



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

## PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

### “EFECTO DE LA PRESIÓN DE PORO EN LA ESTABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA EN DIQUES DE PIEZAS SUELTAS”

### TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

### MAESTRA EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL - HIDRÁULICA  
PRESENTA:

**DALILA RUIZ CAVAZOS**

TUTOR:

**DR. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN**



MÉXICO, D.F.

SEPTIEMBRE 2012



**Jurado Asignado:**

Presidente: Dr. Jesús Gracia Sánchez  
Secretario: Dr. Rodolfo Silva Casarín  
Vocal: Dr. Edgar Gerardo Mendoza Baldwin  
1er suplente: Dr. Adrián Pedrozo Acuña  
2do suplente: Ing. Héctor Juvencio Lopez Gutierrez

Lugar donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

NOMBRE

---

**FIRMA**



*A mis padres Jesús y Dalila,  
por la paciencia de tantos años y por la lucha diaria de formarme como buen ser humano.*

*A mis padrinos Luis y Lucy  
por mantenerse en mi camino y heredarme vestigios de "buena ingeniería".*



*A César por ayudar a levantarme cada vez que perdía el ánimo y la esperanza.  
Gracias por el apoyo incondicional y los consejos. TAM.*



## **AGRADECIMIENTOS**

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT), por el apoyo económico para la realización de mis estudios de maestría.

Al Dr. Rodolfo Silva por brindarme la oportunidad de seguir siendo parte del Grupo de Ingeniería de Costas y Puertos

Al Dr. Edgar Mendoza director de esta tesis por todo el tiempo que invirtió en mi, su paciencia mientras yo digería los resultados del experimento y sobre todo por su amistad.

A mis compañeros del Grupo de Costas y Puertos por las risas compartidas, por los consejos y las dudas resueltas. En especial a Angélica, Brayan, Chucho M., Gabo, Germán, Jaime, Monique, Sergio y Valeria por las mil y un platicas, historias, chistes, traumas, comida, café y demás que compartimos día a día. Los voy a extrañar muchísimo.

A los chicos del laboratorio en especial a Alejandro B., Alejandro R., Carlitos, Chucho P., Chucho M., Iván, José y Xavier, sin su ayuda hubiera sido una labor titánica mover sola un centímetro el espaldón, además de no tener precisión matemática en el ángulo del talud. Muchas gracias.

A mis amigos del alma que de forma directa o indirecta fueron participantes de esta tesis y que siempre se dieron el tiempo de preguntar cómo iba fluyendo el trabajo. Los quiero: Adriana, Anais, Ceci, Prieto, Sandra y Silva.



## Contenido

Lista de figuras .....	4
Lista de tablas .....	5
Resumen.....	6
INTRODUCCIÓN .....	10
Objetivos .....	14
Organización del trabajo .....	14
Introducción.....	15
Capítulo 1.- Estado del arte .....	15
Capítulo 2.- Metodología.....	15
Capítulo 3.- Resultados.....	15
Capítulo 4.- Caso de estudio .....	15
Capítulo 5.- Conclusiones y futuras líneas de investigación .....	15
1    Estado del arte .....	18
1.1    Método de Iribarren y Nogales .....	18
1.2    Modelo de Günbak y Gökce.....	20
1.3    Modelo de Pedersen y Burcharth.....	21
1.4    Modelo de Martin .....	22
1.5    Modelo de Pedersen .....	24
1.6    Acciones del oleaje sobre espaldones y sus efectos de escala en el laboratorio .....	25
1.7    Fuerzas sobre espaldones: Evaluación de formulaciones empíricas.....	26
1.8    Modelación numérica sobre espaldones de pared curva.....	26
1.9    Diques berma con espaldón.....	27
2    Metodología .....	32
2.1    Memoria de cálculo.....	33
2.1.1    Construcción del modelo .....	36
3    Series temporales de superficie libre del agua .....	44
3.1    Presiones ejercidas sobre el espaldón.....	55
3.1.1    Series temporales de presiones horizontales.....	55
3.2    Presión horizontal .....	57
3.2.1    Distribución de presiones horizontales sobre la estructura .....	57
3.2.2    Revisión de los registros obtenidos .....	59
3.2.3    Análisis estadístico.....	60
3.3    Subpresión .....	62
3.3.1    Distribución de presiones verticales bajo la estructura.....	62

3.3.2	Análisis estadístico.....	62
3.4	Comparación de resultados .....	67
3.5	Observaciones adicionales.....	69
3.5.1	Funcionamiento del espaldón .....	69
3.5.2	Coeficiente de seguridad.....	70
3.6	Método propuesto .....	70
3.6.1	Método con el promedio del tercio mayor de presiones máximas.....	71
3.6.2	Método de presiones totales .....	74
3.6.3	Método combinado .....	75
4	Descripción del sitio y estructura.....	80
4.1	Revisión del diseño .....	80
4.1.1	Memoria de cálculo .....	83
4.2	Propuesta de dique con espaldón .....	85
4.2.1	Memoria de cálculo .....	85
4.2.2	Consideraciones.....	87
5	CONCLUSIONES.....	92
5.1	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	92
	REFERENCIAS .....	94
	ANEXO 1 .....	96
	ANEXO 2 .....	102
	ANEXO 3 .....	121

## Lista de figuras

FIGURA 1. RECUPERACIÓN DE PLAYAS POR MEDIO DE ROMPEOLAS SUMERGIDOS (IZQ.) Y GENERACIÓN DE UNA ZONA DE ABRIGO CON EL USO DE UN DIQUE CON ESPALDÓN (DER.) .....	10
FIGURA 2. EJEMPLO DE ESPALDÓN, ISLA DE LA PALMA, ESPAÑA.....	11
FIGURA 1.1 ESQUEMA DE PRESIONES DE UNA OLA ROTA .....	18
FIGURA 1.2 ESQUEMA PROPUESTO POR GÜNBÄK Y GÖKCE.....	20
FIGURA 1.3 DATOS EXPERIMENTALES DE PEDERSEN Y BURCHARTH (1992) .....	22
FIGURA 1.4 DIAGRAMA DE PRESIONES, MARTIN (1994) .....	24
FIGURA 1.5 MODELO EXPERIMENTAL DE UN ESPALDÓN DE PARED CURVA (LI ET AL., 2011).....	27
FIGURA 1.6 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES HORIZONTALES (TOMADO DE TØRUM ET AL., 2012).....	28
FIGURA 1.7 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES VERTICALES (TOMADO DE TØRUM ET AL., 2012) .....	28
FIGURA 2.1 CANAL DE OLEAJE.....	32
FIGURA 2.2 SECCIÓN TIPO DEL DIQUE.....	33
FIGURA 2.3 RANGO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO .....	34
FIGURA 2.4 RANGO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO .....	35
FIGURA 2.5 CIMBRA DEL ESPALDÓN .....	37
FIGURA 2.6 DISPOSICIÓN DE SENSORES (DIMENSIONES EN METROS).....	38
FIGURA 2.7 SENSOR DE PRESIÓN .....	38
FIGURA 2.8 DISPOSICIÓN DE SENSORES DE NIVEL (SIN ESCALA) .....	38
FIGURA 2.9 SENSORES DE NIVEL.....	39
FIGURA 2.10 DISPOSICIÓN FINAL DEL EXPERIMENTO .....	40
FIGURA 2.11 CÁMARA DE ALTA VELOCIDAD MARCA FASTEC.....	40
FIGURA 3.1 POSICIÓN DE LOS SENSORES .....	45
FIGURA 3.2 RELACIÓN ENTRE LA ALTURA Y PERIODO DE OLA CON EL COEFICIENTE DE REFLEXIÓN. A) CICLO 1, B) CICLO 2, C) CICLO 3, D) CICLO 4 .....	47
FIGURA 3.3 RELACIÓN ENTRE $KH$ CON EL COEFICIENTE DE REFLEXIÓN POR ALTURA DE OLA. A) $H=8$ CM, B) $H=10$ CM, C) $H=12$ CM, D) $H=14$ CM, E) $H=16$ CM, F) $H=18$ CM.....	49
FIGURA 3.4 RELACIÓN ENTRE LA ALTURA Y PERIODO DE OLA CON EL COEFICIENTE DE TRANSMISIÓN. A) CICLO 1, B) CICLO 2, C) CICLO 3, D) CICLO 4.....	50
FIGURA 3.5 RELACIÓN ENTRE $KH$ CON EL COEFICIENTE DE TRANSMISIÓN POR ALTURA DE OLA. A) $H=8$ CM, B) $H=10$ CM, C) $H=12$ CM, D) $H=14$ CM, E) $H=16$ CM, F) $H=18$ CM.....	51
FIGURA 3.6 PRUEBA CORRESPONDIENTE AL CICLO 3 .....	52
FIGURA 3.7 RELACIÓN ENTRE LA ALTURA Y PERIODO DE OLA CON EL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN. A) CICLO 1, B) CICLO 2, C) CICLO 3, D) CICLO 4.....	53
FIGURA 3.8 RELACIÓN ENTRE $KH$ CON EL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN POR ALTURA DE OLA. A) $H=8$ CM, B) $H=10$ CM, C) $H=12$ CM, D) $H=14$ CM, E) $H=16$ CM, F) $H=18$ CM.....	54
FIGURA 3.9 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN FUNCIÓN DE LA OLA INCIDENTE (TOMADO DE MARTIN, 1999) .....	56
FIGURA 3.10 SERIES TEMPORALES DE PRESIONES HORIZONTALES EN LAS PRUEBAS DE LABORATORIO .....	56
FIGURA 3.11 DIFERENCIA ENTRE PRESIÓN MEDIDA Y PRESIÓN PSEUDO-HIDROSTÁTICA .....	57
FIGURA 3.12 EJEMPLOS DE DISTRIBUCIÓN DE PRESIÓN HORIZONTAL MÁXIMA SOBRE EL ESPALDÓN .....	58
FIGURA 3.13 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES A) JENSEN (1984), B) MARTIN (1994), C) BURCHARTH (1995), D) PEDERSEN (1996b).....	58
FIGURA 3.14 IMAGEN TOMADA POR LA CÁMARA DE ALTA VELOCIDAD.....	59
FIGURA 3.15 PRESIÓN HORIZONTAL PARA EL SEGUNDO CICLO DE PRUEBA.....	60
FIGURA 3.16 PRESIÓN HORIZONTAL PARA EL TERCER CICLO DE PRUEBA .....	61
FIGURA 3.17 PRESIÓN HORIZONTAL PARA EL CUARTO CICLO DE PRUEBA.....	62
FIGURA 3.18 PRESIÓN VERTICAL PARA EL PRIMER CICLO DE PRUEBA .....	63
FIGURA 3.19 PRESIÓN VERTICAL PARA EL SEGUNDO CICLO DE PRUEBA .....	64
FIGURA 3.20 PRESIÓN VERTICAL PARA EL TERCER CICLO DE PRUEBA.....	65
FIGURA 3.21 PRESIÓN VERTICAL PARA EL CUARTO CICLO DE PRUEBA.....	65

FIGURA 3.22 ENVOLVENTE DE PRESIONES MÁXIMAS .....	66
FIGURA 3.23 EJEMPLO DE AIRE ATRAPADO DURANTE LAS PRUEBAS .....	67
FIGURA 3.29 COMPARACIÓN ENTRE FORMULACIONES EMPÍRICAS Y MEDICIONES EXPERIMENTALES .....	68
FIGURA 3.24 ENVOLVENTE DEL PRIMER SENSOR PARA UN PERIODO DE 0.9 s.....	71
FIGURA 3.25 DISTANCIA DE LOS PUNTOS DE CÁLCULO .....	73
FIGURA 3.26 COMPARACIÓN ENTRE ÁREAS MEDIDAS Y CALCULADAS POR EL MÉTODO DE LA PRESIÓN SIGNIFICANTE.....	73
FIGURA 3.27 COMPARACIÓN ENTRE ÁREAS MEDIDAS Y CALCULADAS POR EL MÉTODO DE INTEGRACIÓN.....	75
FIGURA 3.28 COMPARACIÓN ENTRE ÁREAS MEDIDAS Y CALCULADAS POR EL MÉTODO COMBINADO .....	76
FIGURA 4.1 MAPA DE UBICACIÓN.....	80
FIGURA 4.2 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL DIQUE (MODIFICADO DE HUTCHINSON <i>ET AL</i> , 2010). .....	81
FIGURA 4.3 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SEGÚN GODA.....	81
FIGURA 4.4 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SOBRE EL DIQUE VERTICAL.....	84
FIGURA 4.5 ESQUEMA DE LA PROPUESTA .....	86
FIGURA 4.6 ESQUEMA DE LA NUEVA PROPUESTA .....	87
FIGURA 4.7 RÉGIMEN EXTREMAL DE ALTURAS DE OLA SIGNIFICANTE .....	88
FIGURA 4.8 PROBABILIDAD CONJUNTA DE ALTURA SIGNIFICANTE Y PERIODO MEDIO .....	88
FIGURA 4.9 OLA SIGNIFICANTE DE TORMENTA.....	89
FIGURA 4.10 PERIODO PICO DE TORMENTA.....	89

## Lista de tablas

TABLA 1. BUQUES PORTACONTENEDORES ENTRE 1968 Y 2006 (FREIRE Y GONZÁLEZ, 2009) .....	10
TABLA 2. PUERTOS QUE IMPLEMENTARON EL USO DEL ESPALDÓN .....	12
TABLA 1.1 RANGOS DE APLICACIÓN DEL MÉTODO DE PEDERSEN (1996A) .....	25
TABLA 2.1 FÓRMULAS DE PRESIONES Y RANGO DE APLICACIÓN .....	36
TABLA 2.2 PRESIONES ACTUANTES.....	36
TABLA 3.1 RESUMEN DE RESULTADOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES.....	68
TABLA 3.2 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO POR CICLO DE PRUEBA.....	69
TABLA 3.3 COEFICIENTES DE SEGURIDAD POR VOLTEO Y DESLIZAMIENTO .....	70
TABLA 3.4 VALORES DE $KH$ DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES.....	71
TABLA 3.5 COEFICIENTES DE AJUSTE DEL MÉTODO DE PRESIÓN SIGNIFICANTE .....	72
TABLA 3.6 COEFICIENTES DE AJUSTE DE MÉTODO DE INTEGRACIÓN.....	74
TABLA 3.7 COEFICIENTES DE AJUSTE DEL MÉTODO COMBINADO PARA $Fr/H=0.25$ .....	75
TABLA 3.8 COEFICIENTES DE AJUSTE DEL MÉTODO COMBINADO PARA $Fr/H = -0.125$ .....	76
TABLA 4.1 RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LA ESTIMACIÓN DEL EMPUJE SOBRE EL DIQUE VERTICAL .....	83
TABLA 4.2 RESUMEN DE FUERZAS Y CENTROIDES .....	84
TABLA 4.3 DIMENSIONES DEL ESPALDÓN .....	85
TABLA 4.4 RESUMEN DE PRESIONES.....	86
TABLA 4.5 SUMATORIA DE FUERZAS Y MOMENTOS .....	86
TABLA 4.6 VALORES EXPERIMENTALES.....	87

## Resumen

La protección de la zona costera depende, en gran medida, de la construcción de estructuras capaces de mitigar los efectos adversos que el mar ejerce sobre la playa o los complejos portuarios. De modo que entender los procesos que ocurren debido a la presencia de rompeolas permite a los proyectistas proponer diseños que se adapten de una forma eficiente al medio, sean seguros, económicamente óptimos y cumplan con su función.

Los rompeolas de piezas sueltas son los más ampliamente utilizados a nivel mundial, sin embargo, existe una tipología poco recurrida en México que combina la resistencia por peso propio y trabazón de las piezas de un talud con un refuerzo de un bloque monolítico de concreto conocida como dique con espaldón. Los usos de un espaldón se extienden a ámbitos tanto estructurales como económicos, ecológicos y sociales. Principalmente, atenúan los efectos del oleaje al inducir la rotura, sin embargo, bajo condiciones de tormenta impiden el rebase del agua hacia la zona protegida. También proveen de un acceso al dique a través de la base del espaldón para facilitar maniobras de reparación o para uso de la sociedad al brindar un espacio de recreación.

Cuando un tren de olas se propaga desde aguas profundas hacia la costa y se encuentra con un dique con espaldón, sufre un fenómeno conocido como peraltamiento (al reducirse la profundidad la altura de ola aumenta) que provoca su rotura. La ola al romper disipa parte de su energía, la energía restante permite que una lámina de agua ascienda sobre el talud; esta lámina es la que ejerce fuerzas horizontales sobre la pared vertical del espaldón. Otra parte del flujo se filtra a través de las piezas que conforman el talud y es el responsable de las fuerzas verticales sobre la base del espaldón.

Aun siendo una tipología empleada en numerosos sitios, la estimación de las presiones en sentido vertical que el oleaje ejerce sobre la base del espaldón se realiza de manera muy simplificada y con base en hipótesis empíricas; es por ello que se en el Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM se desarrolló una metodología experimental dirigida a determinar las solicitaciones a las que está sujeto un dique con espaldón, así como los parámetros hidráulicos derivados de la interacción oleaje-estructura. Con base en los valores medidos, se propone una metodología de cálculo que responde de mejor manera a la física hallada en el modelo experimental.

Finalmente el dique vertical que se construyó frente a la regasificadora Costa Azul en Baja California, México se utiliza para ejemplificar la importancia de realizar un correcto estudio oceanográfico previo al diseño y selección del tipo de rompeolas, así como para demostrar las ventajas del uso de un dique con espaldón por medio de la comparación entre ambos diques.



## **INTRODUCCIÓN**



## INTRODUCCIÓN

La diversidad de estructuras de protección costera es muy amplia, existen diques con distintas geometrías (verticales, en talud, con berma), tamaños relativos (rebasables, no rebasables, sumergidos) y materiales (concreto, roca, piezas prefabricadas), cada una es capaz de resolver un grupo de necesidades del medio costero como por ejemplo, la recuperación de playas o la generación de una zona de abrigo (Figura 1), sin embargo, una situación determinada puede tener más de una solución y dado que cada tipología es sometida a diferentes solicitaciones por parte del oleaje, es indispensable, para el proyectista, conocer a detalle los procesos que determinan el funcionamiento y los valores de diseño de cada estructura.



**Figura 1.** Recuperación de playas por medio de rompeolas sumergidos (izq.) y generación de una zona de abrigo con el uso de un dique con espaldón (der.)

Por otro lado, el transporte marítimo ha ido en aumento a nivel mundial y con ello las dimensiones de las embarcaciones, todo con el fin de maximizar el volumen de los bienes transportados y minimizar el número de buques necesarios. Un puerto que ofrezca una profundidad de operación óptima para dichos buques debe ampliar sus áreas de navegación y atraque hacia mayores profundidades y, debido a los altos costos que implicaría el dragado de las dársenas en aguas someras, la tendencia mundial es que los puertos avancen mar adentro. El desplante de una estructura en cotas más profundas ocasiona una exposición de la estructura a mayores solicitaciones y un aumento en el volumen de material utilizado para la construcción que se traduce en un aumento de los costos de proyecto.

La Tabla 1 (Faire y González, 2009) muestra el aumento de las dimensiones de los buques y su capacidad de carga en el tiempo.

**Tabla 1.** Buques portacontenedores entre 1968 y 2006 (Freire y González, 2009)

Año	1968	1972	1980	1987	1997	1999	2006
TEU	750	1.500	3.000	4.500	5.500	8.000+	13.640
Manga (m)	20,6	29	32	39	41	43	56
Eslora (m)	131	225	275	325	345	345	398
Calado (m)	9,0	11,5	12,5	13,5	14,1	14,5	16,0

En este sentido, el presente trabajo propone aportar criterios para la optimización del diseño de una tipología de estructura capaz de soportar las solicitaciones antes mencionadas y que a la vez brinde un estado de mar seguro a las embarcaciones.

La tipología consiste en un dique de piezas sueltas que trabajan por peso y trabazón, como la roca o piezas prefabricadas de concreto, en cuya corona se desplanta una pieza de concreto monolítica en forma de "L" (Figura 2) que se utiliza como refuerzo para impedir el rebase del oleaje hacia aguas protegidas que requieren condiciones de calma como son por ejemplo las dársenas de los puertos.

Los diques de piezas sueltas con espaldón son poco utilizados en Latinoamérica, por lo tanto existe poco conocimiento sobre los beneficios que brindan en aspectos relativos a la ingeniería, economía y a la sociedad y, aún cuando en otros continentes son más comunes, se tiene poco conocimiento científico respecto de su interacción con el oleaje.



**Figura 2.** Ejemplo de espaldón, Isla de la Palma, España

Para asegurar el funcionamiento hidráulico del espaldón se debe mantener la condición de rotura sobre el talud, es decir, un espaldón trabaja resistiendo únicamente las presiones de la lámina de agua en ascenso posterior a la rotura de la ola, sin embargo, no es esta la única función para la que se les construye.

Como se mencionó antes, un dique con espaldón proporciona condiciones de calma dentro del complejo portuario. Entre las ventajas que implica su utilización también se tiene el ahorro de costos de material de acarreo al sustituir un determinado volumen por una pieza de concreto, lo cual adquiere mayor relevancia si se considera que el costo de la roca a nivel nacional ha aumentado debido a la escasez de canteras de calidad adecuada. En 1999 el precio en pesos por tonelada de roca era aproximadamente de \$26.89, para el año 2008 aumentó a \$44.42 la tonelada. En el 2011 el precio por tonelada oscila entre \$83.

Otra ventaja del uso del espaldón es la posibilidad de contar con una vía de acceso sobre el dique que facilita las maniobras de reparación de la subestructura o la misma superestructura, incluso se puede trasladar maquinaria para hacer algún reacomodo de las piezas del talud.

Al hacer una buena planeación de la ubicación y dimensionamiento de la estructura, los espaldones pueden brindar a la sociedad un espacio recreativo al convertir su base en un paseo marítimo para el esparcimiento de la población.

Algunos ejemplos de puertos mundiales que han implementado el uso de este tipo de estructuras se muestran en la Tabla 2.

**Tabla 2.** Puertos que implementaron el uso del espaldón

<ul style="list-style-type: none"> <li>• Puerto de Limbe en Camerún</li> </ul>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Puerto Oriel en Irlanda</li> </ul>	

<ul style="list-style-type: none"> <li>• Puerto Civitavecchia en Italia</li> </ul>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Puerto de Zeebrugge en Bélgica</li> </ul>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Puerto de Gijón en España</li> </ul>	

El diseño de un espaldón considera dos tipos de presiones ejercidas por el oleaje y cada una de ellas gobierna según las características del dique y del estado de mar. La presión dinámica ejercida por el oleaje podría considerarse la de mayor impacto, sin embargo, el mar también ejerce una

presión pseudo-hidrostática en ambos lados de la estructura, la distribución no es del mismo orden que la presión hidrostática que se presenta en la cortina de una presa, por ejemplo.

El empuje producido por la oscilación del agua que se presenta entre las piezas del talud y la base del espaldón es conocido como subpresión y en muchas ocasiones no es considerado con la importancia que requiere.

Existen metodologías de cálculo para la determinación de las fuerzas sobre un espaldón, algunos no consideran las fuerzas verticales y otros suponen una distribución lineal de las presiones a lo largo de la base.

Es por ello que este trabajo se enfoca en la determinación de la distribución de presiones en sentido vertical sobre un espaldón bajo distintos estados de mar y distintas cotas de cimentación de la superestructura. El trabajo se apoya en el diseño experimental de un modelo a escala sobre el cual se registran las presiones verticales y horizontales que posteriormente se analizan para obtener una ecuación que describa con mayor precisión su distribución para determinar los momentos actuantes sobre la estructura.

## Objetivos

En el sentido que no existe una formulación universalmente aceptada para el cálculo de subpresiones, en el desarrollo del presente trabajo se fijaron los siguientes objetivos:

- Hacer una revisión del Estado del Arte existente para el diseño de diques con espaldón para determinar la metodología que se apegue con mayor precisión a la física.
- A través de un modelo experimental, obtener la distribución de presiones verticales ejercidas sobre un dique con espaldón de un tren de ondas que se propaga desde aguas profundas dentro de un medio poroso que a su vez debilita la onda incidente.
- Demostrar que la distribución de la subpresión a lo largo de la base del espaldón no es lineal.
- Comparar el coeficiente de reflexión y transmisión que actúa en cada condición de oleaje y para cada geometría del dique.
- Con base en los resultados obtenidos en el laboratorio, proponer una metodología de cálculo para la estimación de las fuerzas verticales actuantes.

## Organización del trabajo

Para un mejor entendimiento del trabajo y cumplimiento de los objetivos se ha organizado la tesis de la siguiente manera:

## **Introducción**

Se presenta una breve introducción de las ventajas que implica el uso de estructuras tipo espaldón para la protección costera.

## **Capítulo 1.- Estado del arte**

Se presenta una revisión de las metodologías de cálculo existentes, así como de trabajos relacionados con esta tipología de estructuras.

## **Capítulo 2.- Metodología**

Se describe la metodología utilizada para el diseño y cálculo del prototipo del dique, así como la construcción del mismo. Se detalla el funcionamiento del canal de oleaje y equipo utilizado como son los sensores de nivel, sensores de presión y cámara de alta velocidad.

## **Capítulo 3.- Resultados**

Se describen los resultados obtenidos tanto de sensores de nivel como de sensores de presión. Se propone una metodología de cálculo de la distribución de presiones verticales a través de una ecuación obtenida con base en los resultados de laboratorio.

## **Capítulo 4.- Caso de estudio**

Se presenta el caso de un dique vertical en las costas de Baja California, México y se propone el uso de una estructura tipo espaldón para cubrir las necesidades del sitio.

## **Capítulo 5.- Conclusiones y futuras líneas de investigación**

Se presentan las conclusiones obtenidas después del análisis de datos experimentales y se indican algunas futuras líneas de investigación.

**CAPÍTULO 1**  
**ESTADO DEL ARTE**



## 1 Estado del arte

A nivel mundial, el uso de diques con espaldón es escaso si se compara contra otras tipologías. A su vez, las investigaciones relativas al tema son limitadas, es por ello que en este capítulo se presenta una revisión de las metodologías existentes para la determinación del diseño final de una estructura con espaldón, así como de trabajos realizados en los años recientes acerca de esta tipología.

A nivel de guía conceptual, se plantea la idea general de cada autor para mencionar las ventajas y desventajas de cada estudio.

### 1.1 Método de Iribarren y Nogales

La primera propuesta que se hizo para el diseño de un dique con espaldón se debe a Iribarren y Nogales (1964) quienes tomaron como base mediciones de campo. El método que describen para el cálculo de presiones horizontales es gráfico, con valores que dependen de la amplitud del oleaje.

Es necesario definir la nomenclatura utilizada por Iribarren y Nogales (1964) ya que en la práctica común no se utiliza, ellos denomina  $A$  a la altura de ola,  $h$  a la amplitud de ola y  $H$  a la profundidad de desplante de la estructura. La Figura 1.1 muestra el esquema donde se observa la relación de distancias utilizadas para la determinación de las presiones a las que está sometido el espaldón.

