/96JC02432.
- Raubenheimer, B., S. Elgar, y R. T. Guza (1998), Estimating wave heights from pressure buried in sand bed, *Journal of Waterways, Port, Coastal & Ocean Engineering*, pp. 151–154.
- Raubenheimer, B., S. Elgar, y R. T. Guza (2004), Observations of swash zone velocities: A note on friction coefficients, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 109, C01,027, doi:10.1029/2003JC001877.
- Ribberink, J. S., y A. A. Al-Salem (1995), Sheet flow and suspension of sand in oscillatory boundary layers, *Coastal Engineering*, 25(3), 205–225, doi:10.1016/0378-3839(95)00003-T.

- Rivera-Arriaga, E., L. Alpuche-Gual., M. Negrete-Cardoso., J. Nava-Fuentes., P. Lemus., y C. Arriaga-Zapeda (2012), Programa de Manejo Costero Integrado para el Saneamiento de la Bahía de San Francisco de Campeche.
- Rodi, W. (1980), *Turbulence models and their application in hydraulics: a state of the art review*, International Association for Hydraulic Research.
- Ruessink, B. G., M. G. Kleinans, y P. G. L. van den Beukel (1998), Observations of swash under highly dissipative conditions, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 103, 3111–3118, doi:10.1029/97JC02791.
- Ruessink, B. G., H. Michallet, P. Bonneton, D. Mouazé, L. Lara, Javier, A. Silva, Paulo, y P. Wellens (2013), Globex: wave dynamics on a gently sloping laboratory beach, en *7th International Conference on Coastal Dynamics*, pp. 1351 – 1362.
- Ruggiero, P., P. D. Komar, W. G. McDougal, J. J. Marra, y R. A. Beach (2001), Wave runup, extreme water levels and the erosion of properties backing beaches, *Journal of Coastal Research*, 17(2), 407–419.
- Ruggiero, P., R. A. Holman, y R. A. Beach (2004), Wave run-up on a high-energy dissipative beach, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 109, C06,025, doi:10.1029/2003JC002160.
- Ruju, A., J. L. Lara, y I. J. Losada (2014), Numerical analysis of run-up oscillations under dissipative conditions, *Coastal Engineering*, 86, 45–56, doi:10.1016/j.coastaleng.2014.01.010.
- S. Corvaro, E. S. (2014), Flow dynamics on a porous medium, *Coastal Engineering*, 91, 280–298, doi:10.1016/j.coastaleng.2014.06.001.
- Sanchez–Arcilla, A., I. Cáceres, L. van Rijn, y J. Grüne (2011), Revisiting mobile bed tests for beach profile dynamics, *Coastal Engineering*, 58(7), 583–593, doi:10.1016/j.coastaleng.2011.01.005.
- Schlichting, H. (1979), *Boundary-layer theory*, McGraw-Hill.
- Schlichting, H., y K. Gersten (2000), *Boundary-Layer Theory*, 8th ed., Springer.
- SEMARNAT-SGPA/DGIRA.DG./0974 (2008), Resolutivo del proyecto: Restitución de Playa para el Proyecto Campeche Playa, Golf, Marina y Spa Resort. Distrito Federal, México. Documento de acceso público.
- Senechal, N., G. Coco, K. R. Bryan, y R. A. Holman (2011), Wave runup during extreme storm conditions, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 116, C07,032, doi:10.1029/2010JC006819.
- Shen, M. C., y R. E. Meyer (1963), Climb of a bore on a beach part 3. run-up, *Journal of Fluid Mechanics*, 16(1), 113–125, doi:10.1017/S0022112063000628.
- Shih, T.-H., J. Zhu, y J. L. Lumley (1996), Calculation of wall-bounded complex flows and free shear flows, *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 23(11), 1133–1144, doi:10.1002/(SICI)1097-0363(19961215)23:11<1133::AID-FLD456>3.0.CO;2-A.