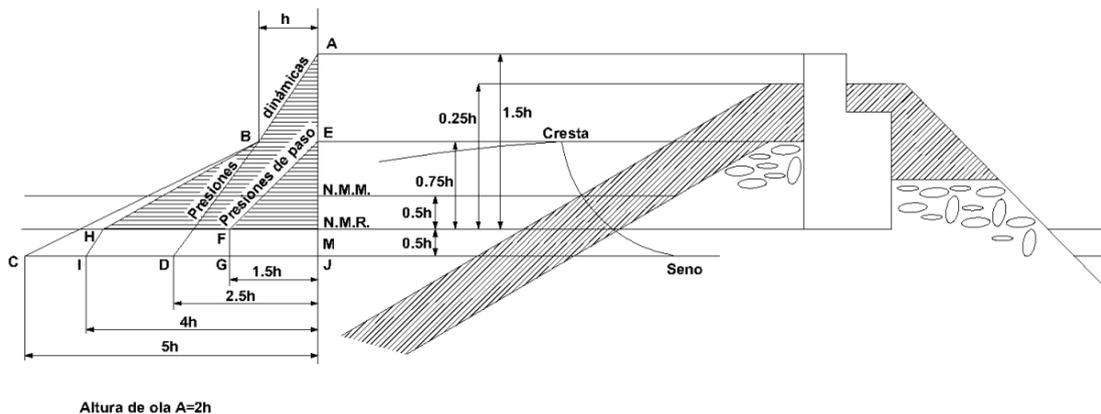


Figura 1.1 Esquema de presiones de una ola rota

Los autores coinciden que el método es aproximado y definen  $H=h$ , por lo que determinan que la máxima velocidad horizontal del agua en la corona del enrocamiento es:

$$V_h = C = \sqrt{gh} \quad (1.1)$$

La altura representativa de la presión en la corona del enrocamiento es:

$$EB = 2 \frac{V^2 h}{2g} = h \quad (1.2)$$

Por otro lado, la velocidad vertical de las partículas se define como:

$$V_v = \sqrt{2g2h} \quad (1.3)$$

La velocidad resultante en la parte baja del espaldón es:

$$V = \sqrt{V_h^2 + V_v^2} = \sqrt{gh + 4gh} = \sqrt{5gh} \quad (1.4)$$

La altura del triángulo de presiones cuando ocurre el valle de la ola es:

$$JC = 2 \frac{v^2}{2g} = 5h \quad (1.5)$$

La consideración que hacen respecto del efecto de la escollera es la reducción de un 50 % de la presión, quedando definida por la recta *ABD* de la Figura 1.1, debido a la reflexión instantánea por la pared vertical, la recta *AM* es igual a  $1.5A$ , definiendo la ley total de presiones como la línea *ABHI*. Según los autores, la cota de desplante del espaldón es siempre al nivel del mar, por lo que las presiones ejercidas sobre la estructura se definen a partir de la línea *ABH*. A manera de recomendación, los autores plantean la consideración del empuje por parte de la escollera sobre ambas caras del espaldón, cuya estabilidad debe comprobarse por medio de los empujes totales por volteo y deslizamiento.

A pesar del uso de espaldones desde varias décadas antes de la publicación del trabajo, Iribarren y Nogales (1964) fueron los primeros investigadores en estudiar los fenómenos que ocurren en este tipo de estructuras con el fin de desarrollar una metodología para mejorar la calidad de las estructuras al considerar el desempeño de las mismas.

El método, al ser pionero en el diseño de espaldones, presenta desventajas que en la práctica actual lo consideran obsoleto por los grandes errores de cálculo que se derivan.

La desventaja principal de este método es la hipótesis de simultaneidad entre las presiones de impacto (dinámicas) y las producidas por el ascenso del agua (pseudo-hidrostática). Los autores también proponen que el valle de la ola produce un empuje equivalente a 5 veces la amplitud de ola, lo cual no necesariamente ocurre ya que la distribución de presiones horizontales se modifica por efectos de la roca del talud. Por último, la subpresión no es considerada dentro del método de cálculo.

Como ventaja del modelo se tiene su fácil aplicación que, a su vez, permite conocer de manera preliminar los empujes actuantes sobre la estructura.

## 1.2 Modelo de Günbak y Gökce

Günbak y Gökce (1984) propusieron una metodología en la cual consideran que la lámina de agua en ascenso forma un ángulo de  $15^\circ$  con el talud de roca, de donde se obtiene la elevación y que representa la altura máxima de dicha lámina si el talud fuera infinitamente largo.

En el panel superior de la Figura 1.2 se observan las dimensiones de la lámina de agua en ascenso, mientras que el panel inferior muestra la distribución de presiones propuesta por los autores; donde  $P_m$  es la presión de choque y  $P_h$  es la presión cuasi-hidrostática.

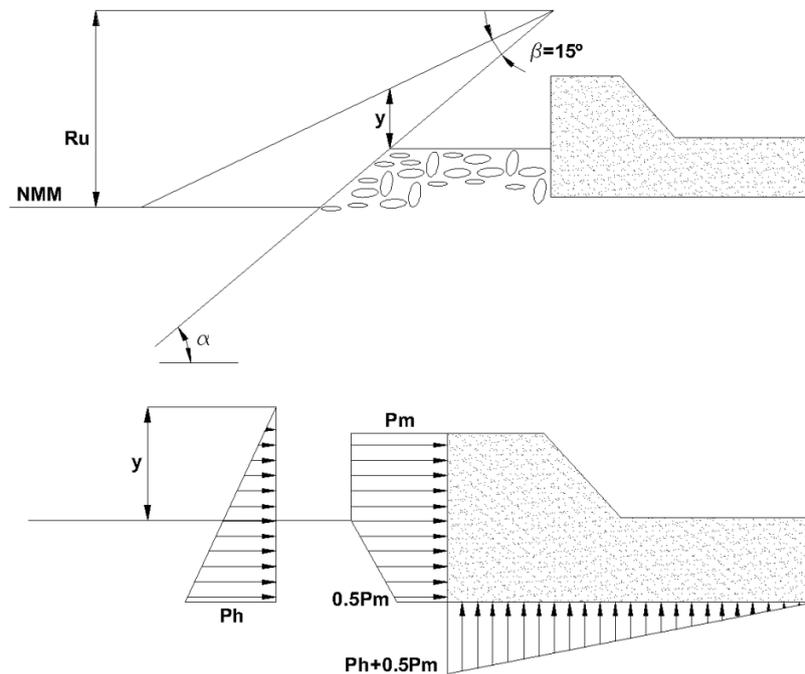


Figura 1.2 Esquema propuesto por Günbak y Gökce

Las presiones propuestas y el ancho de la lámina de agua se determinan como:

$$P_m = \frac{\rho g (\sqrt{gy})^2}{2g} = 1,03 \frac{y}{2} \quad (1.6)$$

$$P_h = \rho g (y + c - z) \quad (1.7)$$

$$y = \frac{(Ru - c)}{\text{Sen} \alpha} \frac{\text{Sen} \beta}{\text{Cos}(\alpha - \beta)} \quad (1.8)$$

Donde  $c$  es la cota de la berma que protege al espaldón respecto del nivel medio del mar,  $\beta$  es el ángulo formado por la lámina de agua en ascenso,  $\alpha$  es el ángulo del talud del dique y  $z$  es la cota respecto del nivel medio del mar del punto donde se desea realizar el cálculo.

$Ru$  es el ascenso máximo de la lámina de agua que se calcula con las siguientes expresiones:

$$Ru = 0.4\varepsilon H \quad \text{si } \varepsilon < 2.5 \quad (1.9)$$

$$Ru = H \quad \text{si } \varepsilon > 2.5 \quad (1.10)$$

donde

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{g}{2\pi H} T \tan \alpha} \quad (1.11)$$

Günbak y Gökce (1984) consideran la distribución de presiones verticales por debajo de la estructura a través de una ley triangular, donde el extremo expuesto del espaldón tiene un valor igual a  $P_h + 0.5P_m$  y cero en el extremo protegido. La selección de los valores para definir la subpresión no es presentada por los autores.

El método define dos tipos de distribución, la presión cuasi-hidrostática y la de choque (dinámica), que, a su vez y por efecto de la protección de las rocas, se estima con un factor de reducción del 50 % de manera similar al método de Iribarren y Nogales (1964), sin embargo, no se especifica el fundamento para fijar el porcentaje de reducción.

La novedad de este método es la determinación de las subpresiones, sin embargo, es claro que ante la incertidumbre en el cálculo de éstas, los autores proponen un valor conservador.

La ventaja del método es la fácil determinación de los parámetros para el cálculo de presión, también cuenta con una mayor precisión respecto al primer método ya que considera distintos fenómenos, sin embargo, queda la incertidumbre respecto a la estimación de las presiones verticales.

### 1.3 Modelo de Pedersen y Burcharth

El modelo propuesto por Pedersen y Burcharth (1992) fue desarrollado a partir de trabajo experimental para determinar las fuerzas que actúan sobre un espaldón sobre un dique de piezas sueltas. Los autores estudiaron con detalle los parámetros que consideran que afectan directamente las fuerzas horizontales como la longitud de onda, altura de ola significativa, altura de la berma de escollera, ancho de la berma de escollera y altura de la pared vertical del espaldón. A partir de los ensayos de laboratorio, los autores determinaron que el ancho de la berma tiene poca influencia sobre la fuerza resultante, por otro lado obtuvieron que la variación de las fuerzas se relaciona de manera lineal con la altura de ola de diseño y que la longitud de onda es un factor que en gran medida define la estimación de las fuerzas.

Los resultados corresponden a un oleaje irregular propagado en el laboratorio, por lo que se asocian junto con el modelo a un estudio de probabilidad de ocurrencia de los parámetros. En el método se utiliza la fuerza con probabilidad de ocurrencia de 0.1 %.

$$\frac{F_{0.1\%}}{\rho g h_f L_p} = a \left( \frac{H_s}{A_c} + b \right) \quad (1.12)$$

Donde  $\rho g$  es el peso específico del agua,  $h_f$  la altura total del espaldón,  $L_p$  la longitud de onda pico del espectro,  $H_s$  la altura de ola significativa y  $A_c$  la altura de la berma medida desde el nivel medio del mar. Los parámetros  $a$  y  $b$  obedecen a los resultados experimentales que se muestran en la Figura 1.3 (tomada de Pedersen y Burcharth, 1992).

El método propuesto no considera la subpresión, además, define una fuerza con probabilidad de 0.1 % que no necesariamente responde a las necesidades de servicio últimos y límites de una estructura, siendo poco práctico para los ingenieros al momento del diseño del espaldón ya que los autores no determinan una distribución de presiones que sea de utilidad para determinar los coeficientes de seguridad.

El uso de oleaje irregular implica una ventaja sobre el resto de las metodologías al apearse más a la dinámica marina.

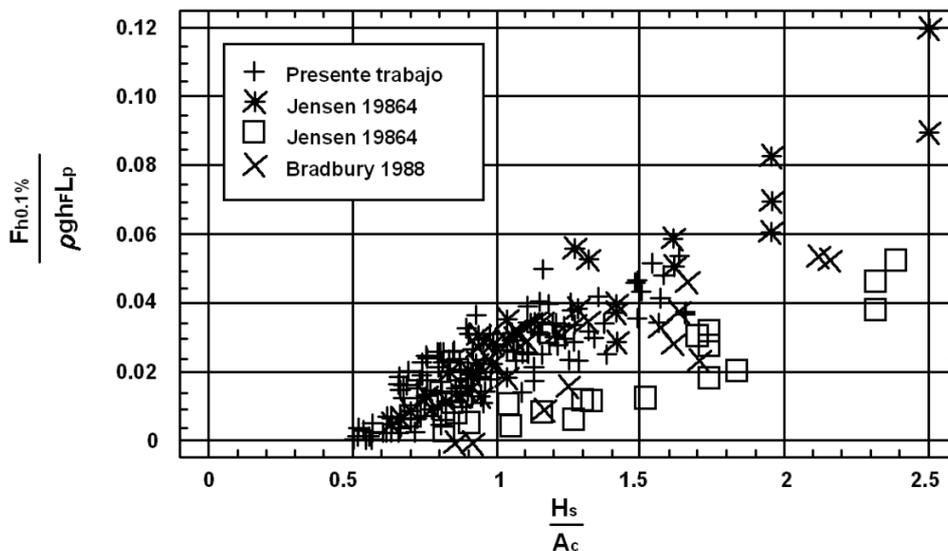


Figura 1.3 Datos experimentales de Pedersen y Burcharth (1992)

### 1.4 Modelo de Martin

El modelo de Martin (1994) determina las presiones actuantes sobre un espaldón a partir de las solicitaciones de una ola rota, por lo tanto no considera las presiones de impacto directamente sobre el monolito de concreto. El método únicamente aplica a espaldones desplantados sobre diques de piezas sueltas en cuyo talud la ola rompe o también es aplicable en casos donde la ola rompe previo a su llegada al talud. El autor propone una relación entre parámetros geométricos e

hidráulicos para verificar que la ola no rompa sobre el espaldón y poder asegurar que las solicitaciones a las cuales está sometida la estructura sean únicamente debidas a la lámina de agua en ascenso y descenso.

Martin (1994) asegura que las presiones dinámicas y pseudo-hidrostáticas son causadas por distintos fenómenos y no son simultáneas, por lo que propone el cálculo por separado de ambas. La subpresión queda determinada a partir de la selección de la presión horizontal que genere la mayor solicitación a la estructura.

El cálculo inicia con la determinación del valor del ascenso máximo del agua sobre el talud el cual facilita la estimación del ancho de la lámina de agua sobre la corona de escollera:

$$s = H \left( 1 - \frac{A_c}{R_u} \right) \quad (1.13)$$

donde  $A_c$  es la cota de coronación de la escollera.

La distribución de presiones dinámicas es constante entre  $A_c$  y  $A_c+s$  con un valor igual a  $\alpha pgs$ , donde  $\alpha$  es función del ascenso máximo y del ángulo del talud del dique respecto del fondo, por lo que contiene la información de la celeridad de aproximación de la lámina de agua de ancho  $s$  (Martin, 1994).

$\alpha$  se define por la siguiente expresión:

$$\alpha = 2 \frac{R_u}{H} \cos^2 \beta \quad (1.14)$$

Donde el Run-up se determina a partir del método de Losada y Giménez-Curto (1981):

$$\frac{Ru}{H} = Au \left( 1 - e^{-Bu/r} \right) \quad (1.15)$$

Para diques homogéneos Silva *et al.* (1998) propusieron las siguientes ecuaciones:

$$Au = -4.706n + 3.293 \quad (1.16)$$

$$Bu = -1.569n + 0.038 \quad (1.17)$$

El autor considera una reducción de la presión dinámica debida a la protección que ejerce la escollera sobre el espaldón, sin embargo admite que la determinación del porcentaje de reducción es de carácter complejo debido a los múltiples factores de los cuales depende como la porosidad, velocidad del flujo, ancho de escollera, entre otros. Basado en los estudios de Günbak y Gökce (1984), propone un coeficiente de reducción  $\lambda$  que actúa a lo largo de la pared vertical protegida por la escollera de forma constante con valor igual a  $\lambda \alpha pgs$ , desde la cimentación de la superestructura hasta la cota  $A_c$ .

La distribución de presiones horizontales se basa en estudios de laboratorio que muestran una analogía con la ley de presión hidrostática que se utiliza en la hidráulica básica únicamente considerando un factor  $\mu$ :

$$P_h(Z) = \mu \rho g (s + A_c - Z) \quad (1.18)$$

Como se mencionó anteriormente, el valor de la subpresión queda definido a partir de la comparación entre la presión dinámica y la pseudo-hidrostática en el extremo expuesto, a diferencia del extremo protegido que tiene valor nulo.

La Figura 1.4 muestra el diagrama de presiones según el autor y la región en la que actúa cada una de ellas.

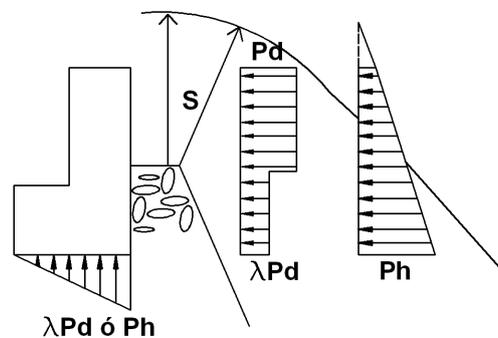


Figura 1.4 Diagrama de presiones, Martin (1994)

Al ser la metodología más reciente para el diseño de espaldones, el modelo de Martin (1994) combina el conocimiento de los trabajos anteriores y la investigación del propio autor para desarrollar una mayor precisión al momento de calcular las presiones. Si bien, Losada *et al.* (1993) habían encontrado, a partir de una solución teórica y lineal, una distribución parabólica de las presiones verticales Martin (1994) asegura que el valor obtenido con dicha distribución y la lineal son muy cercanos. De modo que aun existe incertidumbre respecto de las presiones verticales y la suposición de que la distribución es lineal y el valor máximo dependiente de las presiones horizontales, puede estar lejos de la realidad.

## 1.5 Modelo de Pedersen

Pedersen (1996a) desarrolló un modelo semi-empírico basado en los estudios de Günbak y Gökce (1984) con la finalidad de mejorar el modelo de Pedersen y Burcharth (1992) mediante la combinación de un análisis paramétrico de los resultados de pruebas de laboratorio. El autor dedujo que las fuerzas máximas son generadas por impactos de las olas directamente sobre la estructura, por lo tanto la formulación que presenta a partir de los ensayos experimentales, es la estimación para un estado de mar determinado, de la fuerza horizontal, los momentos y la presión vertical con una probabilidad de excedencia del 0.1 %:

$$Fh_{0.1\%} = 0.21 \sqrt{\frac{L_{0m}}{B}} \left( 1.6 p_m \cdot y_{eff} + V \cdot \frac{p_m}{2} \cdot h_{prot} \right) \quad (1.19)$$

$$M_{0.1\%} = 0.55 \cdot (h_{prot} + y_{eff}) \cdot Fh_{0.1\%} \quad (1.20)$$

$$Pb_{0.1\%} = 1 \cdot V p_m \quad (1.21)$$

El ascenso máximo se determina mediante la siguiente ecuación:

$$Ru_{0.1\%} = 0.9 \cdot Ru_{2\%} \quad (1.22)$$

La validez de los estudios de Pedersen se limita a los rangos mostrados en la Tabla 1.1 (Pedersen, 1996a):

Tabla 1.1 Rangos de aplicación del método de Pedersen (1996a)

$\xi_m$	1.1-4.2
$H_s/A_c$	0.5-1.5
$R_c/A_c$	1.0-2.6
$A_c/B$	0.3-1.1
$Cot \alpha$	1.5-3.5

La ecuación para estimar la presión en la base del espaldón es simple:

$$Pb_{0.1\%} = 1 \cdot V p_m \quad (1.23)$$

$$pm = g \rho_w (Ru_{0.1\%} - A_c) \quad (1.24)$$

## 1.6 Acciones del oleaje sobre espaldones y sus efectos de escala en el laboratorio

El estudio de Martínez (2001) determina las fuerzas horizontales, verticales y efectos de escala en el laboratorio para diques de piezas sueltas con espaldón para desarrollar una herramienta de diseño de la superestructura como función de las condiciones de carga sobre el espaldón.

Los resultados obtenidos fueron tres series de datos medidos sobre un modelo del Dique Príncipe de Asturias en el puerto de Gijón. La primera serie corresponde a datos medidos sobre el dique real, la segunda corresponde a datos medidos en el laboratorio a escala 1:90 y la tercera a datos medidos en el laboratorio a escala 1:18.4.

Martínez (2001) validó, a partir de los datos de laboratorio, el método de Martin (1994) para el cálculo de fuerzas horizontales en diques permeables, sin embrago, para el caso de diques impermeables la autora recomienda un ajuste del parámetro  $\mu$ .

En cuanto a la determinación de la presión vertical, Martínez (2001) plantea que existen distintos factores que afectan la evolución de la distribución de presiones a lo largo de la base del espaldón, del mismo modo, destacó que es inadecuado suponer una presión nula en la parte protegida de la estructura.

El trabajo presentado aporta un método para el diseño de ensayos experimentales donde la autora pretende disminuir los efectos de escala al mismo tiempo que incluye los factores mencionados en los párrafos anteriores.

### **1.7 Fuerzas sobre espaldones: Evaluación de formulaciones empíricas**

Camus y Guillén (2004) implementaron una guía para brindar a los proyectistas un panorama de ventajas y desventajas de cuatro modelos para el cálculo de las presiones sobre un dique de piezas sueltas con espaldón. El trabajo se basa en la comparación de resultados medidos en modelos hidráulicos correspondientes a cuatro rompeolas existentes en España contra las formulaciones empíricas de cuatro autores.

Los modelos fueron desarrollados y probados en el Centro de Estudios de Puertos y Costas en Madrid (CEDEX), el diseño de cada uno de ellos fue establecido mediante la ley de Froude y el número de estabilidad.

El análisis de datos fue dividido en dos grupos, el primero fue la obtención del estado de las condiciones de oleaje en el laboratorio a partir de un análisis de pasos descendentes por cero de la serie temporal de superficie libre registrada por medio de sensores de nivel. El segundo grupo corresponde a la obtención de fuerzas sobre el espaldón a través de una integración trapezoidal de los datos arrojados por los sensores de presión.

Camus y Guillén (2004) concluyeron que la formulación de Pedersen (1996a) es la de mayor confianza para la estimación de la fuerza horizontal, la subpresión y los momentos actuantes bajo cierta condición de oleaje.

### **1.8 Modelación numérica sobre espaldones de pared curva**

En la Universidad de Dalian en China (Li *et al.*, 2011) desarrollaron un modelo numérico capaz de simular el campo de velocidades y presiones frente a un espaldón de pared curva, así como el perfil de superficie libre de agua en cada instante.

Los investigadores utilizaron un método de volumen de fluido (VOF por sus siglas en inglés) basado en un sistema de coordenadas de ajuste (BFC) que se adapta al contorno de estructuras costeras complejas (Figura 1.5).

Li *et al.* (2011) validaron el método a partir de la comparación de los resultados obtenidos del modelo numérico contra datos de un modelo experimental. Se destaca que el modelo BFC simula con mayor precisión la interacción oleaje-estructura, perfeccionando la estimación del campo de flujo, el campo de presiones y los perfiles temporales de la superficie libre del agua.



Figura 1.5 Modelo experimental de un espaldón de pared curva (Li *et al.*, 2011)

Si bien, el trabajo desarrollado no cuenta con una metodología propia para el diseño y estimación de la distribución de presiones sobre un espaldón de pared curva, los resultados derivados del modelo numérico son una herramienta de gran utilidad para la propuesta de una ecuación de diseño al evitar el tiempo requerido para pruebas de laboratorio.

### 1.9 Diques berma con espaldón

El estudio correspondiente a las fuerzas actuantes sobre un espaldón con dique berma fue presentado por Tørum *et al.* (2012). Un dique berma se distingue por permitir el reacomodo de piezas por medio de la dinámica marina, sin embargo, su uso en combinación con espaldón es poco habitual en la práctica.

Los ensayos fueron desarrollados dentro de un canal de oleaje donde se colocó un modelo de piezas sueltas capaz de reducir los factores de escala. El prototipo del espaldón fue fabricado de aluminio. En la pared vertical fueron colocados cinco sensores de presión y tres en la base del espaldón. La Figura 1.6 muestra un ejemplo de las presiones medidas en la pared vertical de la estructura y la Figura 1.7 muestra, para la misma condición de oleaje, la gráfica de presiones correspondientes a la subpresión.

Tørum *et al.* (2012) obtuvieron que las fuerzas ejercidas sobre un espaldón desplantado en un dique tipo berma son menores en comparación con los resultados de diques de piezas sueltas, que a su vez son los que cuentan con mayor investigación.

Las graficas de resultados muestran distribuciones no lineales de la presión, sin embargo, no presentan una formulación o una metodología para el diseño de espaldones.

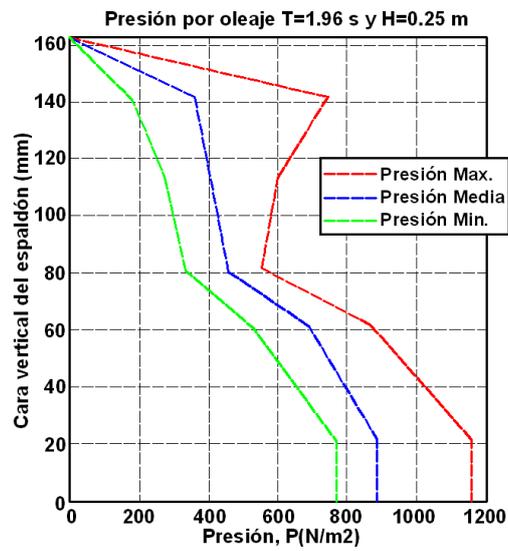


Figura 1.6 Distribución de presiones horizontales (tomado de Tørum *et al.*, 2012)

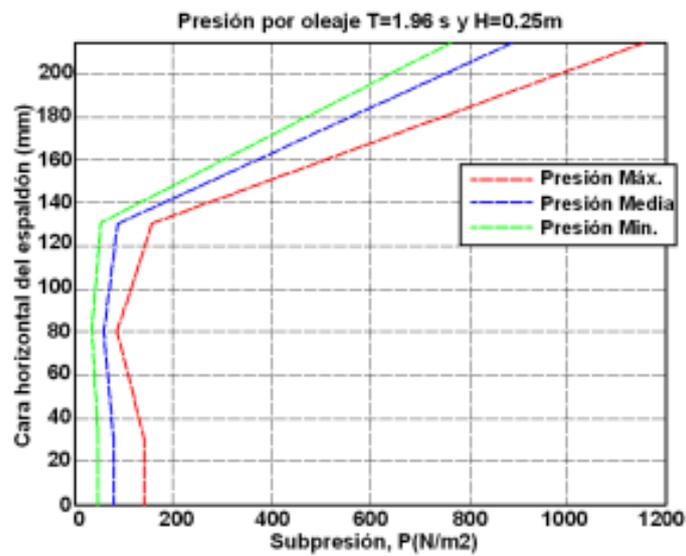


Figura 1.7 Distribución de presiones verticales (tomado de Tørum *et al.*, 2012)



**CAPÍTULO 2**  
**METODOLOGÍA**



## 2 Metodología

Las pruebas de laboratorio se desarrollaron en el canal de oleaje del Instituto de Ingeniería de la UNAM cuyas dimensiones son 37.0 m de largo, 1.20 m de altura y 0.79 m de ancho. El canal consta de una pared de vidrio templado de 2 cm de espesor, la otra pared y el fondo son de lámina de acero inoxidable.

El oleaje generado dentro del canal proviene de un sistema que consta de un generador tipo pistón desarrollado en el Reino Unido por HR Wallingford. El sistema se localiza en un extremo del canal desde donde una placa de acero inoxidable transmite la energía hacia el agua. El generador es capaz de producir oleaje regular e irregular mediante espectros previamente cargados en el control de la pala. El generador cuenta con un sistema de absorción que funciona con dos sensores de nivel localizados en la pala con el fin de medir el oleaje reflejado, los datos medidos se comparan contra los datos que se desea generar y de ese modo se obtiene la corrección por ondas re-reflejadas.

El sistema de bombeo para el llenado del canal consta de tres bombas de 10 HP de potencia con la capacidad de llenar el canal por uno o ambos extremos. La cisterna de almacenaje es de 24 000 litros de agua.

La Figura 2.1 muestra del lado izquierdo la pala generadora y del lado derecho una imagen del canal de oleaje.



Figura 2.1 Canal de oleaje

Dentro del canal fue colocado un dique de roca homogéneo de 0.5 m de altura, ancho de corona de 0.3 m, talud 1:2 en la cara expuesta y 1:1.5 en la cara protegida. El peso específico de las piezas que conforman el dique es de  $2566 \text{ kg/m}^2$  con un  $D_{50}$  de 0.055 m. La profundidad del agua a pie de dique se fijó en 0.4 m, dejando un franco bordo de 0.1 m.

El espaldón es una pieza monolítica de concreto de 0.3 m de altura, 0.35 m de largo y 0.79 m de ancho, con un espesor de ambas placas de 0.05 m, el peso específico del concreto fue de  $2300 \text{ kg/m}^3$ . La Figura 2.2 muestra un esquema del modelo, las dimensiones son en metros.

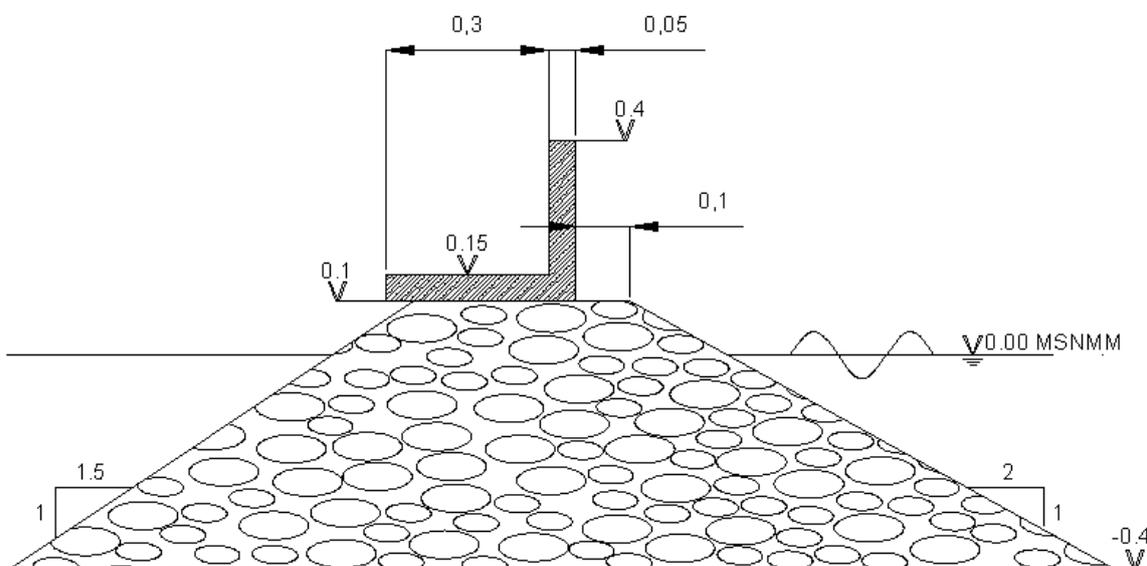


Figura 2.2 Sección tipo del dique

Las dimensiones del dique se determinaron con una altura de ola de diseño de 18.0 cm y un periodo pico de 1.5 s aplicando el método de Martin (1994) y cumpliendo con los valores mínimos establecidos de los coeficientes de seguridad por deslizamiento y volteo, 1.2 y 1.4 respectivamente.

## 2.1 Memoria de cálculo

Como se mencionó anteriormente, el método para el diseño del espaldón fue el de Martin (1994) debido a que tiene un mejor ajuste con datos medidos de diques reales que son permeables.

Los datos de diseño son la altura de ola significante  $H_s = 0.18$  m, periodo pico del oleaje  $T_s = 1.5$  s y profundidad a pie de dique  $h = 0.4$  m.

El primer parámetro por determinar es la longitud de onda a pie de dique:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (2.1)$$

$$L = 2.616 \text{ m}$$

Se debe definir una pendiente para determinar el número de Iribarren  $\xi$ ; para el diseño de esta estructura se determinó una  $\text{Cot } \alpha = 2$ :

$$\xi = \frac{\text{Tan } \alpha}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}} = 1.9 \quad (2.2)$$

Se debe proponer una altura de la banquetta  $A_c$  para ingresar a una gráfica que determina si el método es aplicable dependiendo de las características del espaldón. La Figura 2.3 muestra el rango de aplicabilidad propuesto por Martín cuando el número de Iribarren es menor a 3.

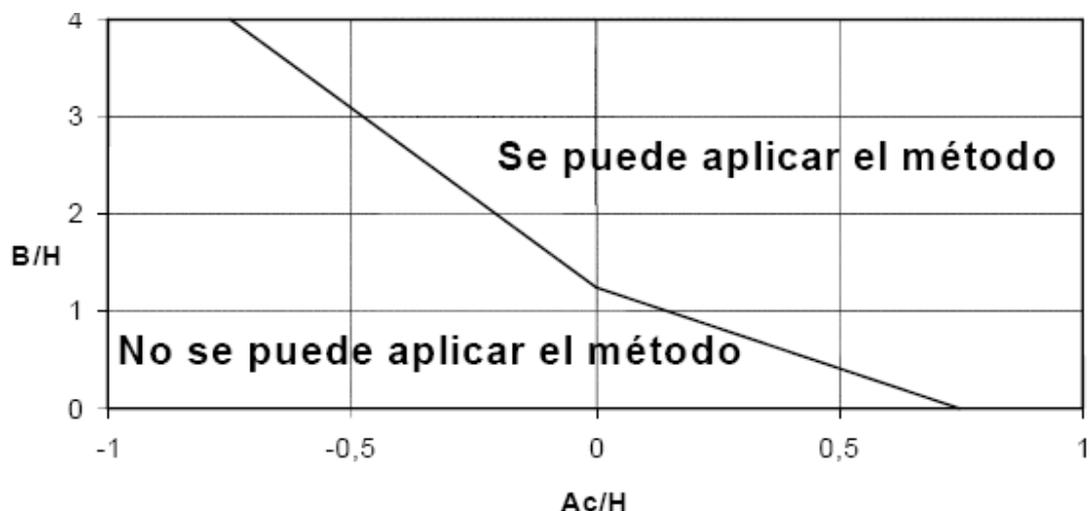


Figura 2.3 Rango de aplicación del método

Los cocientes  $A_c/H$  y  $B/H$  tienen un valor de 0,55, por lo tanto el método puede ser aplicado para el diseño del espaldón propuesto.

El cálculo del Run-up se hace con la ecuación propuesta por Losada-Giménez (1981) para diques homogéneos y los parámetros propuestos por Silva *et al.* (1998):

$$\frac{Ru}{H} = Au(1 - e^{-Bu\xi}) \quad (2.3)$$

donde:

$$Au = -4.706n + 3.293$$

$$Bu = -1.569n + 0.038$$

$$n = 0.4$$

(porosidad de escollera clasificada)

$$Ru = 0.17 \text{ m}$$

Conocido el Run-up, se puede determinar el ascenso máximo de la lámina de agua sobre la estructura (medida a partir de la banquetta).

$$S = H \left( 1 - \frac{A_c}{Ru} \right) = 0.075 \text{ m} \quad (2.4)$$

El parámetro  $\alpha$  contiene información de la celeridad de aproximación de la lámina de agua  $S$ .

$$\alpha = \frac{2Ru}{HCos^2\beta Cos\theta} = 3.299 \quad (2.5)$$

donde  $\beta$  es el ángulo de la lámina de agua en ascenso ( $15^\circ$ ) y  $\theta$  es el ángulo de incidencia del oleaje que en este caso vale  $0^\circ$ .

El coeficiente de reducción ( $\lambda$ ) de las presiones dinámicas debidas a la banqueta se calcula con la siguiente expresión:

$$\lambda = 0.8e^{\left(-10.9\frac{B}{L}\right)} = 0.26 \quad (2.6)$$

La distribución de la presión pseudo-hidroestática es de carácter lineal, por lo que se determina con una sola ecuación aplicada en cualquier punto del espaldón, desde la cota de cimentación hasta la altura de máximo ascenso del oleaje. Es necesario definir el parámetro  $\mu$  que marca la reducción de las presiones respecto a las hidroestáticas, es decir, el crecimiento en la vertical es  $\mu\rho g$  y no  $\rho g$  como en la presión hidroestática. El parámetro se obtiene con ayuda de una gráfica (Figura 2.4), donde el eje de las abscisas se define con el cociente  $H/L$  y el valor de  $\mu$  depende del número de piezas de roca al frente de la banqueta; para el caso del presente experimento se definió  $n=3$ , por lo tanto  $\mu=0.31$ .

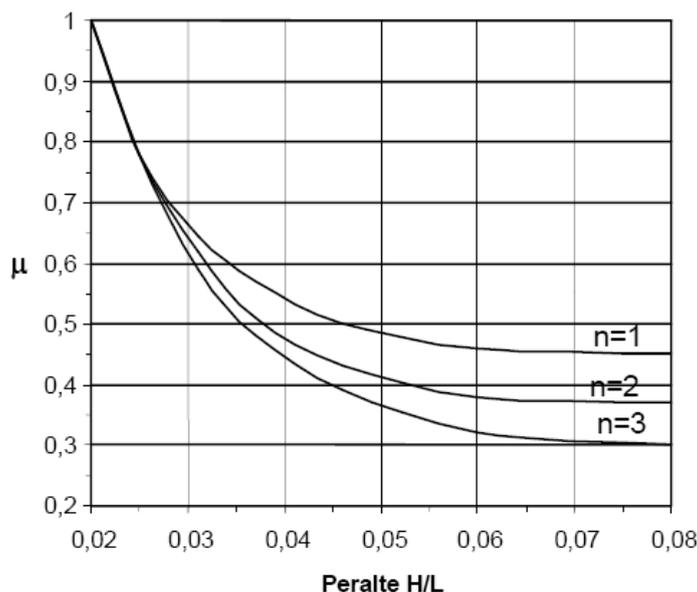


Figura 2.4 Rango de aplicación del método

Definiendo el peso específico ( $\gamma$ ) del agua como  $1025 \text{ Kg/m}^3$  es posible determinar la presión dinámica, presión dinámica reducida y la presión pseudo-hidroestática. La Tabla 2.1 muestra las ecuaciones y el rango de aplicabilidad para estimar las presiones sobre el espaldón.

La estimación de la subpresión ( $P_u$ ) según el método de Martín es mediante el valor máximo entre la presión dinámica con factor de reducción ( $\lambda P_d$ ) y la presión pseudo-hidroestática ( $P_h$ ), ambas presiones aplicadas en la base del espaldón. La Tabla 2.2 muestra un resumen de los valores correspondientes a cada una de las presiones actuantes sobre la estructura.

Tabla 2.1 Fórmulas de presiones y rango de aplicación

$P_d = \alpha\gamma S$	$A_c < z < A_c + S$
$\lambda P_d = \lambda\alpha\gamma S$	<i>Cota de cimentación</i> $< z < A_c$
$P_h(z) = \mu\gamma(S + A_c - z)$	<i>Cota de cimentación</i> $< z < A_c + S$

Tabla 2.2 Presiones actuantes

Presión	Kg/m <sup>2</sup>
$P_d$	253.55
$\lambda P_d$	65.85
$P_h$	23.82
$P_u$	65.85

El cálculo de fuerzas es mediante la estimación de las áreas de las figuras formadas por la distribución de presiones, con ello se puede obtener la sumatoria de fuerzas horizontales y verticales. La estimación del centroide de cada figura ayuda a determinar el brazo de palanca para calcular los momentos que actúan sobre la estructura tomando como pivote la parte del espaldón ubicada en la zona protegida (donde ocurre el volteo). Las formulas para estimar los coeficientes de seguridad por deslizamiento y volteo son las siguientes:

$$C_{sv} = \frac{\Sigma M_{estables}}{\Sigma M_{volteo}} > 1.4 \quad (2.7)$$

El cociente entre la sumatoria de los momentos que causan la estabilidad y la sumatoria de los momentos que causan el volteo debe ser mayor a 1.4.

$$C_{sd} = \frac{(\Sigma Fy)\mu}{\Sigma Fx} > 1.2 \quad (2.8)$$

El cociente entre la sumatoria de fuerzas verticales multiplicadas por un factor  $\mu=0.6$  y la sumatoria de las fuerzas horizontales debe ser mayor a 1.2.

### 2.1.1 Construcción del modelo

Una vez conocidas las dimensiones del espaldón, se diseñó una cimbra de madera que incluía el espacio para crear 14 orificios correspondientes a los sensores de presión. La pieza de concreto fue colada en una sola etapa; se coló la base de la estructura, después se colocó la tapa de la cimbra para poder colar la pared del espaldón antes de que se produjera una junta fría.

El diseño de la mezcla fue mediante las recomendaciones del manual de CEMEX (2005) para un concreto con resistencia de 200 Kg/cm<sup>2</sup>.

La dosificación fue la siguiente:

- 1 bulto de cemento (50 Kg)
- 1 ½ botes de agua
- 4 botes de arena

La dosificación de la mezcla fue contemplada sin grava para evitar problemas en el colado ya que las piezas podían atascarse entre el reducido espacio que ocupaban los separadores de madera donde se ubicarían los sensores. La Figura 2.5 muestra la imagen de la cimbra.



**Figura 2.5 Cimbra del espaldón**

Como se observa, la superestructura cuenta con 14 orificios estratégicamente distribuidos, 10 en la base y 4 en la pared vertical. La separación entre los sensores de la base fue la mínima posible para obtener con mayor precisión la distribución de presiones verticales que para fines de este trabajo es el objetivo principal. Los sensores de la pared vertical determinan las presiones generadas por el Run-up o por el ascenso máximo del agua al momento de la rotura de la ola sobre el talud.

Cada sensor mide 2 cm de diámetro, la disposición de cada uno de ellos y la separación entre sí se muestra en la Figura 2.6.

Los sensores utilizados son de la marca KELLER con un rango total de medición entre 200 mb y 10 bar, pero para estos ensayos se ajustaron a un valor máximo de 0.1 bar; también son capaces de registrar variación en la temperatura. Trabajan mediante un diafragma que registra la variación de presión a su alrededor, a partir de la deformación que se produce en el sensor (cristal de cuarzo) por la acción del agua (Gutiérrez, 2012).

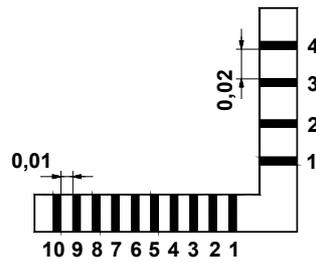


Figura 2.6 Disposición de sensores (dimensiones en metros)

La Figura 2.7 muestra un ejemplo de los sensores utilizados.



Figura 2.7 Sensor de presión

Adicionalmente a los 14 sensores de presión, fueron dispuestos 9 sensores de nivel para determinar los registros temporales de la superficie libre del agua a lo largo del canal. El primer sensor fue colocado a 4 m de la pala generadora y fue utilizado como control del experimento. A pie de dique fueron colocados 5 sensores para determinar la reflexión de la estructura, un sensor junto al espaldón para determinar la elevación máxima de la lámina de agua y dos sensores más en la parte protegida por el dique para determinar la transmisión a través de la estructura. En la Figura 2.8 se muestra la disposición de cada sensor de nivel respecto de la pala generadora y la estructura.

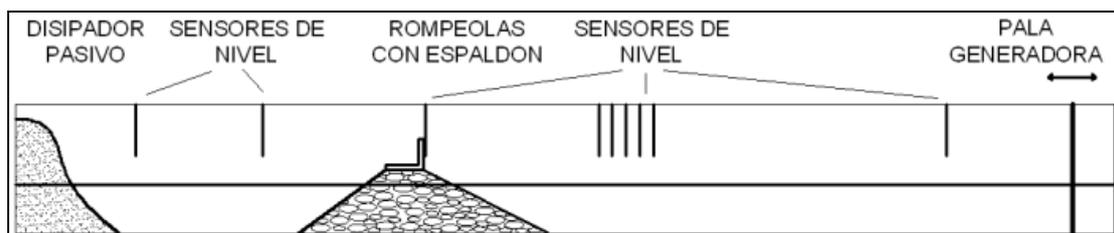


Figura 2.8 Disposición de sensores de nivel (sin escala)

Los sensores de nivel trabajan por medio de resistencia eléctrica al cerrar un circuito cuando se encuentran sumergidos. El voltaje registrado es proporcional a la elevación del agua. Los sensores deben calibrarse sumergidos tomando tres puntos de referencia que por medio de una regresión lineal se obtiene la ecuación de la recta de mejor ajuste así como la correlación de datos. La Figura 2.9 muestra los sensores utilizados en las pruebas.



Figura 2.9 Sensores de nivel

Las pruebas consistieron en propagar distintos estados de mar sobre cuatro tipos de estructuras, es decir, la geometría del dique no fue modificada, únicamente fue modificada la cota de cimentación de la superestructura sobre el dique de piezas sueltas. Cada modificación a la cota de desplante fue llamada “ciclo”. Seis alturas de ola (0.08, 0.1, 0.12, 0.14, 0.16, 0.18 m) en combinación con cuatro periodos de ola (0.9, 1.1, 1.3, 1.5 s) actuaron en cuatro ciclos de pruebas, dando como resultado 96 pruebas realizadas en el canal de oleaje.

La Figura 2.10 muestra el dique de piezas sueltas con espaldón colocado dentro del canal junto con los 14 sensores de presión y los sensores de nivel cercanos a la estructura.

Una cámara de alta velocidad ajustada en 772 cuadros por segundo fue enfocada en la zona de lavado para determinar el máximo ascenso del agua sobre la estructura. Adicionalmente, una cámara de video fue colocada fuera del canal desde donde se observó el perfil completo, la cámara grabó el inicio y final de cada prueba. El registro visual fue una herramienta de gran apoyo para determinar la evolución del talud bajo cierta condición del estado de mar y para determinar el aire dentro de la estructura en cada ciclo de prueba.

La cámara de alta velocidad utilizada es de la marca Fastec modelo Hispec (Figura 2.11) que cuenta con una sensibilidad ISO 3200 capaz de obtener imágenes cuando no se cuenta con buena iluminación. De acuerdo con el manual del usuario, la resolución temporal es de 506 fotogramas por segundo y la velocidad de fotogramas se puede ajustar hasta 12000 imágenes por segundo.



Figura 2.10 Disposición final del experimento



Figura 2.11 Cámara de alta velocidad marca Fastec



**CAPÍTULO 3**  
**RESULTADOS**



### 3 Series temporales de superficie libre del agua

Las estructuras de protección costera y portuaria tienen como propósito disipar la energía del oleaje mediante la rotura, el Run-up o la reflexión de las ondas. Algunas olas pueden rebasar la estructura y romper sobre la corona provocando daños incluso sobre el talud de la cara protegida. Las estructuras de refuerzo como son los espaldones pueden prevenir el rebase al soportar indirectamente el impacto de la ola rota.

Los espaldones son estructuras diseñadas para transmitir un porcentaje pequeño de energía hacia la zona protegida de un puerto, sin embargo, esa es una tarea difícil ya que el dique sobre el cual están cimentados no es totalmente impermeable. La transmisión no solo se cuantifica por la energía que se infiltra entre las piezas del talud, también es afectada por el agua que en condiciones de tormenta logra rebasar por encima del espaldón. La onda que es generada detrás de la estructura generalmente es menor que la ola incidente por lo que el coeficiente de transmisión queda definido como la relación entre la altura de ola transmitida ( $H_{tr}$ ) y la altura de ola incidente ( $H_i$ ).

$$K_{tr} = \frac{H_{tr}}{H_i} \quad (3.1)$$

Los parámetros que se relacionan con la transmisión son: geometría del dique, permeabilidad, bordo libre, ancho de corona, rugosidad del talud, profundidad del agua así como la altura y el periodo de la ola (d'Angremond et. al., 1996).

El oleaje reflejado por una estructura genera agitación frente a la misma, o se propaga una cierta distancia convirtiéndose en un problema de perturbación.

Considerando que se trata de una cuestión de disipación de energía, es necesario cuantificar el porcentaje de reflexión que se produce frente a un rompeolas (Goda, 1985). El coeficiente de reflexión queda definido como la relación entre la onda reflejada ( $H_r$ ) y la onda incidente ( $H_i$ ).

$$K_r = \frac{H_r}{H_i} \quad (3.2)$$

Los parámetros relacionados con la reflexión son: altura de ola incidente significativa, periodo de ola, pendiente del talud, densidad de las piezas del talud y permeabilidad del dique (Postma, 1989).

En resumen, se puede decir que el coeficiente de transmisión es una medida del grado de protección que ofrece una estructura ante el embate de una ola determinada, mientras que el coeficiente de reflexión es una medida del grado de desempeño de la estructura ante la misma onda (capacidad de generar una zona de abrigo).

Como se describió en el capítulo anterior, se colocaron 9 sensores de nivel a lo largo del canal de oleaje para determinar los efectos debidos al tren de ondas en presencia de un dique permeable con superestructura de concreto.

Existen varios métodos de separación de ondas incidentes y reflejadas, entre los cuales se encuentran los unidireccionales, donde se considera que el oleaje incidente y el reflejado se propagan en la misma dirección, pero en sentido opuesto (Quiñones, 2005).

Para determinar la reflexión se utilizó el modelo propuesto por Mansard y Funke (1980) modificado por Baquerizo (1995) descrito con detalle en el Anexo I de esta tesis, en el cual se emplea un mínimo de tres puntos de medición de la superficie libre del agua.

El método empleado para la separación de ondas incidentes y reflejadas recomienda un rango de separación entre puntos de medición para asegurar que el grupo de sensores registra el mismo evento (ola) (Figura 3.1). Las distancias máximas y mínima para una lectura confiable deben encontrarse dentro del rango  $\frac{\pi}{10} \leq k\Delta x \leq \frac{9\pi}{10}$ , por lo tanto:

encontrarse dentro del rango  $\frac{\pi}{10} \leq k\Delta x \leq \frac{9\pi}{10}$ , por lo tanto:

$$\Delta x_{\min} = \frac{\pi}{10k}$$

$$\Delta x_{\max} = \frac{9\pi}{10k}$$

donde

$\Delta x_{\min}$  separación mínima entre sensores

$\Delta x_{\max}$  separación máxima entre sensores

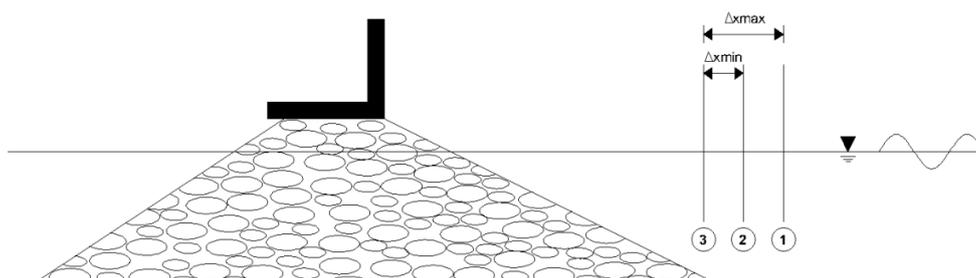


Figura 3.1 Posición de los sensores

Una vez registrada la variación temporal de la superficie libre del agua durante una prueba, se aplicó el método de de separación de ondas incidentes y reflejadas, para obtener el coeficiente de reflexión, debido a toda la estructura, para cada estado de mar ( $H$ ,  $T$ ) y cota de cimentación del espaldón.

Para determinar el coeficiente de transmisión, a partir de la misma serie temporal de superficie libre, se siguió el procedimiento que se describe a continuación:

$$H_T = H_r \left( \frac{1}{K_r} + 1 \right) \quad (3.3)$$

Despejando  $H_r$

$$H_r = \frac{H_T}{\left(\frac{1}{K_r} + 1\right)} \quad (3.4)$$

Donde  $K_r$  se obtiene del modelo de separación de ondas incidente y reflejada y  $H_T$  es la altura de ola total obtenida de las mediciones de los sensores ubicados frente a la estructura. Una vez conocida  $H_r$  se puede obtener  $H_i$  con la siguiente ecuación:

$$H_i = H_T - H_r \quad (3.5)$$

Finalmente  $K_{tr}$  queda definido como:

$$K_{tr} = \frac{H_{tr}}{H_i} \quad (3.6)$$

Donde  $H_{tr}$  es la altura de ola transmitida obtenida de las mediciones de los sensores en la parte protegida por la estructura.

El coeficiente de disipación  $K_d$  se obtuvo mediante la siguiente ecuación:

$$K_d = 1 - K_r^2 - K_{tr}^2 \quad (3.7)$$

Una vez determinados los tres coeficientes para cada estado de mar en cada ciclo de prueba, se compararon los valores mediante gráficas.

La Figura 3.2 muestra cuatro gráficas que relacionan la altura y periodo de ola con el coeficiente de reflexión ( $K_r$ ) para cada ciclo de prueba. Es posible observar que en las cuatro posiciones de la estructura, las pruebas correspondientes a un periodo de ola de 1.1 segundos registran los menores valores del coeficiente, seguidas por las pruebas de 0.9, 1.3 y 1.5 s de periodo.

A continuación se analizarán los datos por periodo de ola iniciando con el de 0.9 s. El  $K_r$  varía de forma similar en los ciclos de prueba 1, 2 y 4, indicando que para olas pequeñas inicia bajo, después aumenta y para las olas más grandes vuelve a disminuir el valor. Para el ciclo 3 la tendencia del  $K_r$  se mantiene en valores medios hasta disminuir ante la mayor altura de ola, sin embargo, los valores de  $K_r$  en el ciclo 3 son los mayores en promedio respecto al resto de las pruebas.

Como se mencionó anteriormente, los valores de las pruebas de periodo de 1.1 segundos registran los menores valores de  $K_r$ , con la misma tendencia en los cuatro ciclos.

Para un periodo de 1.3 segundos los valores de  $K_r$  en los ciclos 1, 2 y 4 comparten una tendencia similar de variación entre un rango medio y alto, iniciando con valores medios para alturas de ola pequeñas. Nuevamente el ciclo 3 muestra diferencias de tendencia, iniciando con valores altos de

$K_r$  para alturas de ola pequeña e incluso registrando un valor pequeño de  $K_r$ . En promedio, los valores de  $K_r$  son los mayores respecto a los otros ciclos.