- Sleath, J. F. A. (1984), *Sea Bed Mechanics*, John Wiley & Sons Inc.
- Smith, E., P. Wang, y J. Zhang (2003), Evaluation of the cerc formula using large-scale laboratory data data, *Proceedings of Coastal Sediments 2003*.
- Sou, I. M., y H. Yeh (2011), Laboratory study of the cross-shore flow structure in the surf and swash zones, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 116, C03,002, doi: 10.1029/2010JC006700.
- Sou, I. M., E. A. Cowen, y P. L.-F. Liu (2010), Evolution of the turbulence structure in the surf and swash zones, *Journal of Fluid Mechanics*, 644, 193–216, doi: 10.1017/S0022112009992321.
- Steenhauer, K., D. Pokrajac, T. O'Donoghue, y G. A. Kikkert (2011), Subsurface processes generated by bore-driven swash on coarse-grained beaches, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 116, C04,013, doi:10.1029/2010JC006789.
- Steenhauer, K., D. Pokrajac, y T. O'Donoghue (2012), Numerical model of swash motion and air entrapment within coarse-grained beaches, *Coastal Engineering*, 64, 113–126, doi:10.1016/j.coastaleng.2012.01.004.
- Stockdon, H. F., R. A. Holman, P. A. Howd, y A. H. Sallenger Jr. (2006), Empirical parameterization of setup, swash, and runup, *Coastal Engineering*, 53(7), 573–588, doi: 10.1016/j.coastaleng.2005.12.005.
- Stockdon, H. F., D. M. Thompson, N. G. Plant, y J. W. Long (2014), Evaluation of wave runup predictions from numerical and parametric models, *Coastal Engineering*, 92, 1–11, doi:10.1016/j.coastaleng.2014.06.004.
- Sumer, B. M., A. Kozakiewicz, J. Fredsøe, y R. Deigaard (1996), Velocity and concentration profiles in sheet-flow layer of movable bed, *Journal of Hydraulic Engineering*, 122(10), 549–558, doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(1996)122:10(549).
- Svendsen, I. A. (1987), Analysis of surf zone turbulence, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 92, 5115–5124, doi:10.1029/JC092iC05p05115.
- Swart, D. H., E. W. Bijker, TU Delft: Civil Engineering and Geosciences, y TU Delft, Delft University of Technology (1974), Offshore sediment transport and equilibrium beach profiles.
- Tennekes, H., y J. L. Lumley (1972), *A First Course in Turbulence*, y first printing edition ed., The MIT Press.
- Thornton, E., T. Dalrymple, T. Drake, E. Gallagher, B. Guza, A. Hay, R. Holman, J. Kaihatu, T. Lippmann, y T. Ozkan-Haller (2000).
- Torres-Freyermuth, A., I. J. Losada, y J. L. Lara (2007), Modeling of surf zone processes on a natural beach using reynolds averaged navier stokes equations, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 112, C09,014, doi:10.1029/2006JC004050.
- Torres-Freyermuth, A., J. L. Lara, y I. J. Losada (2010), Numerical modelling of short- and long- wave transformation on a barred beach, *Coastal Engineering*, 57(3), 317–330, doi:10.1016/j.coastaleng.2009.10.013.

- Torres-Freyermuth, A., J. A. Puleo, y D. Pokrajac (2013), Modeling swash–zone hydrodynamics and shear stresses on planar slopes using reynolds averaged navier stokes equations, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 118(2), 1019–1033, doi:10.1002/jgrc.20074.
- Torres-Freyermuth, A., J. C. Pintado-Patiño, A. Pedrozo-Acuña, J. A. Puelo, y T. Baldock (en prep.), Runup uncertainty on beaches, *para ser sometido a Coastal Engineering*.
- Turner, I. L., y G. Masselink (1998), Swash infiltration-exfiltration and sediment transport, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 103, 30,813–30,824, doi:10.1029/98JC02606.
- Turner, I. L., y P. Nielsen (1997), Rapid water table fluctuations within the beach face: Implications for swash zone sediment mobility?, *Coastal Engineering*, 32(1), 45–59, doi:10.1016/S0378-3839(97)00015-X.
- Turner, I. L., P. E. Russell, y T. Butt (2008), Measurement of wave-by-wave bed-levels in the swash zone, *Coastal Engineering*, 55(12), 1237–1242, doi:10.1016/j.coastaleng.2008.09.009.
- van der Zanden, J., J. M. Alsina, I. Caceres, R. H. Buijsrogge, y J. S. Ribberink (2015), Bed level motions and sheet flow processes in the swash zone: Observations with a new conductivity–based concentration measuring technique (ccm+), *Coastal Engineering*, 105, 47–65, doi:10.1016/j.coastaleng.2015.08.009.
- van Gent, M. R. A. (1994), The modelling of wave action on and in coastal structures, *Coastal Engineering*, 22(3), 311–339, doi:10.1016/0378-3839(94)90041-8.
- Wang, Y.-H., y G.-H. Yu (2007), Velocity and concentration profiles of particle movement in sheet flows, *Advances in Water Resources*, 30(5), 1355–1359, doi:10.1016/j.advwatres.2006.11.012.
- Weir, F. M., M. G. Hughes, y T. E. Baldock (2006), Beach face and berm morphodynamics fronting a coastal lagoon, *Geomorphology*, 82(3), 331–346, doi:10.1016/j.geomorph.2006.05.015.
- Whitham, G. (1958), On the propagation of shock waves through regions of non-uniform area or flow, *Journal of Fluid Mechanics*, (4), 337–360.
- Wiles, P. J., T. P. Rippeth, J. H. Simpson, y P. J. Hendricks (2006), A novel technique for measuring the rate of turbulent dissipation in the marine environment, *Geophysical Research Letters*, 33(21), L21,608, doi:10.1029/2006GL027050.
- Willmott, C. J., S. G. Ackleson, R. E. Davis, J. J. Feddema, K. M. Klink, D. R. Legates, J. O'Donnell, y C. M. Rowe (1985), Statistics for the evaluation and comparison of models, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 90, 8995–9005, doi:10.1029/JC090iC05p08995.
- Wilson, K. C. (1987), Analysis of bed load motion at high shear stress, *Journal of Hydraulic Engineering*, 113(1), 97–103, doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(1987)113:1(97).
- Wright, L. D., y A. D. Short (1984), Morphodynamic variability of surf zones and beaches: A synthesis, *Marine Geology*, 56(1), 93–118, doi:10.1016/0025-3227(84)90008-2.

Zhang, Q., y P. L. F. Liu (2008), A numerical study of swash flows generated by bores, *Coastal Engineering*, 55(12), 1113–1134, doi:10.1016/j.coastaleng.2008.04.010.

Zhu, F., y N. Dodd (2015), The morphodynamics of a swash event on an erodible beach, *Journal of Fluid Mechanics*, 762, 110–140, doi:10.1017/jfm.2014.610.