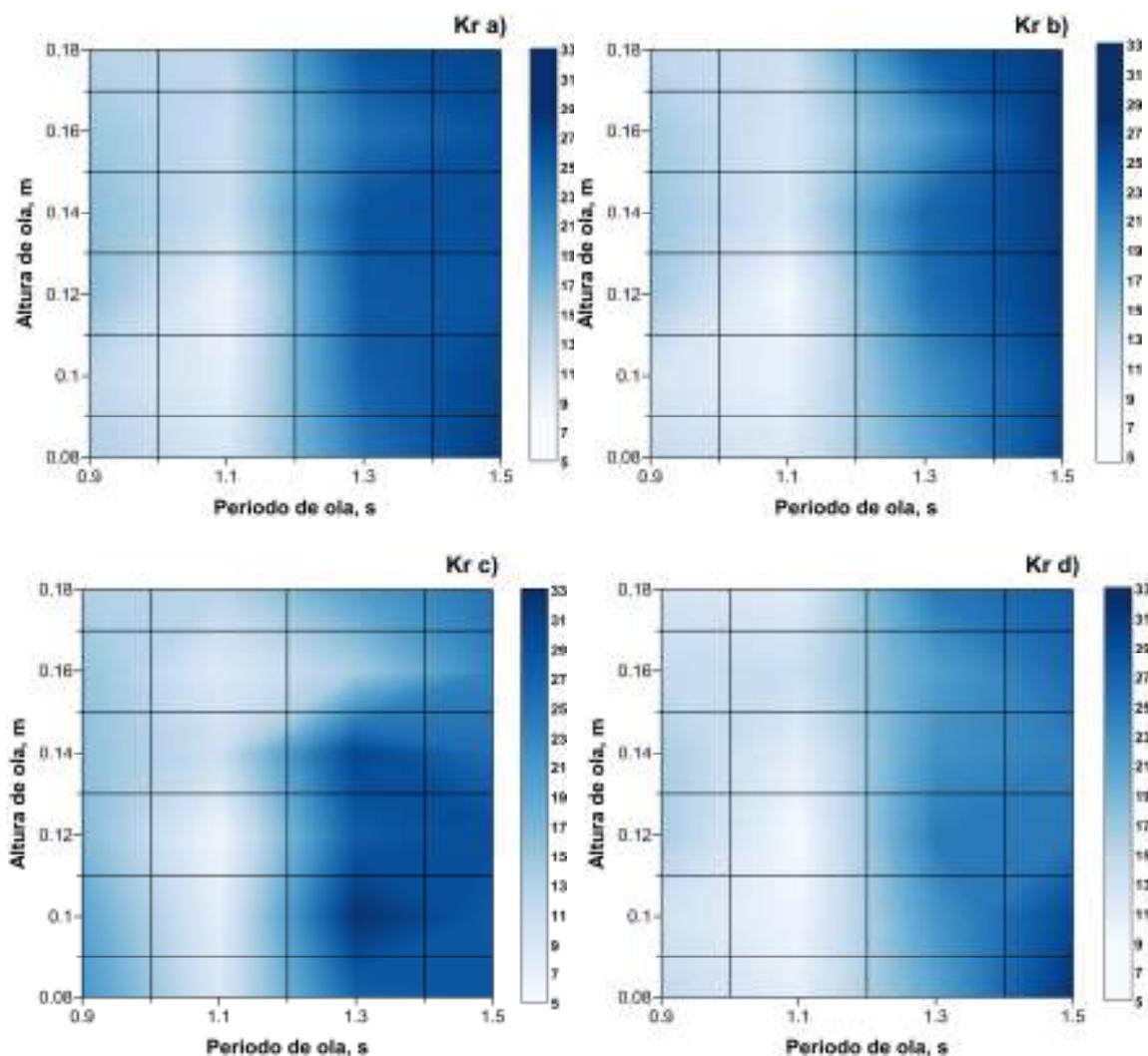


Figura 3.2 Relación entre la altura y periodo de ola con el coeficiente de reflexión. a) ciclo 1, b) ciclo 2, c) ciclo 3, d) ciclo 4

Las pruebas de periodo de ola de 1.5 s muestran en general la misma tendencia de valores altos de  $K_r$ .

Se observa que el  $K_r$  varía en los cuatro ciclos en el eje horizontal, las variaciones en el eje vertical (altura de ola) no son significativas y no cuentan con una tendencia definida. Por lo tanto el periodo de ola es el que marca el cambio en la reflexión debido al tipo de rotura que se presenta para cada periodo. Una ola al romper previamente a su llegada al dique disipa gran parte de su energía llegando con menor fuerza a la estructura que a su vez se traduce en un menor coeficiente de reflexión.

La altura de ola tiene una baja influencia en el coeficiente de reflexión por dos razones, la primera es debida a la disipación de energía a lo largo del talud de la estructura al actuar las fuerzas de

arrastre. Las fuerzas aumentan por la velocidad de las partículas de la ola que a su vez aumentan con la altura de ola. La segunda razón radica en la destrucción del talud por medio de olas más grandes que disminuyen la pendiente de la estructura provocando menor reflexión. Mientras que el periodo de ola y el coeficiente de reflexión se relacionan de una forma casi lineal (Postma, 1989). El aumento en el periodo de ola representa mayor energía que el aumento en la altura de ola.

Al utilizar los videos como herramienta de apoyo, se puede observar una clara destrucción del talud en las pruebas correspondientes a un periodo de 1.5 s con alturas de ola que van desde los 0.14 a 0.18 cm en el ciclo 4. Donde se rectifica el nivel de daño ocasionado por el aumento del coeficiente de reflexión derivado por la presencia de una estructura impermeable 5 cm por debajo del nivel medio del agua.

La destrucción ocasionada por el oleaje reflejado sobre el talud tiene un efecto directo en el comportamiento hidráulico del espaldón. Debido a la acción hidrodinámica, las piezas son desplazadas y reacomodadas formando un nuevo talud con menor pendiente que no tiene efecto sobre el oleaje incidente, permitiendo que las olas rompan directamente sobre la superestructura que cambia su comportamiento y función a un dique mixto.

La relación entre el parámetro  $kh$  y el coeficiente de reflexión se muestra en la Figura 3.3. Cada panel representa el comportamiento del oleaje reflejado para cada altura de ola. En general se observa en los seis paneles un grupo conformado por las curvas del primer, segundo y cuarto ciclo de pruebas que evolucionan de forma similar.

El valor del coeficiente de reflexión por altura de ola sufre pequeños cambios así como en los distintos ciclos de pruebas, se observa que el periodo de ola es el parámetro que afecta a la reflexión como se menciona en párrafos anteriores.

La Figura 3.4 muestra cuatro gráficas donde se relacionan la altura de ola y el periodo con el coeficiente de transmisión ( $K_{tr}$ ) para cada ciclo de pruebas. En general se observan valores pequeños de  $K_{tr}$  en todas las pruebas, sin embargo, se realizará un análisis por periodo de ola, iniciando con el de 0.9 s. Se observa el mismo rango de valores pequeños en los cuatro ciclos.

Para un periodo de 1.1 s en los ciclos 1, 2 y 4 el rango de valores de  $K_{tr}$  se encuentra dentro de los pequeños, mientras que el ciclo 3 cuenta con dos valores medios de  $K_{tr}$  correspondientes a las olas más pequeñas.

Las pruebas correspondientes a un periodo de ola de 1.3 s muestran que en los ciclos 1 y 4 existe un aumento en el  $K_{tr}$  en la altura de ola de 8 centímetros. El resto de los ciclos, 2 y 3 mantienen valores pequeños de  $K_{tr}$  a lo largo de las 6 alturas de ola.

Para un periodo de 1.5 s, la tendencia de los cuatro ciclos es iniciar con una alta transmisión que disminuye conforme aumenta la altura de ola. Los ciclos 2 y 4 contienen el mayor  $K_{tr}$  en la prueba de 8 cm de altura de ola.

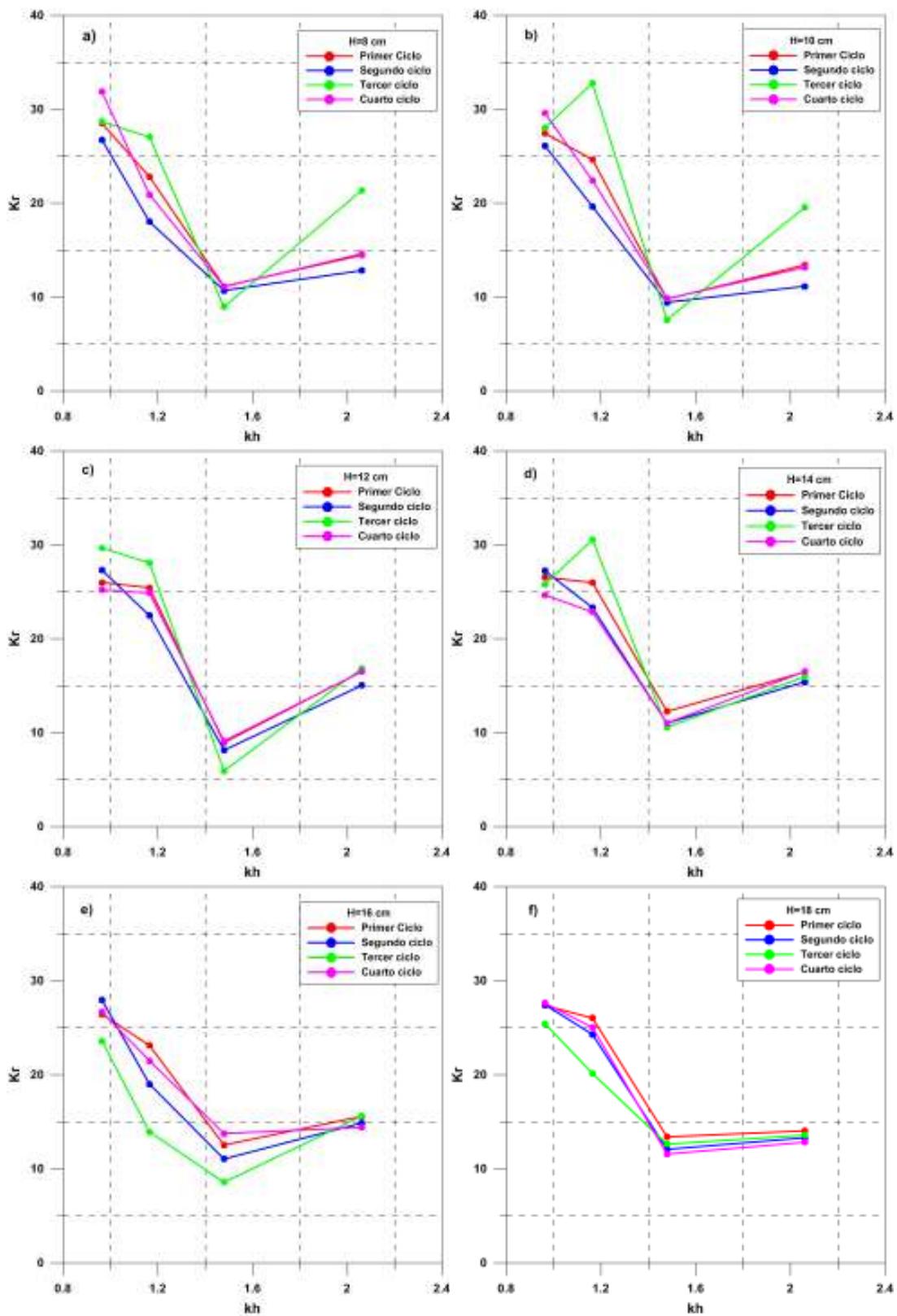


Figura 3.3 Relación entre  $kh$  con el coeficiente de reflexión por altura de ola. a)  $H=8$  cm, b)  $H=10$  cm, c)  $H=12$  cm, d)  $H=14$  cm, e)  $H=16$  cm, f)  $H=18$  cm

Al analizar la evolución de  $K_{tr}$  por altura de ola a lo largo de cada periodo de ola y cada ciclo de prueba, se observa que  $K_{tr}$  aumenta conforme aumenta el periodo al igual que en el caso del coeficiente de reflexión. Sin embargo, algunas pruebas del tercer ciclo no muestran ese comportamiento (8 y 10 cm de altura de ola).

Algunos estados de mar, al ser afectados por la reflexión, liberan gran parte de su energía sobre la estructura ya sea en un proceso de rotura o de choque produciendo rebase sobre la estructura, afectando directamente el coeficiente de transmisión. En dichas pruebas se hallaron altos coeficientes tanto de reflexión como de transmisión, lo que demuestra que esa estructura para una ola en específico funciona como buen dissipador de energía. Sin embargo, se debe considerar la destrucción del talud que es ocasionada por la descarga de energía del oleaje sobre ella para hacer una evaluación de los daños considerados como aceptables contra la transmisión y reflexión máximas permisibles.

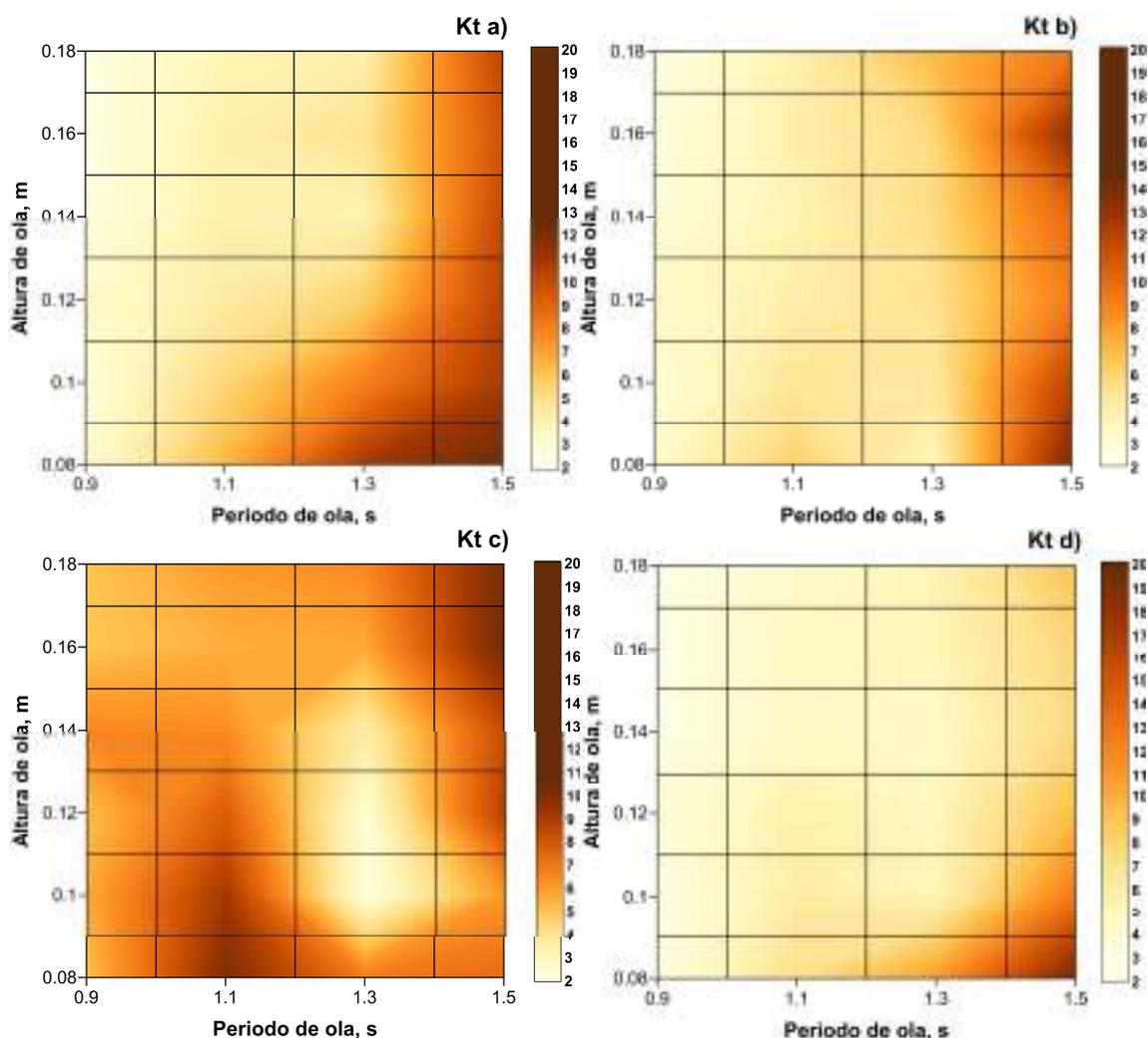


Figura 3.4 Relación entre la altura y periodo de ola con el coeficiente de transmisión. a) ciclo 1, b) ciclo2, c) ciclo 3, d) ciclo 4

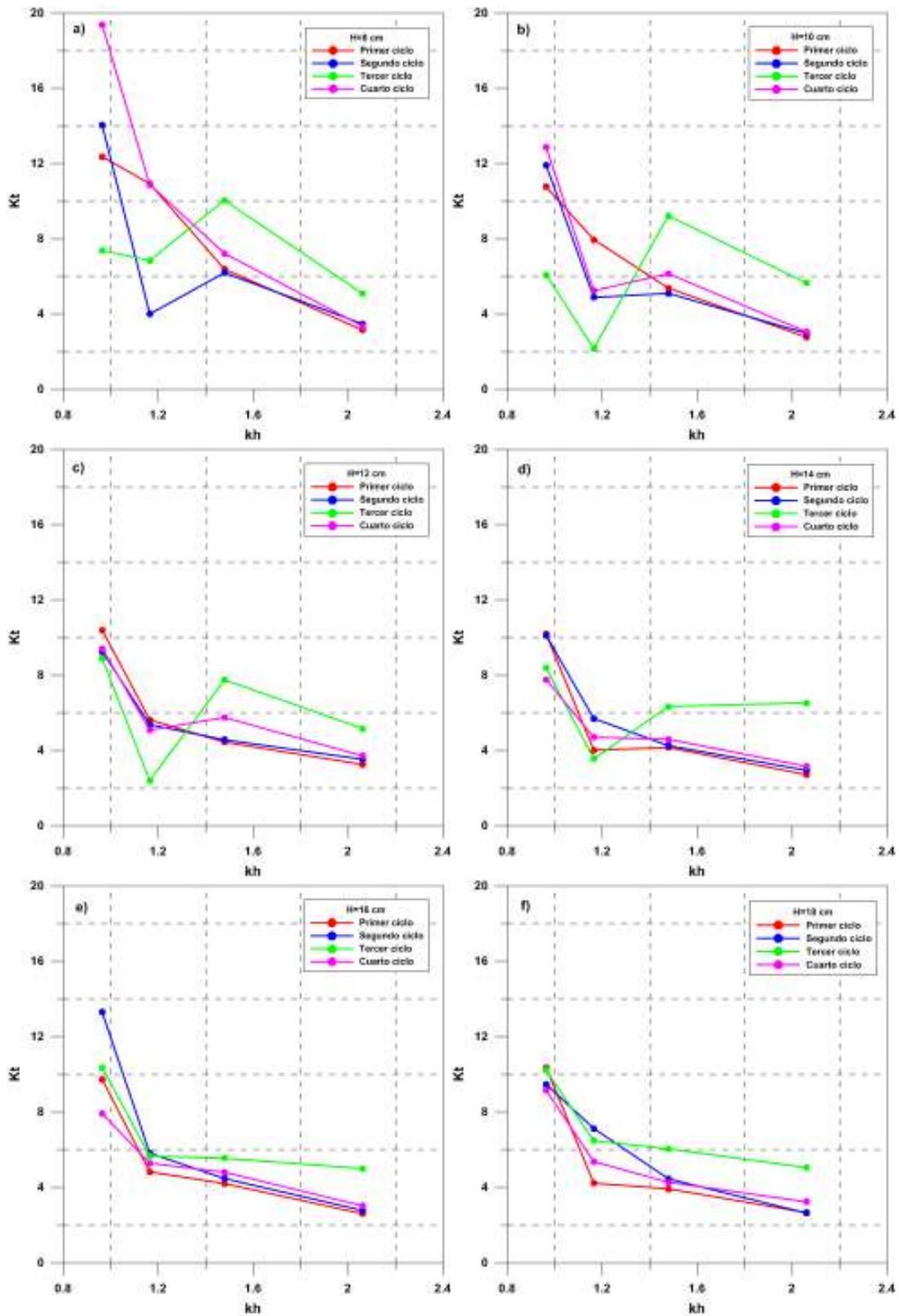


Figura 3.5 Relación entre  $kh$  con el coeficiente de transmisión por altura de ola. a)  $H=8$  cm, b)  $H=10$  cm, c)  $H=12$  cm, d)  $H=14$  cm, e)  $H=16$  cm, f)  $H=18$  cm

El coeficiente de transmisión se relaciona con el parámetro  $kh$  en la Figura 3.5 para cada altura de ola. Los paneles a y b no muestran un comportamiento en grupo como se había observado anteriormente con el coeficiente de reflexión. Sin embargo, el valor del coeficiente de transmisión en ambos es mayor respecto a los otros paneles, lo cual indica que la ola al ser pequeña se propaga con facilidad a través de las piezas del talud ya que no rompe, generando con esto mayor perturbación en la zona protegida por el dique.

En un análisis general de  $K_{tr}$  se concluye que la condición de oleaje que más influye en la transmisión es una ola de 8 cm con periodo de 1.5 s.

Con ayuda de una cámara de video, se puede observar que durante la prueba antes mencionada (Figura 3.6), la ola no rompe sobre la estructura ni tampoco rompe antes de alcanzarla, por lo tanto la onda simplemente oscila sin tener oportunidad de liberar energía, es por ello que parte de la misma se propaga a través de la escollera generando una alta transmisión.



Figura 3.6 Prueba correspondiente al ciclo 3

En el presente trabajo, de los parámetros que se relacionan con la transmisión en una estructura, únicamente variaron la altura y periodo de ola, el resto de las condiciones permanecieron constantes. Se observa que a pesar de variar dos parámetros, la transmisión mostró cambios en las diferentes pruebas, lo que implica que el periodo de ola tiene un impacto significativo en el porcentaje de disipación de una estructura.

Martin (1994) realizó pruebas en laboratorio para medir la transmisión en diques emergidos sin superestructura, obteniendo valores del coeficiente entre 20 y 40 % al producirse rebase por ondas grandes. Los resultados obtenidos para el presente trabajo muestran valores menores a 20 % de transmisión que, al ser comparados contra los del citado autor, siguen el comportamiento esperado ya que la transmisión disminuye al disminuir el rebase como resultado del funcionamiento del espaldón..

El coeficiente de disipación se relaciona con mayor facilidad con el coeficiente de reflexión que con el de transmisión. Es decir, si las pruebas se dividen en grupos por periodo de ola, las que registran el mayor valor de coeficiente de reflexión, registran el menor coeficiente de disipación. Sin embargo, no necesariamente al encontrar el mayor valor del coeficiente de transmisión se presenta el menor coeficiente de disipación.

El menor coeficiente de disipación se presenta en el periodo de ola de 1.5 segundos, coincidiendo con los mayores valores para el coeficiente de reflexión y transmisión.

En promedio general, el ciclo 3 es el que cuenta con una mayor disipación debido a la reflexión y transmisión. Por el contrario, el ciclo 2 es la que tiene menor grado de disipación (Figura 3.7).

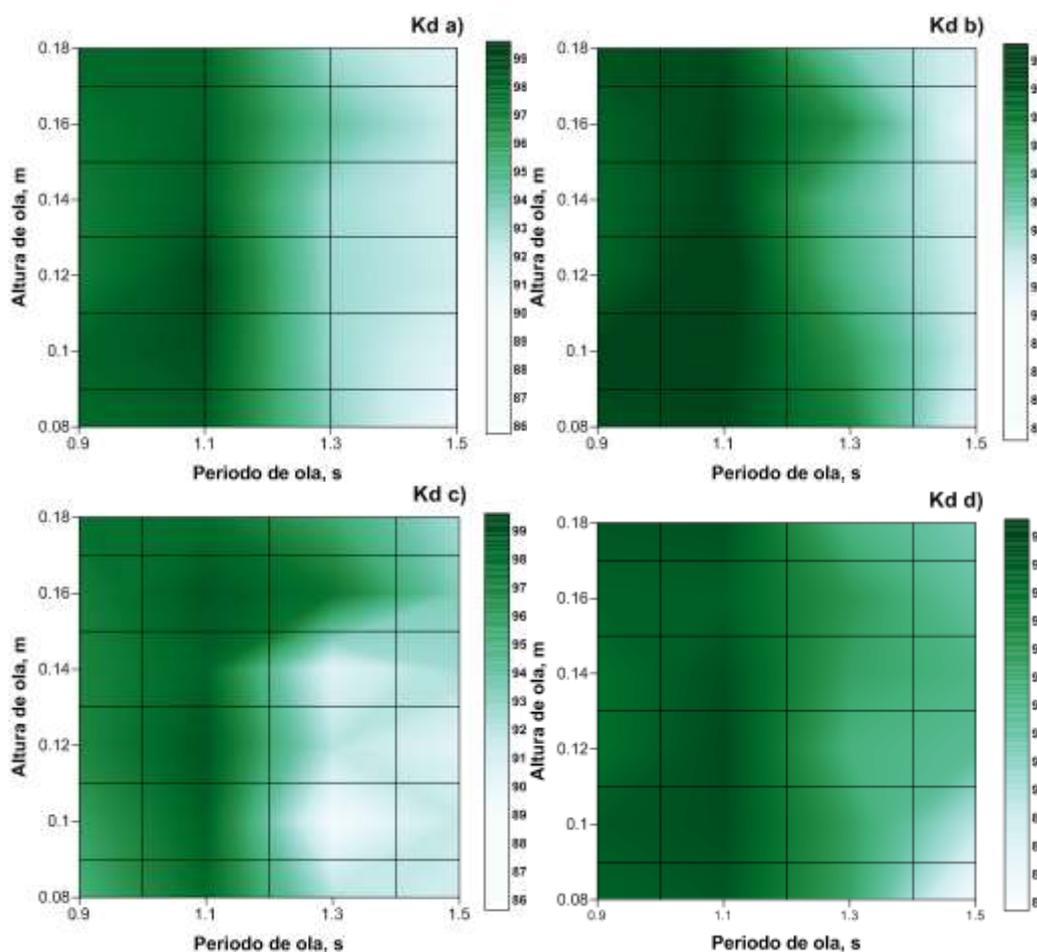


Figura 3.7 Relación entre la altura y periodo de ola con el coeficiente de disipación. a) ciclo 1, b) ciclo2, c) ciclo 3, d) ciclo 4

La Figura 3.8 muestra en seis paneles la relación del coeficiente de disipación con el parámetro  $kh$ , el comportamiento es similar bajo cada condición de oleaje y ciclo de prueba. Se observa que las graficas aumentan conforme se incrementa el valor del eje de las abscisas hasta llegar a un máximo en  $kh=1.47$  que corresponde a un periodo de 1.1 s y después disminuye. Esto indica que la menor disipación de energía ocurre para olas de 1.1 s. La Figura 3.2 indica que el menor coeficiente de reflexión también ocurre en ese periodo de ola.

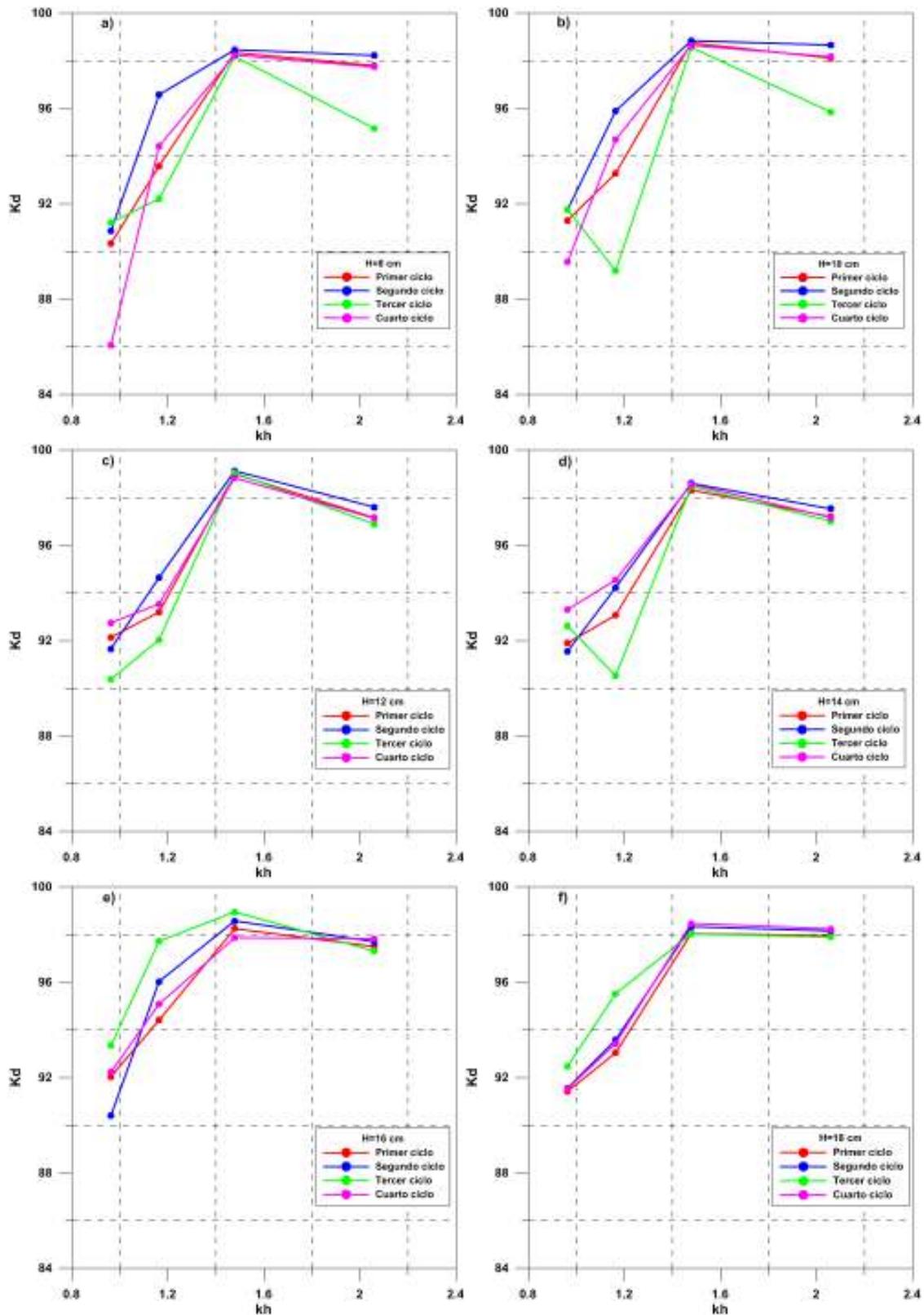


Figura 3.8 Relación entre  $kh$  con el coeficiente de disipación por altura de ola. a)  $H=8$  cm, b)  $H=10$  cm, c)  $H=12$  cm, d)  $H=14$  cm, e)  $H=16$  cm, f)  $H=18$  cm

---

Se sabe que la altura de ola incidente se relaciona con los coeficientes de reflexión y transmisión. Una altura de ola grande se liga con un coeficiente de reflexión alto, mientras que una altura de ola pequeña se relaciona con un coeficiente de transmisión alto. No se puede generalizar que tipo de estructura es la que permite mayor transmisión o reflexión. Existe una combinación entre alturas de ola, periodos y cotas de cimentación que hacen distintos los resultados.

### **3.1 Presiones ejercidas sobre el espaldón**

#### **3.1.1 Series temporales de presiones horizontales**

La distribución de presiones bajo distintos tipos de ola incidente sobre una estructura de protección costera (estructura con talud) fue estudiada por Nagai en 1973. La distinción entre una ola rota y una que rompe sobre el talud de un dique genera distintas solicitaciones y magnitud de las mismas. En la Figura 3.9 se muestra la evolución de presiones en el tiempo sobre una estructura de pared vertical bajo distintos peraltes de ola. El panel a corresponde a un peralte pequeño de ola, donde se observa la distribución sinusoidal o de doble pico, siendo una forma simétrica que es similar a un registro cualquiera de oleaje. En el panel b se muestra la distribución de presiones al aumentar el peralte de la ola, aún se observa el comportamiento sinusoidal o de doble pico similar al panel a sin modificaciones aparentes. Al aumentar el peralte hasta llegar cercano a la rotura, la curva que se genera es asimétrica con dos picos (panel c).

La ola, al romper directamente sobre el talud, produce un aumento en los valores del primer pico, que en algunas ocasiones puede dividirse en dos picos de corta duración (panel d). La rotura de una ola antes de llegar a la estructura produce una distribución de presiones con dos picos, cuya magnitud y duración son función de la distancia entre el punto de rotura y la pared vertical (panel e).

La distribución temporal de los resultados del presente trabajo es similar al panel e de la figura anterior, el cual corresponde a la presión ejercida por una ola que rompe previo al contacto con la estructura. En algunas pruebas se observa una distribución análoga a la observada en el panel d correspondiente a una ola que rompe sobre el talud de la estructura.

A manera de ejemplo, la Figura 3.10 muestra series temporales de presiones horizontales obtenidas en las pruebas de laboratorio. Las mediciones corresponden a sensores de presión colocados al centro del espaldón para casos en que las olas rompen sobre la estructura a) y las olas rompen antes de llegar al dique b).

Es conveniente resaltar que las series medidas que se presentan en la Figura 3.10 son similares a las observaciones realizadas por Nagai (1973). A continuación, en la Figura 3.11, se observa un ejemplo de serie temporal de presión registrada en la parte baja de la pared vertical, en la mayoría de las pruebas se encontró una presión significativamente menor a la hidrostática. Otros autores, como Ramsden y Raichlen (1990) ya habían reportado valores de presión en la parte baja del espaldón menores que los estimados como pseudo-hidrostática.

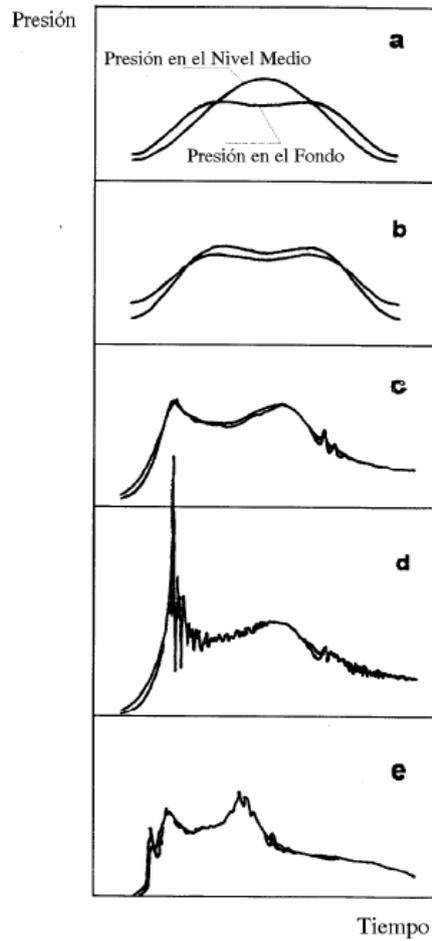


Figura 3.9 Distribución de presiones en función de la ola incidente (tomado de Martin, 1999)

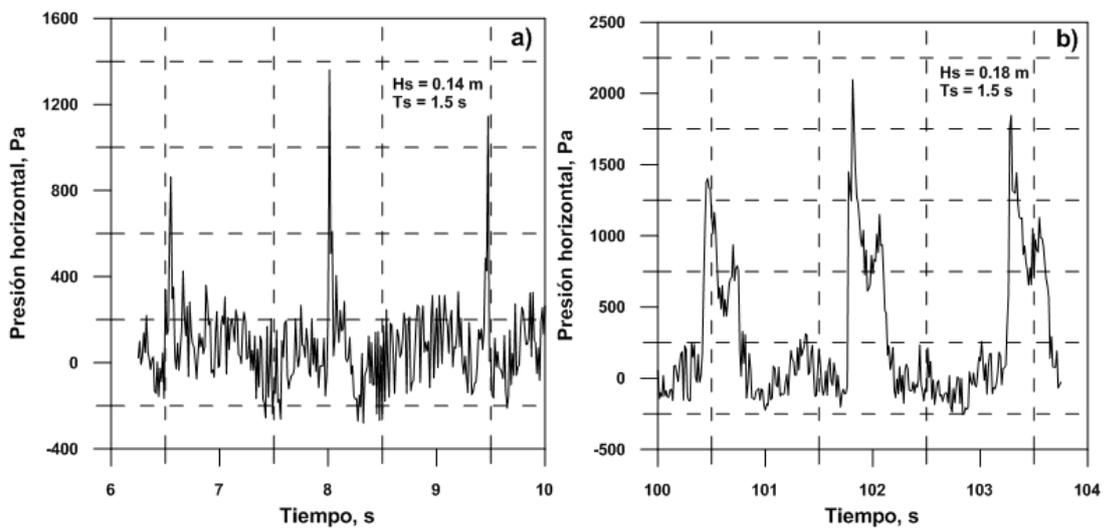


Figura 3.10 Series temporales de presiones horizontales en las pruebas de laboratorio

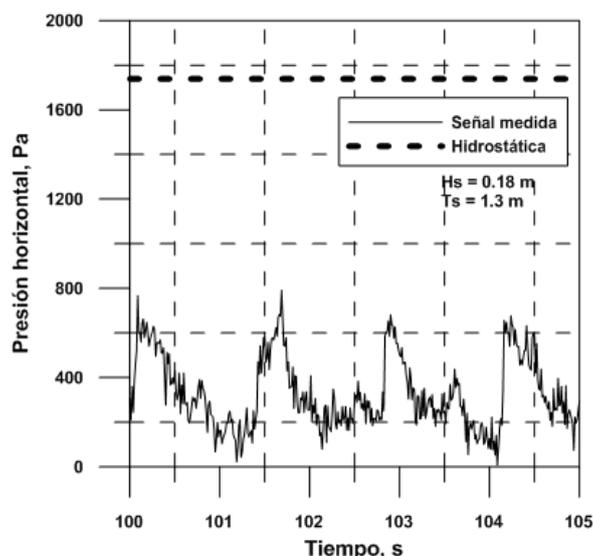


Figura 3.11 Diferencia entre presión medida y presión pseudo-hidrostática

## 3.2 Presión horizontal

### 3.2.1 Distribución de presiones horizontales sobre la estructura

La descripción de la distribución de presiones horizontales en estructuras de piezas sueltas con espaldón es una tarea compleja debido a los múltiples factores que afectan dichas presiones, principalmente las características del oleaje incidente así como la geometría del dique. Durante el transcurso de una prueba de laboratorio, la ocurrencia de las presiones actúa en distintas zonas de la pared así como la variación de la magnitud de las mismas. Por ejemplo, al inicio de una prueba, los vacíos entre las piezas del talud deberán ser llenados por agua, mientras tanto, la distribución de presiones únicamente se presenta por encima de la cota de la cresta de la coraza (Pedersen, 1996b).

Al propagar distintas condiciones de oleaje combinadas con cuatro cotas de desplante de la superestructura se encontraron diferentes distribuciones de presión sobre la pared vertical del espaldón, por lo que la presión máxima se puede ubicar, a su vez, en distintas posiciones. La Figura 3.12 a), b) y c) muestra ejemplos de la posición de la presión máxima horizontal medida en el laboratorio.

El panel a muestra la grafica correspondiente al segundo ciclo de pruebas con altura de ola de 14 cm y periodo de 1.3 s. El panel b pertenece a los resultados del cuarto ciclo de pruebas con altura de ola de 14 cm y periodo de 1.1 s. Finalmente, el panel c representa los resultados obtenidos del cuarto ciclo de pruebas con altura de ola de 18 cm y periodo de ola de 1.1 s.

En los años recientes, distintos autores han estudiado la distribución espacial de las presiones horizontales en espaldones. Los más destacados son Jensen (1984), Martin (1994), Burcharth

(1995) y Pedersen (1996b). La Figura 3.13 muestra ejemplos de los resultados presentados por estos autores.

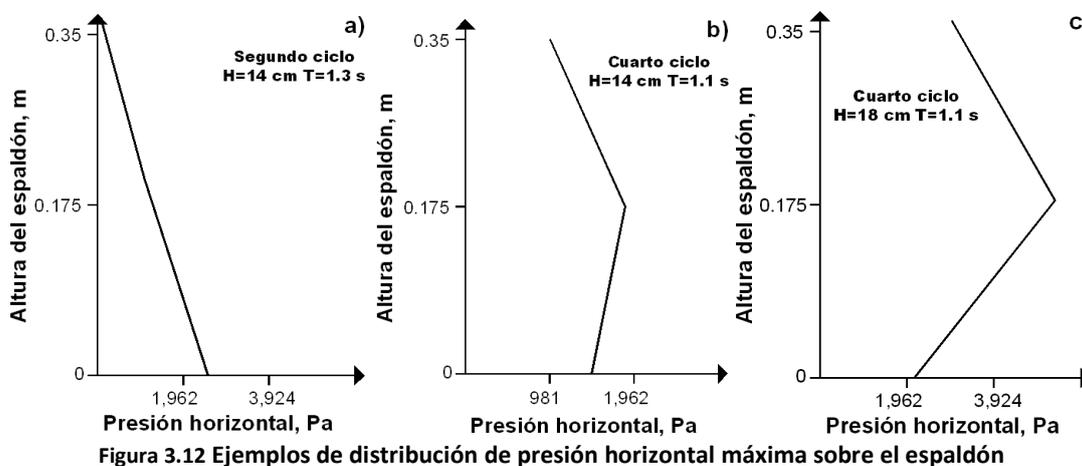


Figura 3.12 Ejemplos de distribución de presión horizontal máxima sobre el espaldón

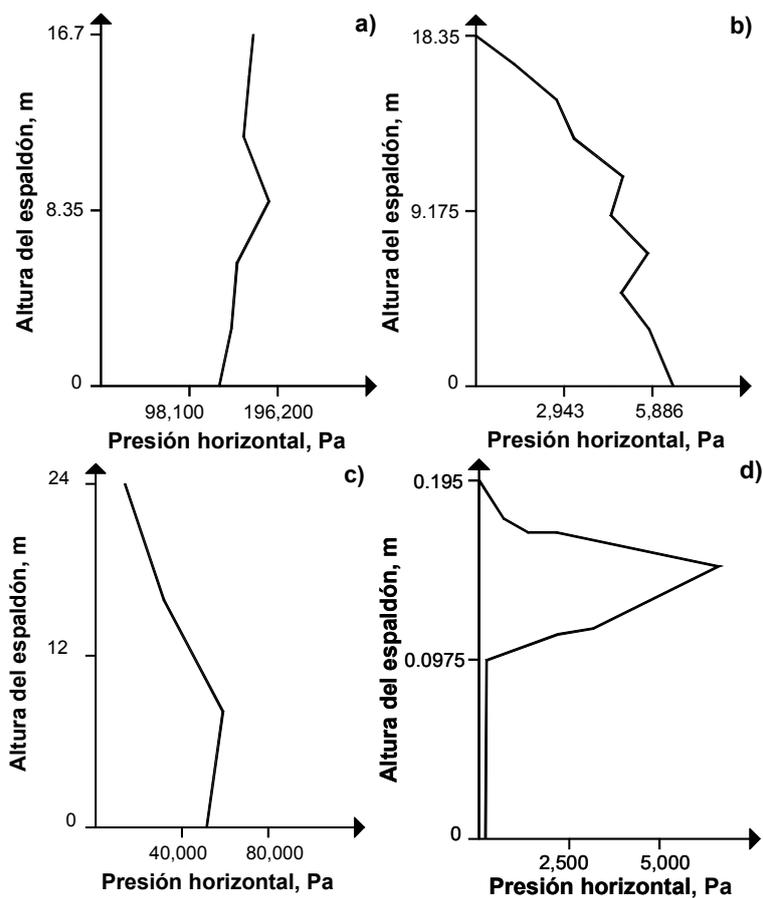


Figura 3.13 Distribución de presiones a) Jensen (1984), b) Martin (1994), c) Burcharth (1995), d) Pedersen (1996b)

A partir de la comparación entre los resultados de laboratorio y los resultados de los distintos autores es posible realizar una validación cualitativa de los ensayos realizados en esta tesis. A pesar de las diferencias entre las condiciones de oleaje y las características geométricas entre los experimentos disponibles en la literatura y los realizados en este trabajo, es posible observar similitudes entre la forma de las curvas, es decir, se presentan los mismos fenómenos coincidentes pero en distinta escala.

Así, el panel a de la Figura 3.12 puede ser comparado contra el panel b de la Figura 3.13. Considerando que, en sus pruebas, Martin (1994) utilizó 8 sensores, lo que le permitió hallar una serie de variaciones (picos), y que en las pruebas de este trabajo solo se colocaron 4 sensores; la forma general de la distribución puede considerarse lineal y con el valor máximo de la presión en la base del espaldón.

El panel b de la Figura 3.12 es fácilmente comparable contra los paneles a y c de la Figura 3.13, la coincidencia de estas distribuciones es que el valor máximo se halla relativamente cerca de la mitad de la altura del espaldón.

Finalmente el panel c de la Figura 3.12 es similar a los paneles a y d de la Figura 3.13 en el sentido que el máximo valor de la presión ocurre justo sobre la cota de la corona de la coraza del talud. Es de notar que una validación cuantitativa es difícil de lograr, dados los efectos de escala que presentan este tipo de ensayos en escala reducida.

### 3.2.2 Revisión de los registros obtenidos

Previo al análisis estadístico de datos, se realizó una inspección visual de la pruebas con ayuda de una cámara de alta velocidad. Este ejercicio permitió determinar la elevación máxima del agua sobre la pared vertical. Las imágenes muestran que el agua nunca alcanzó al sensor ubicado en la mayor cota y únicamente fue salpicado, en algunas ocasiones, durante el fenómeno de ascenso. Por lo tanto, los valores de dicho sensor fueron descartados. La Figura 3.14 muestra un ejemplo de una imagen tomada por la cámara de alta velocidad, la prueba corresponde a una altura de ola de 18 cm, un periodo de 1.5 s en el tercer ciclo de pruebas. El ascenso y las burbujas que salpican el sensor son evidentes.



Figura 3.14 Imagen tomada por la cámara de alta velocidad

### 3.2.3 Análisis estadístico

Las fuerzas horizontales a las cuales es sometida la estructura, generan momentos de volteo sobre el monolito de concreto. Al igual que la subpresión, es importante conocer los empujes para determinar el peso final de la superestructura que es el único medio para soportarlos.

Las gráficas correspondientes a cada prueba muestran las cuatro curvas de parámetros estadísticos (media, cuadrática media, valor máximo y media de los máximos) y se encuentran en el Anexo 2.

El análisis de presiones horizontales inicia a partir de la prueba de 1.1 segundos de periodo de ola del segundo ciclo. El salto que se hace en las pruebas, omitiendo por completo el primer ciclo es debido a que la ola rompe sobre el talud y disipa parte de su energía sin generar una lámina de agua en ascenso lo suficientemente grande como para elevarse y rebasar el franco bordo de 10 cm, lo que produce valores despreciables registrados por los sensores, es decir, el espaldón no trabaja bajo empuje horizontal en dicho ciclo.

Los resultados obtenidos para las pruebas del segundo ciclo muestran valores mayores en el primer sensor, presentando una variación mínima entre el segundo y tercer sensor en las gráficas de la media y la cuadrática media. Conforme aumenta la altura de ola, la gráfica de valores máximos y media de máximos tiende a hacerse lineal, lo que significa que conforme aumenta la altura de ola el tercer sensor recibe mayores impactos (Figura 3.15).

Todas las pruebas de altura de ola de 14 cm muestran valores mayores respecto al resto de alturas de ola.

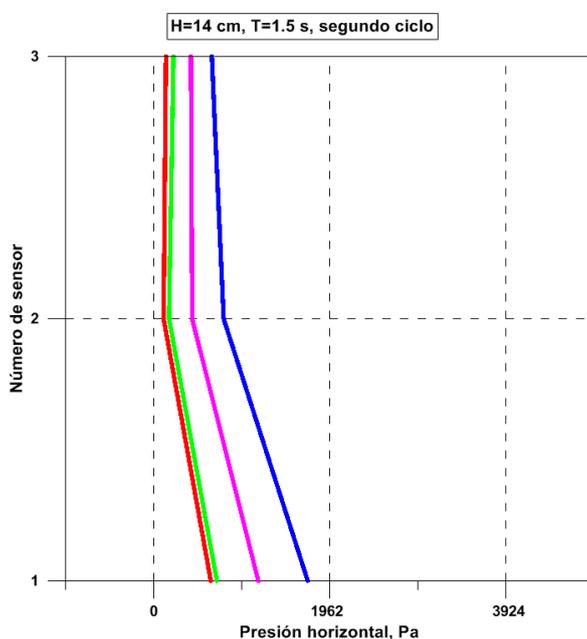


Figura 3.15 Presión horizontal para el segundo ciclo de prueba

El tercer ciclo de pruebas muestra que las pruebas correspondientes al periodo de ola más pequeño (0.9 s) tienen un comportamiento muy similar a las pruebas del segundo ciclo, incluso la prueba de 14 centímetros de altura de ola sigue mostrando los valores más altos.

El cambio abrupto sucede en las pruebas de periodo de 1.1 s y que se mantiene en el resto de las pruebas de 1.3 y 1.5 s, donde la forma de las curvas cambia, mostrando en esta ocasión un aumento en los valores del segundo sensor que se relaciona de forma lineal con el aumento de la altura de ola (Figura 3.16).

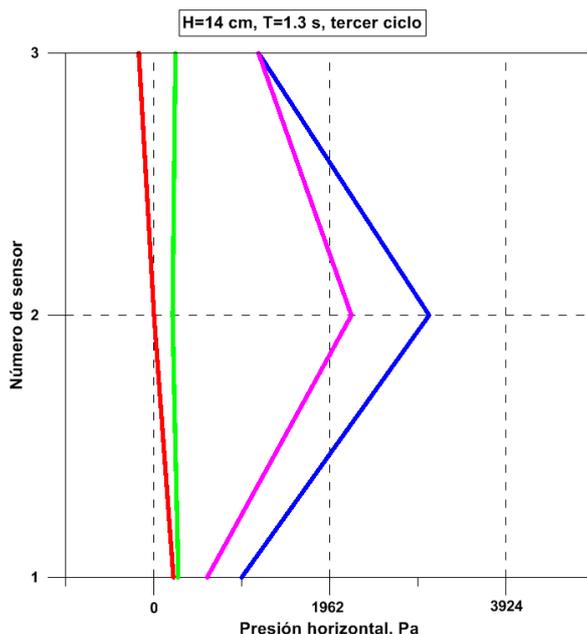


Figura 3.16 Presión horizontal para el tercer ciclo de prueba

El análisis continúa para el cuarto ciclo de pruebas y un periodo de 0.9 s. Se observa que los valores son similares a los encontrados en el segundo ciclo, donde el primer sensor registra las mayores presiones y el segundo y tercer sensor tienen valores similares. También se observa la tendencia a encontrar los mayores valores de presión en la prueba correspondiente a 14 cm de altura de ola.

Las graficas del periodo de ola de 1.1 s retoman la tendencia del mayor registro de presiones en el segundo sensor y los valores aumentan proporcionalmente a la altura de ola. La prueba de 14 cm de altura de ola presenta los mayores valores.

Finalmente, las graficas correspondientes al periodo de ola de 1.5 s muestran los mayores valores de la presión en el tercer sensor.

Se encontró un patrón de comportamiento en las gráficas donde se presentan los valores máximos en el segundo sensor. En estos casos el primer sensor se encuentra cubierto por la roca que conforma el talud por lo que parte de la energía de la ola ha sido disipada, mientras tanto el segundo sensor se encuentra casi a nivel de la berma, donde a pesar de recibir la energía de la ola ya rota aun llega una lámina de agua con mayor fuerza que la disipada entre las rocas.

Del mismo modo, en las gráficas del cuarto ciclo donde el tercer sensor registra los valores más grandes, los dos primeros sensores se encuentran dentro de las rocas del talud recibiendo la onda disipada (Figura 3.17).

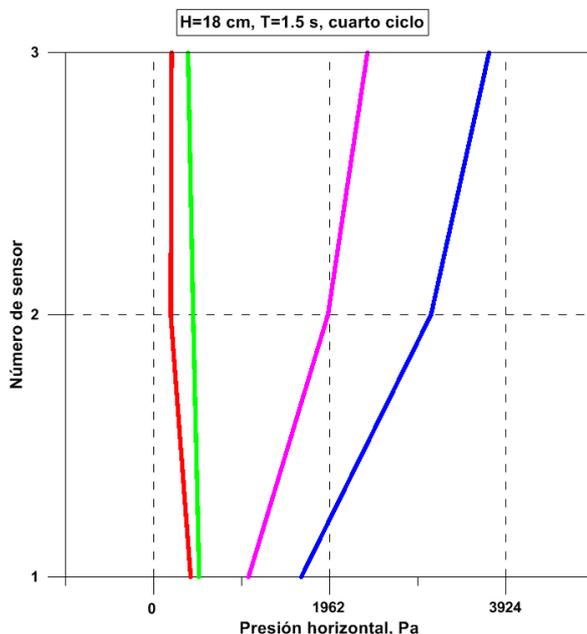


Figura 3.17 Presión horizontal para el cuarto ciclo de prueba

### 3.3 Subpresión

#### 3.3.1 Distribución de presiones verticales bajo la estructura

La variación de presiones verticales ejercidas en la base de una superestructura impermeable apoyada sobre un dique de piezas sueltas es un tema complejo debido a los procesos que se presentan en el medio poroso. Aunado a esto, las características de la ola incidente y el aire atrapado entre las rocas también producen cambios significativos en la presión y en los puntos de aplicación. Por ello parece inapropiado describir la distribución de subpresiones como simplemente lineal y cuyo valor máximo se determina como función de las presiones horizontales.

Las presiones verticales generadas bajo la base de una estructura afectan directamente la estabilidad de la misma, por ello es importante conocer el tiempo y modo en que se aplican a fin de determinar adecuadamente sus dimensiones.

#### 3.3.2 Análisis estadístico

La distribución de presiones en la base del espaldón se determinó para cada condición de oleaje de los descritos en el Capítulo 2, la gráfica de resultados muestra cuatro curvas correspondientes

a los siguientes parámetros estadísticos: media, cuadrática media, valor máximo y media de los máximos, las gráficas se muestran en el Anexo 3.

La comparación entre resultados del primer ciclo de pruebas no muestra una variación significativa en cuanto al valor de las presiones para los periodos de ola pequeños (0.9 y 1.1 s) debido al umbral de 10 cm que se encuentra entre la superficie libre del agua y la base del espaldón, donde el flujo oscila sin afectar directamente a la estructura. La tendencia de valores muestra que los primeros sensores registran una presión máxima de 392.4 Pa disminuyendo hacia 98.1 Pa a partir de la mitad de la base del espaldón (Figura 3.18).

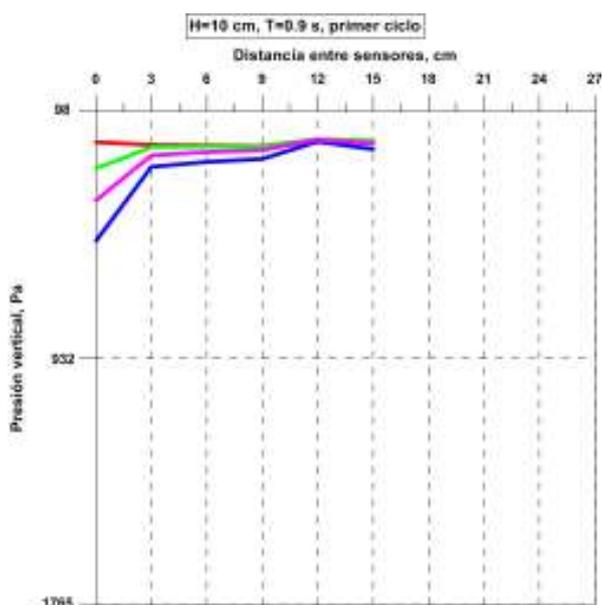


Figura 3.18 Presión vertical para el primer ciclo de prueba

La única diferencia entre la prueba de periodo de ola de 0.9 s y la de 1.1 s, es la variación de las cuatro curvas para el primer sensor. Se observa una separación entre la curva de la media que tiene valores negativos y la curva de valor máximo que es mayor a 392.4 Pa. La explicación a esto es simple, el primer sensor recibe de forma casi directa las fluctuaciones de la ola después de romper, donde la fase es similar a la del oleaje, teniendo un comportamiento sinusoidal con valores negativos que explica la media cercana a cero.

Las pruebas correspondientes a un periodo de ola de 1.3 y 1.5 s muestran una disminución en los valores de presión conforme aumenta la altura de ola. Debido a que la ola rompe con mayor fuerza sobre el talud, existe mayor disipación que se traduce en menores valores registrados por los sensores.

Los resultados del segundo ciclo de pruebas en combinación con los periodos de ola pequeños (0.9 y 1.1 s) tampoco muestran cambios importantes en la variación de los valores de presión. Es importante mencionar que a pesar de tener el nivel de agua más cercano a la base de la estructura, las distintas alturas de ola en combinación con el periodo más pequeño no fueron lo suficientemente altas como para generar presiones que significaran un cambio entre el primer ciclo y el segundo. Del mismo modo que en el primer ciclo de pruebas, a partir de la mitad de la base del espaldón, los valores tienden a 98.1 Pa, sin embargo, los valores generales son menores a

los encontrados en el primer ciclo de pruebas (Figura 3.19). Es posible que exista un patrón de comportamiento de la estructura donde influye la cubierta de las rocas de la berma. En el primer ciclo se cuenta únicamente con 5 cm de berma por la cual penetra con facilidad la onda entre la estructura y las rocas, mientras que para el segundo ciclo, además de los 5 cm de berma, la base de la estructura está protegida por 5 cm de roca de la banqueteta en el eje vertical por donde la onda que logra entrar hacia la base del espaldón lo hace con poca energía.

Al aumentar el periodo de ola a 1.3 y a 1.5 s, los sensores registran menor presión conforme aumenta la altura de ola. El fenómeno es similar a las pruebas del primer ciclo de pruebas.

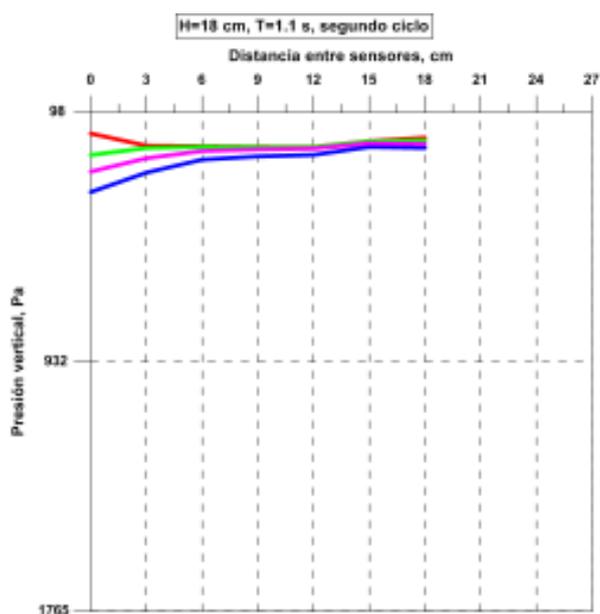


Figura 3.19 Presión vertical para el segundo ciclo de prueba

Debido a que la base del espaldón se encuentra en contacto directo con la superficie del agua, los resultados del tercer ciclo de pruebas muestran una clara diferencia entre los dos grupos anteriores ya que los sensores reciben directamente la variación del flujo logrando con esto un aumento en los valores de la presión. Los cambios se observan incluso para los valores del primer periodo de ola (0.9 s) y altura de ola a partir de 14 cm. Las figuras muestran un valle en la forma de la tendencia en los últimos sensores, así como el aumento general del valor de presión.

Las graficas correspondientes a las pruebas de periodo de ola de 1.1 s muestran un aumento de casi el doble contra las gráficas del segundo ciclo, pasan de 588.6 Pa a 1079.1 Pa.

En este ciclo, el comportamiento de los valores correspondientes a un periodo de ola de 1.3 y 1.5 s es distinto al de los dos ciclos anteriores, en este caso los valores aumentan conforme aumenta la altura de ola, mostrando cambios abruptos entre valles y crestas a lo largo de la curva (Figura 3.20).

Para el cuarto ciclo de pruebas se obtienen mayores presiones a los anteriores, la distribución de los cuatro parámetros estadísticos varía respecto a los otros grupos en cuanto a la separación entre las curvas. Es decir, en el primer y segundo ciclo, las curvas de los cuatro parámetros mostraban tendencia al mismo valor, mientras que para este ciclo la curva de valores máximos

tiende a valores distintos de la media, indicando con esto que la serie de datos comienza a registrar valores positivos y diferentes de cero (Figura 3.21).

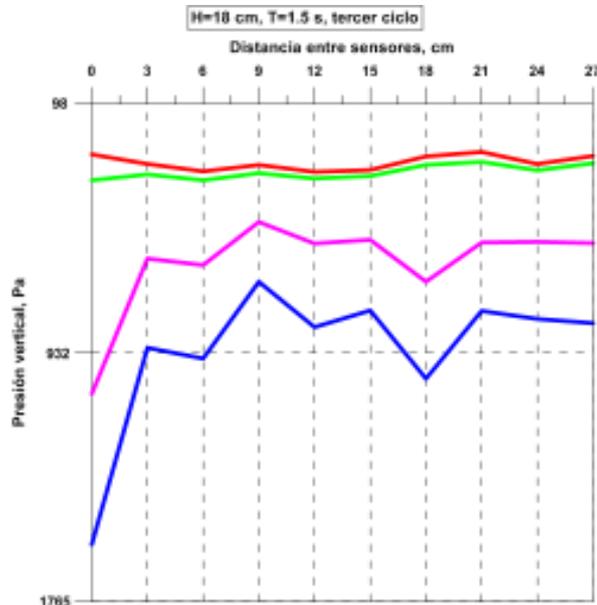


Figura 3.20 Presión vertical para el tercer ciclo de prueba

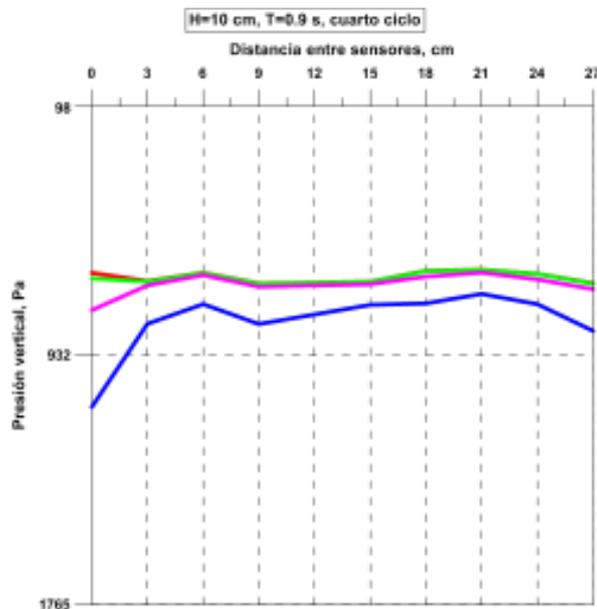


Figura 3.21 Presión vertical para el cuarto ciclo de prueba

Es importante mencionar que los valores de este ciclo son notablemente mayores al resto debido a la carga de 5 cm de agua que afecta la sumergencia del sensor. Es por ello que la media de las pruebas correspondientes al cuarto ciclo es cercana a 490.5 Pa.

El cuarto ciclo no muestra un comportamiento definido a lo largo de las pruebas, únicamente el aumento de los valores de presión conforme aumenta el periodo y la altura de ola, la tendencia es similar a las pruebas de primer y segundo ciclo.

En general se observa que olas pequeñas tienden a desarrollar presiones verticales pequeñas, el trabajo realizado por Losada *et al.* (1993) presenta resultados similares.

La Figura 3.22 muestra la distribución de presiones verticales máximas a lo largo de la base del espaldón en los cuatro ciclos de pruebas.

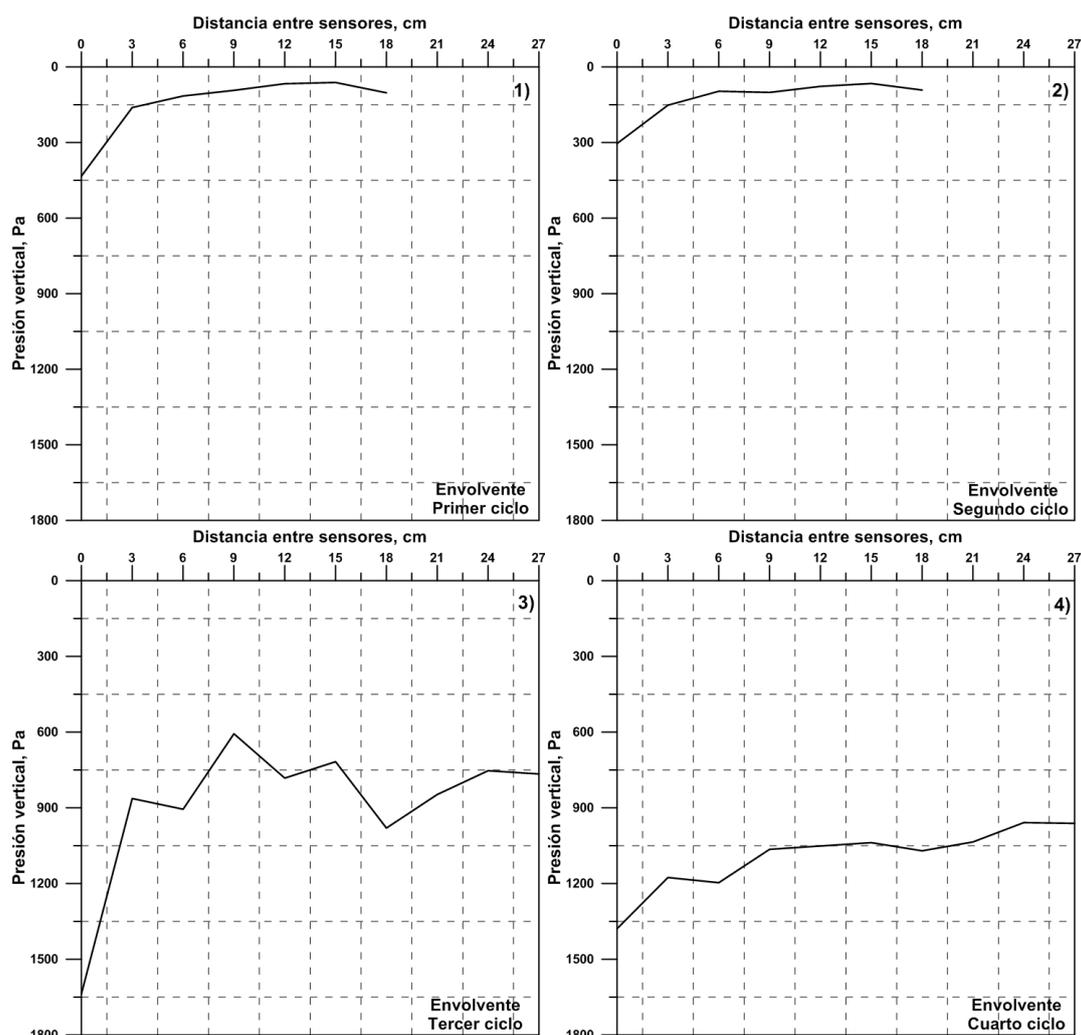


Figura 3.22 Envolverte de presiones máximas

Los paneles 1 y 2 de la Figura 3.22, correspondientes al primer y segundo ciclo de pruebas, muestran un comportamiento similar en cuanto a la forma de la curva y valores. Ambas curvas cuentan con poca perturbación debido al espacio entre el nivel del agua y la estructura. El flujo de agua oscila libremente por debajo de la base sin ejercer esfuerzos a la estructura. Únicamente los primeros sensores (1 y 2) presentan una perturbación por parte de la lámina de agua en ascenso.

Cabe mencionar que el registro del primer sensor en el segundo ciclo de prueba es menor al registro del primer ciclo de prueba.

El panel 3 de la Figura 3.22 (tercer ciclo de prueba) muestra una distribución irregular debido a que la cota de desplante del espaldón es la misma que la elevación del agua sobre un medio poroso al cual se le asocian presiones de un fluido compresible (mezcla de aire y agua). Al inicio de las pruebas, los espacios entre rocas contienen aire atrapado, que al ocurrir la presión máxima sobre la estructura, es expulsado hacia la parte trasera del dique, lo que produce una oscilación de presiones por debajo del espaldón (Jensen, 1984). Sin embargo, dicha fluctuación ocurre bajo algunas condiciones específicas. Como herramienta de apoyo se utilizaron videograbaciones al inicio y al final de cada prueba donde se podía observar fácilmente los fenómenos que ocurren bajo cada condición de oleaje y asociarlos a los resultados obtenidos. La Figura 3.23 muestra una prueba del tercer ciclo para una altura de ola de 16 cm y periodo de 1.5 s. Se observa que durante el proceso de descenso (run-down), el nivel de agua en la parte frontal de la superestructura disminuye permitiendo con esto el paso de aire. La zona protegida por la estructura mantiene el nivel de agua.



Figura 3.23 Ejemplo de aire atrapado durante las pruebas

La cuarta gráfica (cuarto ciclo de pruebas) muestra la misma tendencia que las dos primeras pero con valores mayores producidos por la sumergencia de los sensores. En la curva no se observan fluctuaciones relevantes debido a que la mayor parte de la estructura se encuentra sumergida y no existen vacíos.

### 3.4 Comparación de resultados

Para obtener la subpresión mediante el método teórico de Martin (1994), es necesario determinar la presión más desfavorable para la estabilidad de la estructura entre la presión dinámica y la presión pseudo-hidrostática. Las condiciones para la subpresión cambian dependiendo las características del dique, es decir, se ha encontrado una relación en donde la presión dinámica gobierna en espaldones que no se encuentran en contacto directo con el agua, aun considerando la reducción debida a la protección de la coraza, mientras que para espaldones sumergidos la presión reinante es la pseudo-hidrostática.

Para los cuatro ciclos de pruebas, se obtuvo de manera teórica el triángulo de subpresión, área bajo la curva con el correspondiente brazo de palanca para obtener el momento de las fuerzas actuantes tomando como pivote la parte trasera de la superestructura (donde ocurre el volteo).

A continuación se calculó el área bajo la curva de las cuatro envolventes de presión mostradas en la Figura 3.22, también se obtuvo el centroide correspondiente de cada figura para determinar los momentos.

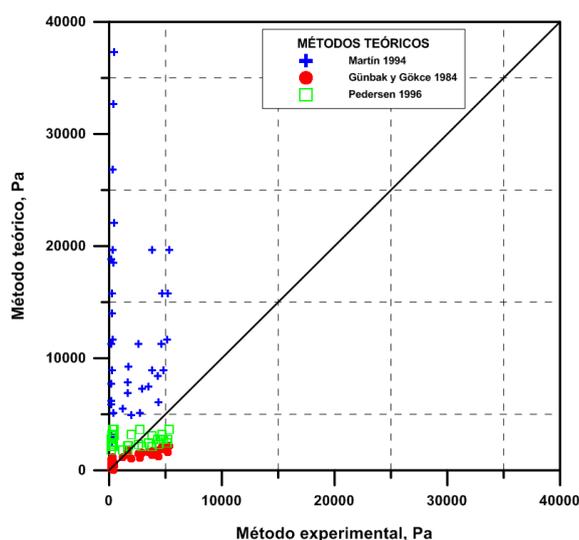
La Tabla 3.1 muestra el resumen de resultados de áreas, brazos de palanca y momentos actuantes para cada ciclo de pruebas según el método de Martin (1994) y el trabajo experimental.

**Tabla 3.1 Resumen de resultados teóricos y experimentales**

Espaldón	$A_M$ [Pa*m]	$A_{Exp}$ [Pa*m]	$BP_M$ [m]	$BP_{Exp}$ [m]	$M_M$ [N*m/m]	$M_{Exp}$ [N*m/m]
1	42.38	5.388	0.234	0.272	9.917	1.466
2	10.98	4.346	0.234	0.262	2.569	1.139
3	10.98	34.38	0.234	0.207	2.569	7.117
4	11.96	39.08	0.234	0.192	2.799	7.503

La Tabla 3.1 muestra una clara división entre los resultados, por una parte se observa los momentos experimentales son menores respecto de los teóricos cuando el espaldón se encuentra alejado de la superficie del agua, teniendo un espacio para la oscilación del flujo. Por otro lado, se presentan valores mayores de los momentos experimentales cuando la presión pseudo-hidrostática gobierna (espaldón en contacto directo con el agua).

La Figura 3.24 muestra las presiones obtenidas experimentalmente contra las obtenidas teóricamente con las formulaciones propuestas por Günbak y Gökce (1984), Martin (1994) y Pedersen (1996a). Se observa que el método de Günbak y Gökce (1984) y Pedersen (1996a) tienen mejor ajuste con los valores experimentales, mientras que el método de Martín (1994) los sobrepasa con un 80 %, incluso también a los otros métodos teóricos.



**Figura 3.24 Comparación entre formulaciones empíricas y mediciones experimentales**

### 3.5 Observaciones adicionales

#### 3.5.1 Funcionamiento del espaldón

Se realizó un análisis con base en los límites propuestos por Martin (1994) para determinar en qué casos el modelo ensayado trabaja como espaldón o como un dique de piezas sueltas sin superestructura. Los resultados incluyen diferentes cotas de desplante de la superestructura (Tabla 3.2). Los parámetros involucrados son la profundidad a pie de dique, el periodo pico de ola, la altura significativa de ola, la pendiente del talud y el franco bordo.

**Tabla 3.2 Funcionamiento hidráulico por ciclo de prueba**

		Primer ciclo					
$T_p/H_s$	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	
0.9	No	No	Si	Si	Si	Si	
1.1	No	No	Si	Si	Si	Si	
1.3	No	Si	Si	Si	Si	Si	
1.5	No	Si	Si	Si	Si	Si	

		Segundo ciclo					
$T_p/H_s$	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	
0.9	No	No	Si	Si	Si	Si	
1.1	No	No	Si	Si	Si	Si	
1.3	No	Si	Si	Si	Si	Si	
1.5	No	Si	Si	Si	Si	Si	

		Tercer ciclo					
$T_p/H_s$	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	
0.9	Si	Si	Si	Si	Si	Si	
1.1	Si	Si	Si	Si	Si	Si	
1.3	Si	Si	Si	Si	Si	Si	
1.5	Si	Si	Si	Si	Si	Si	

		Cuarto ciclo					
$T_p/H_s$	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	
0.9	Si	Si	Si	Si	Si	Si	
1.1	Si	Si	Si	Si	Si	Si	
1.3	Si	Si	Si	Si	Si	Si	
1.5	Si	Si	Si	Si	Si	Si	

En algunas pruebas del primer y segundo ciclo, la estructura no trabaja como espaldón según el método teórico, debido al tipo de rotura que se presenta y a que el ascenso máximo del agua no supera la elevación de la banqueta, por lo tanto la superestructura no es sometida a ninguna acción horizontal por parte del oleaje, sin embargo, puede estar sujeta a empujes verticales.

Para el ciclo tres y cuatro de pruebas, al encontrarse en contacto directo con el agua, el espaldón trabaja de manera correcta al impedir el rebase de la lámina de agua en ascenso y al soportar los esfuerzos ejercidos por el oleaje.

Es importante destacar que para el diseño del experimento se decidió utilizar varias combinaciones de periodos y altura de ola antes de asegurar el funcionamiento de la estructura. Las ventajas de esto es no discriminar entre ciertas condiciones de geometría o estado de mar, de manera que los resultados abarquen una amplia variedad de posibilidades.

### 3.5.2 Coeficiente de seguridad

Como se mencionó en el párrafo anterior, paso posterior a la determinación de las características del experimento, se verificaron las condiciones de operación del espaldón, entre ellas el coeficiente de seguridad por desplazamiento.

Las dimensiones del dique en el primer ciclo de pruebas fueron el diseño base de la estructura, es decir, las características del talud y del espaldón no se basaron en las distintas cotas de desplante que fueron utilizadas en los tres ciclos restantes.

La Tabla 3.3 muestra los coeficientes de seguridad para la condición de diseño del modelo experimental que sí cumplen con el valor mínimo requerido. La prueba de 16 cm de altura de ola correspondiente al cuarto ciclo de prueba muestra que la estructura cumple con el coeficiente por deslizamiento, sin embargo, en el laboratorio se observó un desplazamiento del espaldón del mismo modo que en la prueba correspondiente a una altura de ola de 18 cm en el cuarto ciclo de prueba.

Tabla 3.3 Coeficientes de seguridad por volteo y deslizamiento

<b>Ciclo</b>	1	4	4
<b>H [m]</b>	0.18	0.16	0.18
<b>T [s]</b>	1.5	1.5	1.5
<b>Csv</b>	2.65	2.96	2.27
<b>Csd</b>	1.38	1.24	0.78

### 3.6 Método propuesto

Con base en los datos presentados hasta ahora y dadas las deficiencias analizadas en las metodologías disponibles en la literatura, en el presente trabajo se propone una metodología de cálculo de subpresiones. En virtud de la gama de parámetros involucrados, se presentan tres alternativas para la obtención de la distribución de presiones, sin embargo, la última de ellas es la que describe con mayor precisión el fenómeno.

El resultado que arroja cada uno de los métodos tiene unidades de presión en Pascales.

### 3.6.1 Método con el promedio del tercio mayor de presiones máximas

Este procedimiento inicia separando las presiones medidas en clases del parámetro  $kh$ , la Tabla 3.4 muestra la relación entre el periodo de ola, la longitud de onda y  $kh$  empleados en las pruebas experimentales.

Tabla 3.4 Valores de  $kh$  de las pruebas experimentales

T [s]	L [m]	kh
0.9	1.22	2.06
1.1	1.7	1.48
1.3	2.16	1.16
1.5	2.61	0.96

Se determinó, como parámetro adimensional, la relación entre el franco bordo ( $Fr$ ) y la altura de ola significativa ( $H_s$ ), cuyo valor corresponde al valor del eje de las abscisas de la Figura 3.25. El eje de las ordenadas queda definido por el valor de la presión vertical, la envolvente que muestra la Figura 3.25 corresponde al promedio del tercio superior de las presiones máximas para determinar los coeficientes de la curva de mejor ajuste de cada sensor.

Para la obtención de la distribución de presiones se propone calcular la subpresión en tres puntos, el primero es el de valores máximos, el segundo corresponde al valor de la presión a la mitad de la estructura y el tercer punto es el valor al final de la base del espaldón.

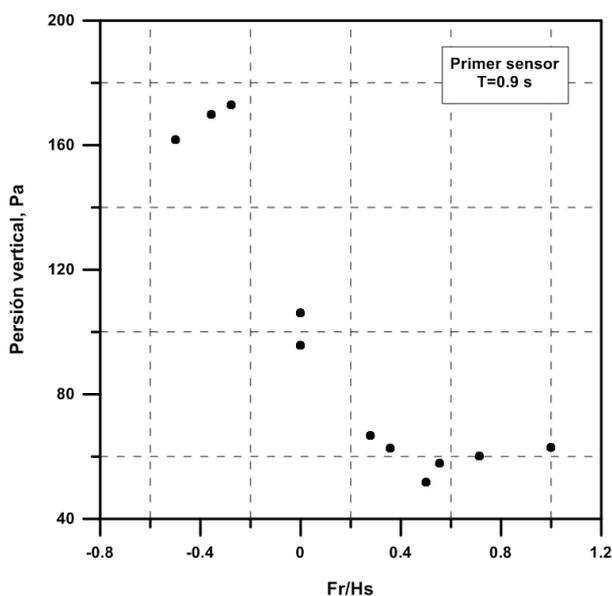


Figura 3.25 Envolvente del primer sensor para un periodo de 0.9 s

La distribución de mejor ajuste a los valores medidos es la cuadrática (ecuación 3.8), por lo tanto se determinan tres coeficientes  $a$ ,  $b$  y  $c$ . En la Tabla 3.5 se definen los rangos de aplicación y coeficientes para cada punto, así como la distancia sobre la base del espaldón.

$$y = a + bx + cx^2 \tag{3.8}$$

donde  $x = \frac{Fr}{Hs}$ , es la relación entre franco bordo y altura de ola significativa.

**Tabla 3.5 Coeficientes de ajuste del método de presión significativa**

Punto x1/l = 0				
kh	2.06 >	1.48 >	1.16 >	0.96
	a= 162.42	a= 196.337	a= 245.194	a= 224.082
	b= -141.061	b= -201.234	b= -301.487	b= -251.804
	c= 140.196	c= 133.206	c= 135.206	c= 171.795
	r= 0.74	r= 0.72	r= 0.82	r= 0.88

Punto x2/l = 0.3				
kh	2.06 >	1.48 >	1.16 >	0.96
	a= 86.738	a= 150.169	a= 188.453	a= 186.341
	b= -139.26	b= -207.012	b= -254.272	b= -313.253
	c= 111.122	c= 86.378	c= 78.37	c= 152.449
	r= 0.94	r= 0.86	r= 0.80	r= 0.90

Punto x3/l = 0.9				
kh	2.06 >	1.48 >	1.16 >	0.96
	a= 69.742	a= 102.367	a= 135.882	a= 146.291
	b= -196.772	b= -265.571	b= -294.154	b= -348.681
	c= 123.104	c= 151.107	c= 127.653	c= 177.727
	r= 0.97	r= 0.93	r= 0.87	r= 0.92

La Figura 3.26 muestra el esquema de las distancias de los puntos de aplicación de las ecuaciones para determinar la distribución de presión. La distancia de cada punto es respecto a la longitud total de la base del espaldón (l).

Una vez conocidos los puntos principales de la figura que describe a la subpresión, se calculó el área bajo la curva para compararla contra las áreas obtenidas durante el trabajo experimental. La Figura 3.27 muestra en el eje de las abscisas los valores experimentales contra los valores obtenidos de la ecuación. Una recta de 45° divide los valores para facilitar la comparación. Los valores por encima de dicha recta se hallan del lado de la seguridad, los valores por debajo son aquellos en que el método subestimaría el valor real, lo cual no es deseable dado que un espaldón es una estructura de falla frágil. En la Figura 3.27 se observa dispersión importante con un número elevado de valores subestimados. La mejor precisión se presenta para valores pequeños de la presión ejercida en la base del espaldón.

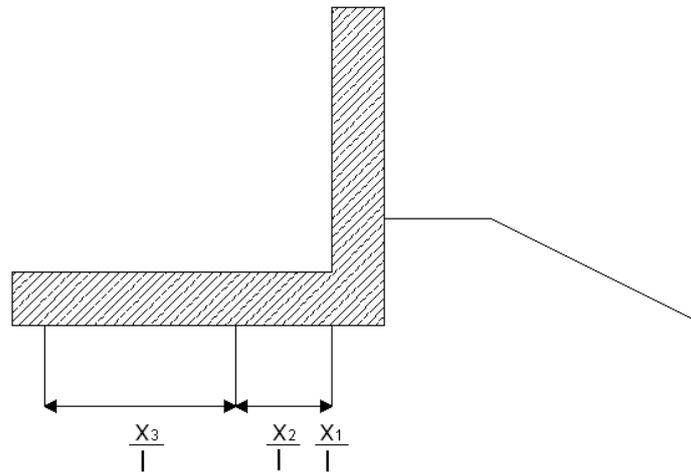


Figura 3.26 Distancia de los puntos de cálculo

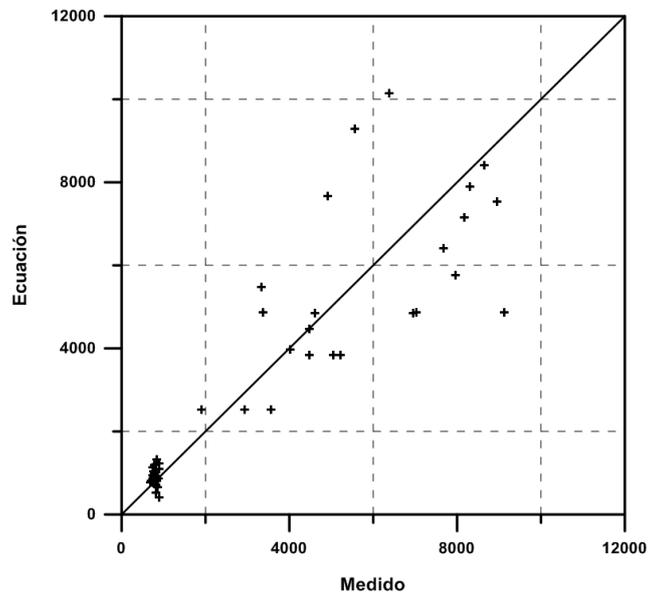


Figura 3.27 Comparación entre áreas medidas y calculadas por el método de la presión significativa

### 3.6.2 Método de presiones totales

Para este procedimiento se empleó la misma separación de los valores en grupos según la Tabla 3.4. También se propone utilizar los mismos tres puntos para describir la curva de presiones por medio de una distribución cuadrática.

Las presiones utilizadas para obtener los coeficientes de ajuste se determinaron integrando la señal de presión registrada por cada sensor, es decir las presiones totales. Se utilizó un programa de FORTRAN para automatizar el cálculo de las áreas bajo la curva teniendo como frontera el cero en el eje de las ordenadas. El programa determinó las presiones positivas seccionando la señal en pequeños trapecios.

La Tabla 3.6 muestra los coeficientes  $a$ ,  $b$  y  $c$  para los tres puntos principales según el valor de  $kh$ , la Figura 3.26 muestra los puntos de aplicación.

La Figura 3.28 muestra la comparación entre los datos medidos y los datos obtenidos a partir de las supresiones totales. Nuevamente se observa que la ecuación es efectiva para valores pequeños, sin embargo, los valores subestimados siguen siendo altos en número y, en algunos casos, son más lejanos del dato medido que con el procedimiento anterior.

Tabla 3.6 Coeficientes de ajuste de método de integración

Punto $x_1/l = 0$				
kh	2.06 >	1.48 >	1.16 >	0.96
	a= 35.16	a= 61.91	a= 88.73	a= 86.31
	b= -38.77	b= -84.62	b= -158.64	b= -153.03
	c= 37.67	c= 49.18	c= 83.11	c= 89.31
	r= 0.71	r= 0.71	r= 0.83	r= 0.88

Punto $x_2/l = 0.3$				
kh	2.06 >	1.48 >	1.16 >	0.96
	a= 37.32	a= 79.65	a= 108.94	a= 116.68
	b= -61.04	b= -106.06	b= -142.18	b= -181.16
	c= 50.02	c= 42.20	c= 45.93	c= 89.06
	r= 0.92	r= 0.84	r= 0.80	r= 0.89

Punto $x_3/l = 0.9$				
kh	2.06 >	1.48 >	1.16 >	0.96
	a= 34.68	a= 60.63	a= 90.00	a= 106.95
	b= -59.60	b= -121.63	b= -149.60	b= -184.54
	c= 60.34	c= 97.29	c= 79.30	c= 102.25
	r= 0.91	r= 0.88	r= 0.80	r= 0.89

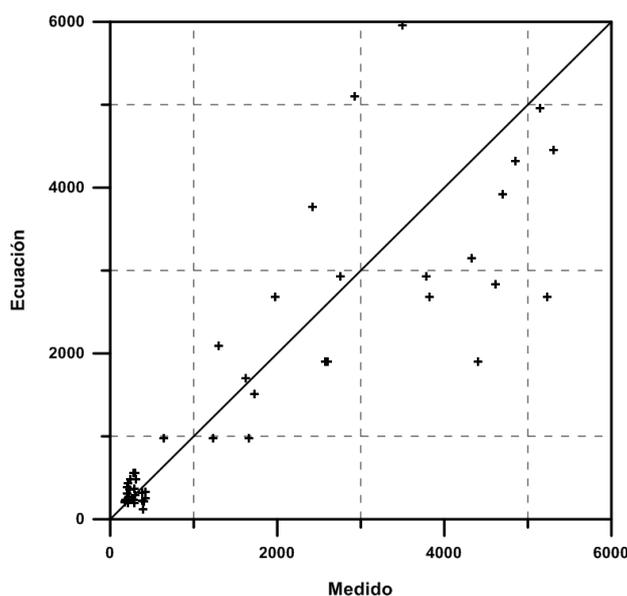


Figura 3.28 Comparación entre áreas medidas y calculadas por el método de integración

### 3.6.3 Método combinado

El método combinado consiste en definir los parámetros y metodología que mejor se ajuste según las características de distintas pruebas. Para este procedimiento las pruebas se agruparon según el valor del cociente entre el franco bordo y la profundidad a pie de dique, quedando cuatro grupos cada uno con su propia ecuación para obtener los coeficientes  $a$ ,  $b$  y  $c$ .

El primer grupo con  $Fr/h=0.25$  se dividió, a su vez, en dos grupos según el valor de  $kh$ . Los coeficientes fueron obtenidos de los valores medios de cada subdivisión dentro del grupo. La Tabla 3.7 muestra los coeficientes según los parámetros que deben ser considerados.

Tabla 3.7 Coeficientes de ajuste del método combinado para  $Fr/h=0.25$

Fr/h = 0.25	
$Kh > 1.48$	$Kh < 1.48$
a= 33.10	a= 31.32
b= -6.12	b= 202.27
c= -121.89	c= -513.96
r= 0.96	r= 0.91

De la ecuación (3.8)  $x = \frac{x_n}{l}$ , donde  $x_n$  es la distancia a la cual se localiza el sensor  $n$  a partir del final de la pared vertical del espaldón.  $l$  es la longitud total de la base del espaldón.

Para el segundo grupo, con  $Fr/h=0.125$ , se consideró utilizar los coeficientes obtenidos por la integración de la señal mostrados en la Tabla 3.6; la diferencia consiste en utilizar la ecuación (3.8) con valores de  $x = (20H_s)^{-1}$  para asegurar que se encuentra dentro del rango deseado.

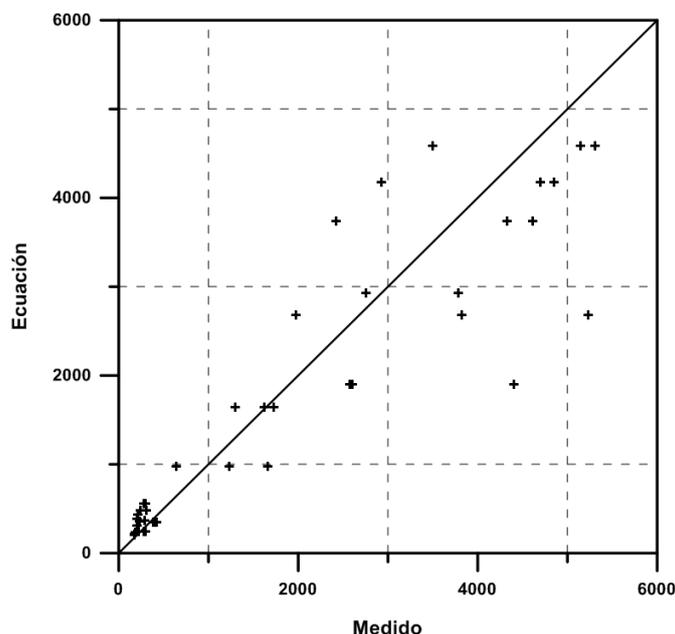
Para el tercer grupo correspondiente a  $Fr/h=0$  también se consideró la utilización de los coeficientes derivados del suavizado de la curva mostrados en la Tabla 3.6, utilizando la ecuación (3.8) con un valor de  $x = 0$ .

Finalmente, el método de cálculo del grupo de  $Fr/h=-0.125$  se dividió en 4 subgrupos según el valor de  $kh$ . Los valores fueron obtenidos a partir del valor medio de cada grupo. La Tabla 3.8 muestra los coeficientes  $a$ ,  $b$  y  $c$ , la ecuación (3.8) utiliza un valor de  $x = \frac{x_n}{l}$  con el mismo criterio de aplicación del grupo con franco bordo  $Fr/h=0.25$ .

**Tabla 3.8 Coeficientes de ajuste del método combinado para  $Fr/h = -0.125$**

Fr/h = -0.125				
kh	2.06 >	1.48 >	1.16 >	0.96
	a= 69.12	a= 110.12	a= 174.53	a= 183.45
	b= -83.51	b= 56.47	b= -21.43	b= 56.89
	c= 93.01	c= 8.91	c= -32.42	c= -124.59

La Figura 3.29 muestra la comparación entre las áreas medidas y calculadas con el método combinado. Se observa una mejoría sobre los dos métodos anteriores en cuanto a la tendencia de los datos. Se encuentra un número aceptable de datos del lado de la seguridad, pero también se destaca una menor dispersión de datos, es decir, se agrupan más cerca de la recta de 45°, lo cual significa que es más preciso el método ya que calcula valores más cercanos a la realidad.



**Figura 3.29 Comparación entre áreas medidas y calculadas por el método combinado**



**CAPÍTULO 4**  
**CASO DE APLICACIÓN**



## 4 Descripción del sitio y estructura

Para aplicar la metodología propuesta para la estimación de las presiones verticales ejercidas sobre la base del espaldón se eligió el proyecto Energía Costa Azul, que es una terminal receptora de gas licuado ubicada a 23 kilómetros al norte de Ensenada, Baja California, México (Figura 4.1).

El rompeolas que protege esta instalación fue construido 200 m costa afuera de la terminal y pretende brindar condiciones óptimas de navegabilidad a los buques, así como llevar la altura de ola a límites de operación aceptables.

La estructura consiste en 12 cajones de concreto reforzado, para dar un total de 650 m de largo, colocados a 21 m de profundidad sobre un pequeño dique de piezas sueltas y su base protegida por CORE-LOC. La idea principal del uso de grandes bloques de concreto es reducir la demanda de roca, así como el impacto al medio marino evitando la marca de la estructura sobre el fondo. El diseño considera la remoción del dique al final de los 25 años de vida útil (Hutchinson *et al.*, 2010).



Figura 4.1 Mapa de ubicación

Las condiciones de oleaje para el diseño del dique vertical fueron determinadas en el diseño del proyecto para un periodo de retorno de 25 años:  $H_s=6.3$  m,  $T_p=15.4$  s. La estructura tiene forma de "L", la Figura 4.2 muestra la sección transversal del dique.

### 4.1 Revisión del diseño

En este apartado se revisará, por medio del método de Goda, 1973, el dique vertical propuesto frente a la terminal de gas de Costa Azul.

La metodología propuesta por Goda supone una distribución trapezoidal de presiones sobre la pared vertical de la estructura, sin importar si la ola rompe o no contra la misma. Los resultados obtenidos se basan en una serie de experimentos realizados con oleaje irregular y son válidos para

cualquier ángulo de incidencia del oleaje. La Figura 4.3 muestra la nomenclatura utilizada para describir las presiones, así como la distribución de las mismas.

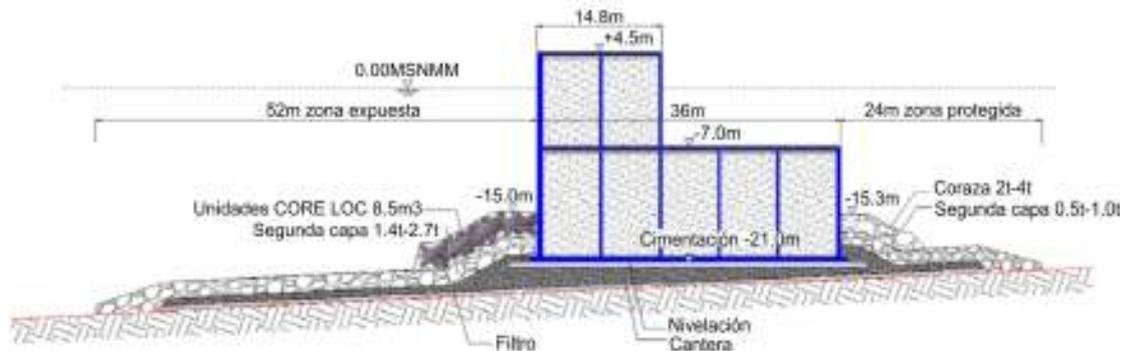


Figura 4.2 Sección transversal del dique (modificado de Hutchinson *et al*, 2010).

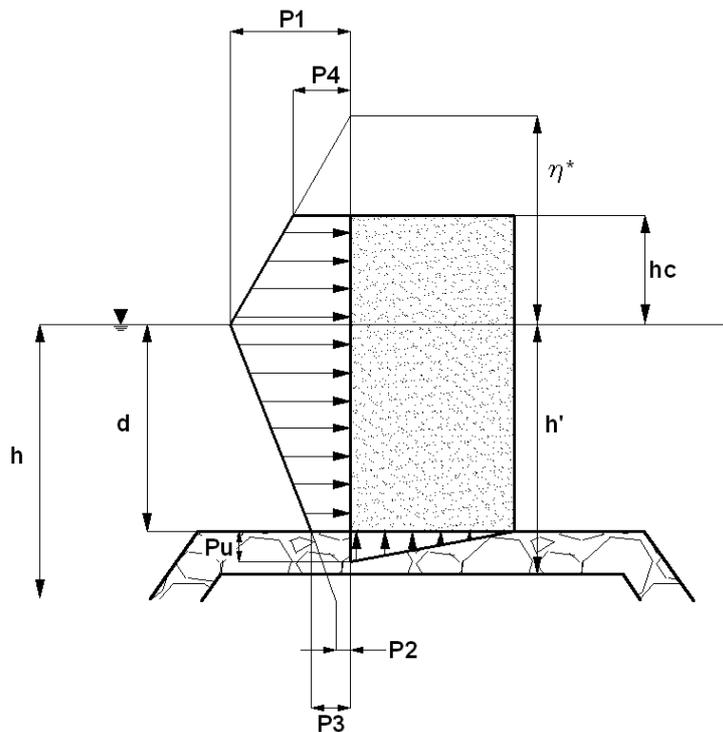


Figura 4.3 Distribución de presiones según Goda

El máximo ascenso del oleaje sobre la pared es:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)H \quad (4.1)$$

donde  $\beta$  es el ángulo de incidencia del oleaje.

Las presiones  $p_1, p_2, p_3, p_4$  se calculan con las siguientes expresiones:

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha^* \cos^2\beta) \rho g H \quad (4.2)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (4.3)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (4.4)$$

$$p_4 = \alpha_4 p_1 \quad (4.5)$$

donde:

$$\alpha^* = \max\{\alpha_1, \alpha_2\} \quad (4.6)$$

Lo que significa que se debe seleccionar el valor máximo de los dos parámetros dentro del paréntesis.

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \right]^2 \quad (4.7)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\} \quad (4.8)$$

Lo que significa que se debe seleccionar el valor mínimo de los dos parámetros dentro del paréntesis.

El parámetro  $h_b$  se define como el calado a una distancia  $5 H_{1/3}$  del dique, donde  $H_{1/3}$  es la altura de ola significante de cálculo de la estructura.

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \right] \quad (4.9)$$

$$\alpha_4 = 1 - \frac{h_c^*}{\eta^*} \quad (4.10)$$

$$h_c^* = \min \{h_c, \eta^*\} \quad (4.11)$$

La supresión se supone con distribución triangular, de valor  $p_u$  en la parte expuesta del dique y cero en la zona protegida.

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \text{Cos}\beta)\alpha_1\alpha_3\rho gH \quad (4.12)$$

El método de Goda proporciona las presiones máximas ejercidas por la cresta de la ola al impactarse contra la pared vertical.

#### 4.1.1 Memoria de cálculo

Los cálculos fueron realizados considerando las condiciones de oleaje propuestas en el diseño del proyecto, así como las medidas reales del dique construido. Los resultados se muestran a continuación:

La longitud de onda correspondiente a un periodo pico de 15.4 s y una profundidad de 21 m es de 207.856 m. Con ello, los coeficientes  $\alpha$  y las presiones  $p$  quedan resumidas en la Tabla 4.1:

**Tabla 4.1 Resumen de parámetros para la estimación del empuje sobre el dique vertical**

$\eta^*$ (m)	9.45	$\alpha_4$	0.52
$\alpha_1$	0.87	$p_1$ (kg/m <sup>2</sup> )	11232.77
$\alpha_2$	0.052	$p_2$ (kg/m <sup>2</sup> )	8943.22
$\alpha^*$	0.87	$p_3$ (kg/m <sup>2</sup> )	9309.55
$\alpha_3$	0.93	$p_4$ (kg/m <sup>2</sup> )	5883.83
$h_c^*$ (m)	4.5	$p_u$ (kg/m <sup>2</sup> )	4654.77

La distribución de presiones en la pared vertical se describe por un área trapezoidal tanto en la zona emergida como en la sumergida. La distribución de subpresiones, por su parte, es un área triangular (Figura 4.4).

Para obtener el momento que produce cada fuerza, es necesario determinar el centroide de cada figura. La Tabla 4.2 resume la fuerza resultante y el centroide de cada área.

Los diques verticales son estructuras que trabajan por peso, es decir, el momento que genera el peso de la estructura es el único que produce estabilidad y que debe ser mayor al momento generado por las fuerzas que producen el volteo.

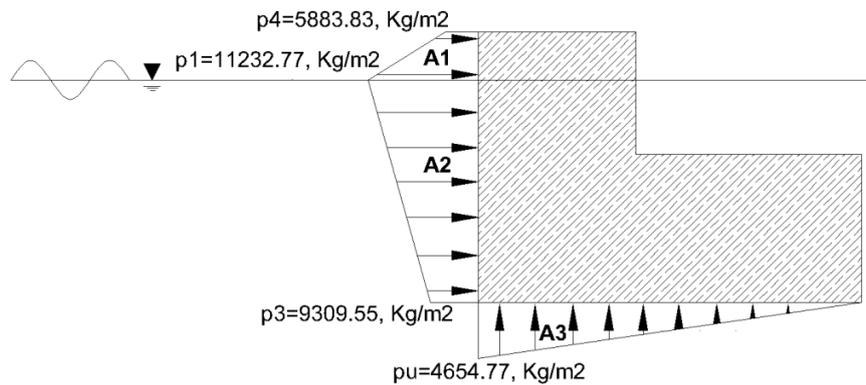


Figura 4.4 Distribución de presiones sobre el dique vertical

Tabla 4.2 Resumen de fuerzas y centroides

	Fuerza, Kg/m	Centroide, m
<b>A1</b>	38512.36	0.45
<b>A2</b>	215694.36	1.94
<b>A3</b>	83785.93	12.0

Los cajones que conforman el rompeolas vertical fueron rellenos con material granular cuyo peso específico es  $\gamma_s=2600 \text{ Kg/m}^3$ , por lo tanto el peso final de la estructura es:

$$W = 1752920 \text{ Kg} / m$$

La sumatoria de fuerzas horizontales y verticales se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \Sigma F_x &= 254206.72 \text{ Kg} / m \\ \Sigma F_y &= 1669134.07 \text{ Kg} / m \end{aligned}$$

La sumatoria de momentos queda:

$$\begin{aligned} \Sigma M_{estables} &= 36243272.00 \text{ Kg} \\ \Sigma M_{volteo} &= 3254798.35 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Finalmente los coeficientes de seguridad por volteo y deslizamiento quedan:

$$\begin{aligned} C_{sv} &= 11.14 > 1.4 \\ C_{sd} &= 7.68 > 1.2 \end{aligned}$$

Como se observa, los coeficientes de seguridad son superados por más de seis veces su valor límite, esto indica que el diseño de estructura es muy conservador, lo que significa, a su vez, que es capaz de soportar condiciones de oleaje mayores a las supuestas en el diseño. Sin embargo, es poco probable que dichas condiciones se presenten. Visto así, construir un dique de las dimensiones descritas se traduce en un gran aumento de costo.

## 4.2 Propuesta de dique con espaldón

El objetivo de esta propuesta es incentivar el uso de estructuras tipo espaldón mostrando las ventajas estructurales, hidráulicas y de operación que ofrecen.

Se sugiere entonces, el uso de un dique con espaldón ya que brinda condiciones de navegación más segura al reducir la agitación en la zona protegida, así como un espacio para el atraque de los buques. Considerando las dimensiones de las embarcaciones que transportan gas y los criterios de navegación, procurar la rotura de las olas sobre el talud se antoja favorable.

Incluso, el uso de un espaldón se puede aprovechar para la construcción de otro tipo de instalaciones, por ejemplo generadores de energía renovable.

Como se observó en el apartado anterior, la propuesta del dique vertical frente a la regasificadora de Costa Azul podría no ser la solución óptima en cuanto a operación de la estructura y costos de construcción. El diseño es muy conservador, lo cual se refleja en los coeficientes de seguridad; el peso de la estructura es muy elevado a comparación de las sollicitaciones que ejerce el oleaje contra el dique.

Además es importante señalar que un dique vertical no disipa la energía de las olas ya que únicamente refleja las ondas provocando la suma de la ola reflejada con la ola incidente, lo que podría derivar en condiciones desfavorables para la navegación y aumentando la tasa de socavación frente a la misma.

La propuesta inicia con un talud de cubos de concreto prefabricados *in situ* para eliminar los costos de volumen de roca, así como de acarreo de material.

### 4.2.1 Memoria de cálculo

Se utilizó el modelo de Martin (1994) para el diseño del dique con espaldón propuesto para la sustitución del dique vertical frente a la terminal de gas licuado.

Las condiciones de oleaje quedan determinadas en el diseño original del proyecto para un periodo de retorno de 25 años, la altura de ola significativa es de 6.3 m y el periodo pico es de 15.4 s. Las dimensiones del espaldón se presentan en la Tabla 4.3:

**Tabla 4.3 Dimensiones del espaldón**

<b>B Corona, m</b>	12
<b>B Banqueta, m</b>	6.45
<b>Ac, m</b>	2
<b>h espaldón, m</b>	11.5
<b>Cot <math>\alpha</math> Expuesto</b>	1.5
<b>Cot <math>\alpha</math> Protegido</b>	1.5

Las solicitaciones a las que está sujeta la estructura son presión pseudo-hidrostática y presión dinámica, de donde se obtiene el valor de la supresión. La Tabla 4.4 muestra el resumen de las presiones sobre el monolito de concreto.

Tabla 4.4 Resumen de presiones

Presión	Kg/m <sup>2</sup>
P <sub>h</sub>	8504.26
P <sub>d</sub>	20644.92
λ P <sub>d</sub>	11776.27
P <sub>u</sub>	11776.27

Conociendo el valor de las presiones es posible determinar las fuerzas que actúan, así como el centroide de aplicación de cada uno para obtener la sumatoria de momentos que provocan el volteo y los que estabilizan a la estructura. La Tabla 4.5 muestra el resumen de la sumatoria de fuerzas y momentos actuantes en la superestructura.

Tabla 4.5 Sumatoria de fuerzas y momentos

ΣF horizontales, Kg/m	226156.20
ΣF verticales, Kg/m	452084.70
ΣM estables, Kg	7369200.00
ΣM volteo, Kg	3143814.80

Finalmente el valor del coeficiente de seguridad por volteo y deslizamiento quedan de la siguiente manera:

$$C_{sv} = 2.34 \geq 1.4 \text{ Cumple}$$

$$C_{sd} = 1.2 \geq 1.2 \text{ Cumple}$$

La Figura 4.5 muestra el esquema del dique propuesto, dimensiones en metros.

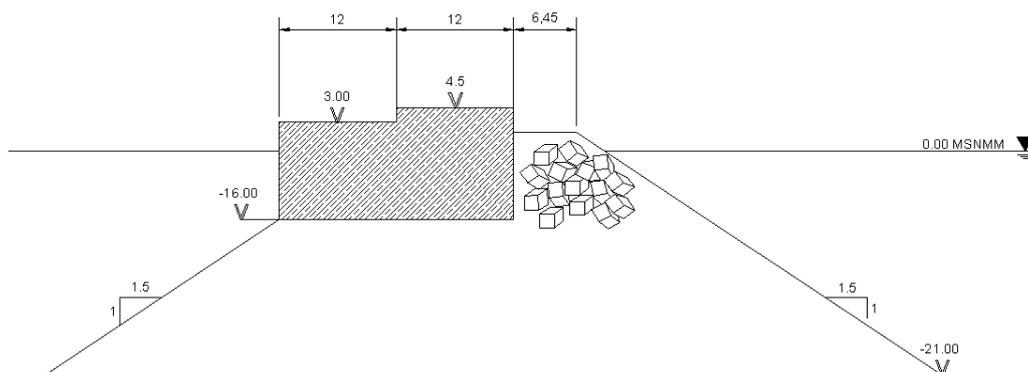


Figura 4.5 Esquema de la propuesta

Ahora utilizando el método desarrollado para el presente trabajo descrito en el capítulo anterior se obtiene un nuevo valor de subpresión:

$$P_{uExperimental} = 183.45 \text{ kg / m}^2$$

Las características del dique quedan constantes. A continuación la Tabla 4.6 muestra la fuerza actuante debida a la presión vertical, así como el momento de volteo que produce y los coeficientes de seguridad.

Tabla 4.6 Valores experimentales

<b>Fuerza, kg/m</b>	465.03
<b><math>\Sigma F</math> verticales, Kg/m</b>	592934.97
<b><math>\Sigma M</math> volteo, Kg</b>	890210.62
<b>Csv</b>	8.28
<b>Csd</b>	1.57

Se observa una disminución muy significativa en cuanto al valor de la subpresión que evidentemente tiene un efecto directo sobre la sumatoria de presiones verticales al aumentar las mismas. La estructura es estable según ambos coeficientes de seguridad.

Considerando lo anterior, se hace una revisión de las dimensiones finales del dique propuesto para Costa Azul utilizando la subpresión experimental (sabiendo que se tiene un error debido a los efectos de escala). El esquema de la nueva propuesta se presenta en la Figura 4.6. Las dimensiones del bloque de concreto disminuyen al considerar menor fuerza vertical ejercida por el oleaje. Con ello, los costos de construcción también disminuyen favoreciendo el presupuesto del proyecto.

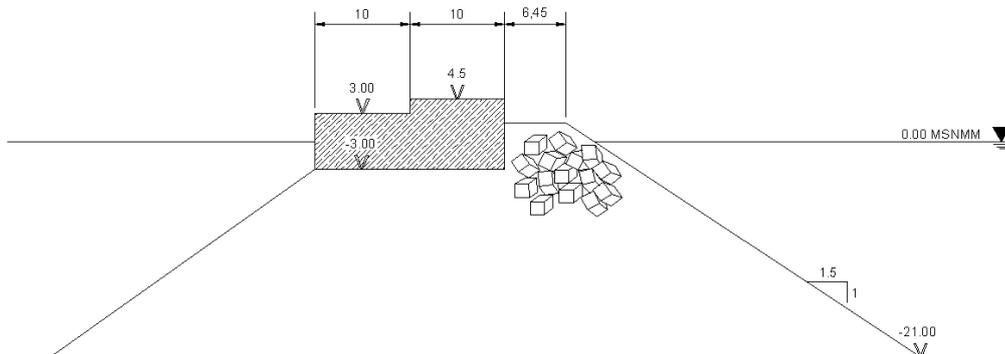


Figura 4.6 Esquema de la nueva propuesta

#### 4.2.2 Consideraciones

Adicionalmente a la propuesta del nuevo dique, se destaca que las condiciones de oleaje del diseño original del proyecto difieren de las que se pueden consultar en el Atlas de Oleaje para la vertiente Pacífica Mexicana de Silva, et al (2007), donde se muestra que para un periodo de retorno de 25 años (Hutchinson *et al.*, 2010) la altura de ola es de 6 m (Figura 4.7), el periodo de ola se obtiene con ayuda de la Figura 4.8 cuyo valor es de 13.5 s. Visto lo anterior, pareciera como si el diseño original se hubiera llevado a cabo con información de oleaje poco precisa pero con coeficientes de seguridad muy altos.

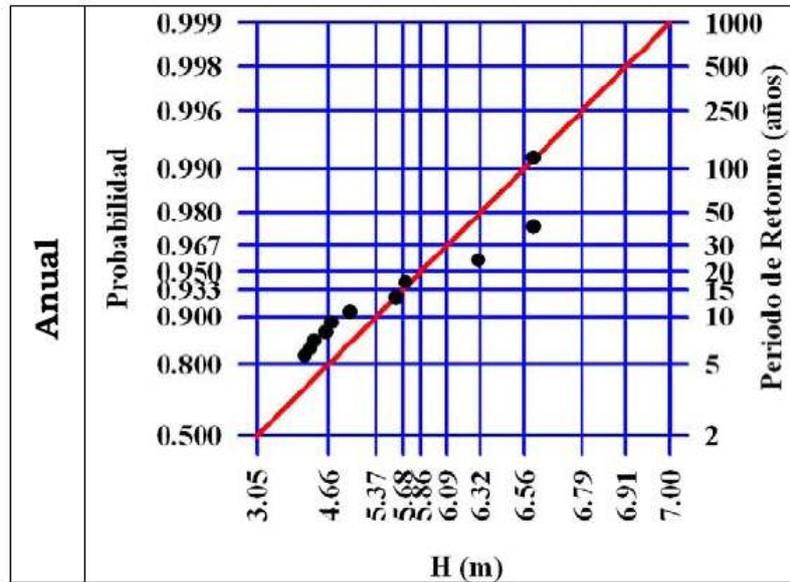


Figura 4.7 Régimen extremal de alturas de ola significativa

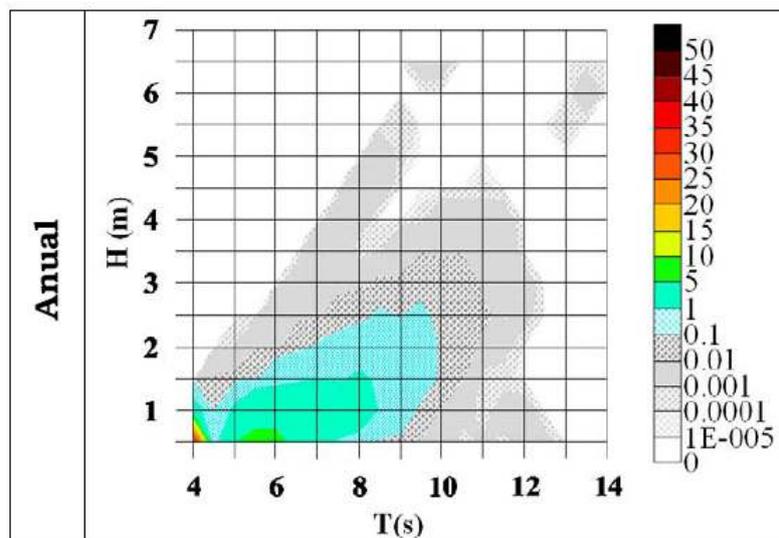


Figura 4.8 Probabilidad conjunta de altura significativa y periodo medio

En condiciones de tormenta se presenta con mayor probabilidad un altura de ola significativa de 2 a 4 m (Figura 4.9), si se observa la Figura 4.10 se obtiene que el rango de periodos de ola de mayor ocurrencia es entre 9 y 10 s.

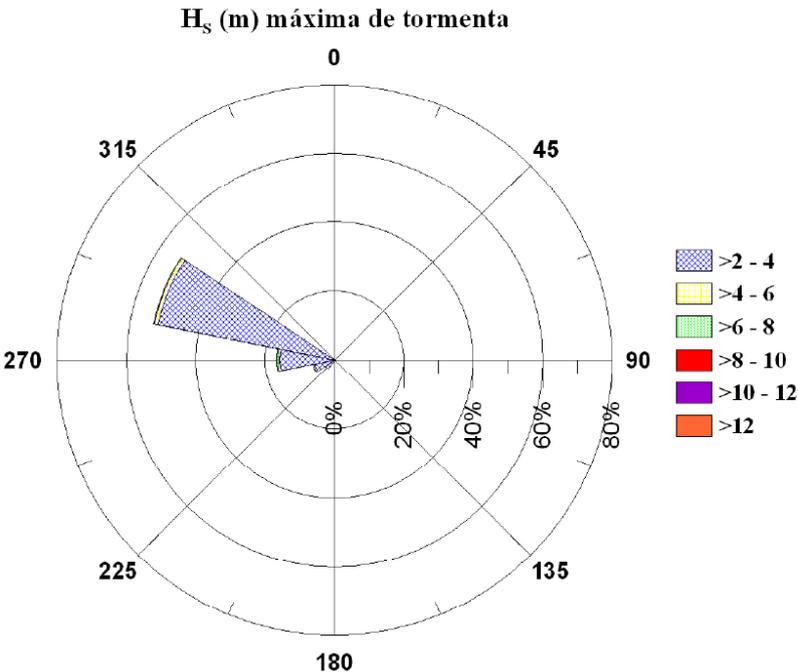


Figura 4.9 Ola significativa de tormenta

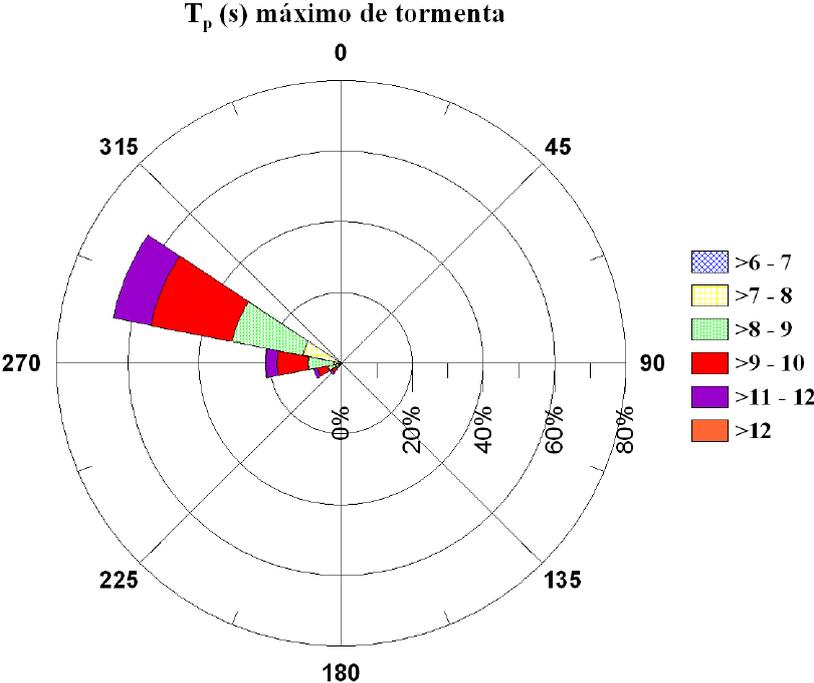


Figura 4.10 Periodo pico de tormenta

**CAPÍTULO 5**  
**CONCLUSIONES**



## 5 CONCLUSIONES

La medición experimental de las presiones ejercidas en la base del espaldón cumplió el objetivo principal del trabajo al verificar que su distribución no es lineal y dista mucho de serlo, lo cual puede modificar ampliamente los valores empleados en el cálculo de la estabilidad del espaldón. También se demostró que es incorrecto estimar la presión vertical como función de los valores de la presión horizontal ya que el flujo del agua a través del enrocamiento aumenta aún más la complejidad del fenómeno.

Se encontró que la condición más desfavorable de cota de desplante del espaldón es al nivel del agua en reposo (nivel medio del mar en prototipo) debido, principalmente, a la mezcla aire-agua que se produce en los intersticios y que es empujada contra la base del espaldón. De modo que en un diseño real es importante considerar las condiciones de pleamar o bajamar para proyectar la estructura de tal forma que se evite esta condición.

La incertidumbre que priva al tratar de comprender fenómenos como la reflexión, la transmisión y la subpresión, que dependen a su vez de varios factores, repercute de forma directa en el diseño y en la estabilidad del rompeolas. Con base en los resultados obtenidos, se sugiere diseñar diques con espaldón de tal forma que la superestructura quede totalmente y siempre emergida o totalmente y siempre sumergida. Considerando lo anterior, la magnitud de las fuerzas verticales se reduce o al menos, es más predecible. A su vez, los coeficientes de transmisión y reflexión son menores, dado que se logra disipar más energía de las olas.

La metodología propuesta para determinar la subpresión considera parámetros que se relacionan directamente con la presión vertical como son la altura de ola, periodo de ola y el franco bordo. La acción de la presión horizontal no se contempla en esta metodología, lo que la convierte en la primera ecuación para el cálculo de la subpresión de forma independiente.

Como caso de aplicación se analizó el caso de la regasificadora de Costa Azul donde se encontraron discrepancias en la estimación de las condiciones del oleaje de diseño (costa de Baja California, México). La revisión del dique vertical con el método de Goda (1973) muestra que los coeficientes de seguridad del diseño original son muy altos, posiblemente debido a la importancia de las instalaciones que protege.

### 5.1 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Debido a que se pretende desarrollar una metodología de cálculo de subpresión que pueda ser utilizado bajo cualquier estado de mar y geometría del rompeolas, es necesario ampliar las condiciones bajo las cuales se desarrolla el trabajo experimental.

Como se mencionó en los capítulos anteriores, los fenómenos que se generan en una estructura de protección costera varían según distintos factores que no fueron contemplados en este experimento.

Entre los parámetros que deben ser probados se encuentra la pendiente del talud, el coeficiente de fricción que depende de las piezas del dique, así como la porosidad que tiene un efecto directo en el coeficiente de reflexión y transmisión. También se deben considerar distintas geometrías del

espaldón, es decir, distintas alturas de la pared vertical, longitud de la base del espaldón y espesor de placas. A su vez, modificar la densidad relativa de los materiales puede disminuir los efectos de escala que se presentan en el modelo experimental.

Otra consideración es ampliar el rango de combinaciones entre periodos de ola y altura significativa, como se observó anteriormente, el periodo de ola tiene una relación casi lineal con la reflexión ejercida por el dique y la transmisión a través del mismo.

## REFERENCIAS

Baquerizo A. A., (1995). Reflexión del oleaje en playas, Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria, España.

Burcharth, H. F., P. Frigaard, J. Uzcanga, J. M. Berenguer, B. G. Madrigal, and J. Villanueva (1995). "Design of Ciervana breakwater". In *Proc. Conf. Coastal Structures and Breakwaters*, London, UK. Institution of Civil Engineers.

Camus, P.B. and Guillén, J.G. (2004). Wave forces on crown walls: Evaluation of existing empirical formulations. *Proceedings of 29<sup>th</sup> Conference on Coastal Engineering*, Lisboa, Portugal.

CEMEX (2005). *Manual de constructor*. México

d'Angremond K., J. W. Van Der Meer, R. J. De Jong, (1996). Wave transmission at low-crested structures, *Proceedings of 25<sup>th</sup> Conference on Coastal Engineering*, Orlando, Florida.

Freire, J. y González F. (2009) Tráfico Marítimo y Economía Global. Editorial Netbiblo, España, 252 p.

Goda, Y., (1973). A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwater, *Rep. Port Harbour Res. Institute, Ministry of Transport*. Vol. 12, No. 3 (en Japonés).

Günbak, A. R. and Gökce, T. (1984). Wave screen stability of rubble-mound breakwaters. *International symposium of maritime structures in the Mediterranean Sea*. Atenas, Grecia.

Hutchinson, S., Young, M. and Macleod, A. (2010). Caisson breakwater design for sliding, *Proceedings of 32<sup>th</sup> Conference on Coastal Engineering*, Shanghai, China.

Iribarren, R. y Nogales, C. (1964). *Obras marítimas*. Ed. Dossat. Madrid.

Jensen, O.J. (1984). *A Monograph on Rubble Mound Breakwaters*. Danish Hydraulic Institute, Hørsholm, Denmark.

LI, X., REN, B., WANG, G.Y. and WANG, Y. (2011). Numerical simulation of hydrodynamic characteristics on an arc crown wall using volume of fluid method based on BFC. *Journal of Hydrodynamics*. 23(6):767-776.

Losada, I.J., Darlymple, R.A. and Losada, M.A. (1993). Water wave son crown breakwaters. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE 119/4, 367-380.

Losada, M.A. and Giménez-Curto, L.A. (1981). Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action. *Coastal Engineering* 4: 187-206.

Mansard E.P.D and E.R. Funke (1980) The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method, *Proceedings of 17<sup>th</sup> Conference on Coastal Engineering*, Sydney, Australia.

- 
- Marcou, C. (1969). Contribution expérimentale à l'étude de la houle complexe du laboratoire, Tesis, Grenoble.
- Martin, F.L. (1994). *Estudio Hidrodinámico de la Interacción de Ondas de Gravedad con Estructuras Reflejantes*. PhD Dissertation. Univ. de Cantabria, Spain.
- Martínez, C.L. (2001). *Estudio de las acciones del oleaje sobre los espaldones de los diques en talud y sus efectos de escala en laboratorio*. PhD Dissertation. Univ. de Cantabria, Spain.
- Nagai, S. (1973). *Wave Forces on Structures. Advances in Hydrosience*. Vol 9. Ed. Academic Press.
- Pedersen, J. (1996a). *Experimental study of wave forces and overtopping on crown walls of rubble mound breakwaters*. Series paper 12, HC Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.
- Pedersen, J. (1996b). *Wave Forces and Overtopping on Crown Walls of Rubble Mound Breakwaters*. Aalborg University, Aalborg, Denmark.
- Pedersen, J. and Burcharth, H.F. (1992). Wave force on crown walls. *Proceedings of 23<sup>th</sup> Conference on Coastal Engineering*, Venecia, Italia.
- Postma G. M.,( 1989). Wave reflection from rock slopes under random wave attacks, Tesis Doctoral, Delft University of Technology.
- Quiñones, H.J.L. (2005) Análisis de ondas y reflexión en laboratorio, Tesis de licenciatura, UNAM, México.
- Ramsden, J. D. and F. Raichlen (1990). "Forces on Vertical Wall Caused by Incident Bores". *J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Division*, ASCE, Vol. 116-5, pp. 592-613.
- Silva, R., Govaere, G. and Martin, F. (1998). A Statistical Tool For Breakwater Design. *Coastal Engineering*.
- Silva, R., Ruiz, G., Posada, G., Perez, D., Rivillas, G., Espinal, J., Mendoza, E., Bautista, G. and Moran, D. (2008). Atlas de Clima Marítimo de la Vertiente Pacífica Mexicana. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Tørum, A., Moghim, M.N., Westeng, K., Hidayati, N. and Arntsen, Ø. (2012). On berm breakwaters: Recessuin, crown wall wave forces, reliability. *Coastal Engineering* 60, 299-318.

**ANEXO 1**  
**MÉTODO DE MANSARD Y FUNKE**



El método desarrollado por Mansard & Funke (1980) para determinar la reflexión producida por un obstáculo en un canal de oleaje se basó en los trabajos realizados por Marcou (1969).

Siendo la superficie del agua un campo de ondas en dos dimensiones, donde puede ser representada por N ondas con distintas características, el perfil de la superficie libre del agua se expresa de la siguiente manera:

$$h(x,t) = \sum_{n=1}^N a_n \text{Cos}(k_n x - s_n t + F_n) \quad (\text{A.1})$$

El perfil del agua se ve afectado al momento de presentarse la reflexión. Siendo así, el perfil original estará formado por la superposición del perfil original y el perfil debido a la reflexión. La nueva ecuación queda definida como:

$$\eta(x,t) = \sum_{n=1}^N a_{I,n} \text{Cos}(k_n x - \sigma_n t + \Phi_{In}) + \sum_{n=1}^N a_{R,n} \text{Cos}(k_n x - \sigma_n t + \Phi_{Rn}) \quad (\text{A.2})$$

La distancia entre la estructura y los sensores es difícil de determinar en ciertos experimentos, por ejemplo cuando existe una pendiente, por ello una fase  $\theta_s$  es introducida para compensar el error de medición, en donde también se incluyen otro tipo de errores no considerados. La ecuación queda:

$$\eta(x,t) = \sum_{n=1}^N a_{I,n} \text{Cos}(k_n x - \sigma_n t + \Phi_{In}) + \sum_{n=1}^N a_{R,n} \text{Cos}(k_n x - \sigma_n t + \Phi_n + \theta_s) + \Omega(t) \quad (\text{A.3})$$

Si,

$$\eta_p = \eta(x_p, t)$$

Donde P es el número de sensor.

Entonces:

$$\eta_p = \sum_{n=1}^N a_I \text{Cos}(k(x_1 + \Delta x) - \sigma t + \Phi) + a_R \text{Cos}(k(x_1 + 2x_{R,1} - \Delta x) + \sigma t + \Phi + \theta_s) + \Omega_p(t) \quad (\text{A.4})$$

Es necesario minimizar la función de error  $\Omega(t)$ , para lograrlo es necesario aplicar la transformada de Fourier para obtener una solución algebraica.

Al aplicar la transformada se obtiene:

$$A_p + iB_p = a_I e^{(ik(x_1 + \Delta x) + i\Phi)} + a_R e^{(ik(x_1 + 2x_{R,1} - \Delta x) + i(\Phi + \theta_s))} + Y_p e^{(i\rho_p)} \quad (\text{A.5})$$

Donde  $A_p$  y  $B_p$  son los coeficientes de Fourier.

Si,

$$Z_1 = a_I e^{(ik(x_1 + \Delta x) + i\Phi)}$$

$$Z_R = a_R e^{(ik(x_1 + 2x_{R,1} - \Delta x)) + i(\Phi + \theta_s)} \quad (\text{A.6})$$

$$Z_{N,p} = Y_p e(i\rho_p)$$

Por lo que la ecuación anterior queda en términos de la expresión anterior:

$$A_p + iB_p = Z_I e^{(ikx_{1,p})} + Z_R e^{(-ikx_{1,p})} + Z_{N,p} \quad (\text{A.7})$$

La ecuación anterior desarrollada para cada sensor queda:

$$A_1 + iB_1 = Z_I + Z_R + Z_{N,1} \quad (\text{A.8})$$

$$A_2 + iB_2 = Z_I e^{(ik\Delta x_{1,2})} + Z_R e^{(-ik\Delta x_{1,2})} + Z_{N,2} \quad (\text{A.9})$$

$$A_3 + iB_3 = Z_I e^{(ik\Delta x_{1,3})} + Z_R e^{(-ik\Delta x_{1,3})} + Z_{N,3} \quad (\text{A.10})$$

La función error se debe minimizar para cada sensor, por lo tanto se despeja de las expresiones anteriores:

$$\varepsilon_1 = Z_I + Z_R - (A_1 + iB_1) \quad (\text{A.12})$$

$$\varepsilon_2 = Z_I e^{(ik\Delta x_{1,2})} + Z_R e^{(-ik\Delta x_{1,2})} - (A_2 + iB_2) \quad (\text{A.13})$$

$$\varepsilon_3 = Z_I e^{(ik\Delta x_{1,3})} + Z_R e^{(-ik\Delta x_{1,3})} - (A_3 + iB_3) \quad (\text{A.14})$$

donde

$$\varepsilon_p = -Z_{N,p} + f_e(Z_I, Z_R) \quad (\text{A.15})$$

La función error  $\Omega(t)$  toma valores positivos, por lo tanto, es posible buscar un punto  $Z_I$  y  $Z_R$  tal que dicha función sea lo menor posible.

Este proceso equivale a minimizar la suma de los cuadrados de  $\varepsilon_p$ :

$$\sum_{p=1}^3 (\varepsilon_p)^2 = \sum_{p=1}^3 \left( Z_I e^{(ikx_{1,p})} + Z_R e^{(-ikx_{1,p})} - (A_p + iB_p) \right)^2 \quad (\text{A.16})$$

Este mínimo debe verificar:

$$\frac{\partial \sum_{p=1}^3 \varepsilon_p^2}{\partial Z_I} = \frac{\partial \sum_{p=1}^3 \varepsilon_p^2}{\partial Z_R} \quad (\text{A.17})$$

Desarrollando la ecuación se obtiene:

$$2 \sum_{p=1}^3 \left( Z_I e^{(ikx_{1,p})} + Z_R e^{(-ikx_{1,p})} - (A_p + iB_p) \right) e^{(ikx_{1,p})} = 0 \quad (\text{A.18})$$

$$2 \sum_{p=1}^3 \left( Z_I e^{(ikx_{1,p})} + Z_R e^{(-ikx_{1,p})} - (A_p + iB_p) \right) e^{(-ikx_{1,p})} = 0 \quad (\text{A.19})$$

Desarrollando e incluyendo el subíndice  $n$  se obtiene:

$$\begin{aligned} & Z_{i,n} (1 + \exp(i2k_n x_{1,2}) + \exp(i2k_n x_{1,3})) + 3Z_{R,n} = \\ & (A_{i,n} + iB_{i,n}) + (A_{2,n} + iB_{2,n}) \exp(ik_n x_{1,2}) + (A_{3,n} + iB_{3,n}) \exp(ik_n x_{1,3}) \\ & Z_{R,n} (1 + \exp(-i2k_n x_{1,2}) + \exp(-i2k_n x_{1,3})) + 3Z_{I,n} = \\ & (A_{i,n} + iB_{i,n}) + (A_{2,n} + iB_{2,n}) \exp(-ik_n x_{1,2}) + (A_{3,n} + iB_{3,n}) \exp(-ik_n x_{1,3}) \end{aligned} \quad (\text{A.20})$$

Mansard & Funke determinan la solución como:

$$Z_{I,n} = \frac{1}{D_n} \left[ (A_{1,n} + iB_{1,n})(R_{1,n} + iQ_{1,n}) + (A_{2,n} + iB_{2,n})(R_{2,n} + iQ_{2,n}) + (A_{3,n} + iB_{3,n})(R_{3,n} + iQ_{3,n}) \right]$$

$$Z_{R,n} = \frac{1}{D_n} \left[ (A_{1,n} + iB_{1,n})(R_{1,n} - iQ_{1,n}) + (A_{2,n} + iB_{2,n})(R_{2,n} - iQ_{2,n}) + (A_{3,n} + iB_{3,n})(R_{3,n} - iQ_{3,n}) \right] \quad (\text{A.21})$$

donde:

$$D_n = 2 \left( \text{Sin}^2(k_n x_{1,2}) + \text{Sin}^2(k_n x_{1,3}) + \text{Sin}^2((k_n x_{1,3}) - (k_n x_{1,2})) \right)$$

$$R_{1,n} = \text{Sin}^2(k_n x_{1,2}) + \text{Sin}^2(k_n x_{1,3})$$

$$Q_{1,n} = \text{Sin}(k_n x_{1,2}) \text{Cos}(k_n x_{1,2}) + \text{Sin}(k_n x_{1,3}) \text{Cos}(k_n x_{1,3})$$

$$R_{2,n} = \text{Sin}(k_n x_{1,3}) \text{Sin}(k_n x_{1,3} - k_n x_{1,2})$$

$$Q_{2,n} = \text{Sin}(k_n x_{1,3}) \text{Cos}(k_n x_{1,3} - k_n x_{1,2}) - 2 \text{Sin}(k_n x_{1,2})$$

$$R_{3,n} = -\text{Sin}(k_n x_{1,2}) \text{Sin}(k_n x_{1,3} - k_n x_{1,2})$$

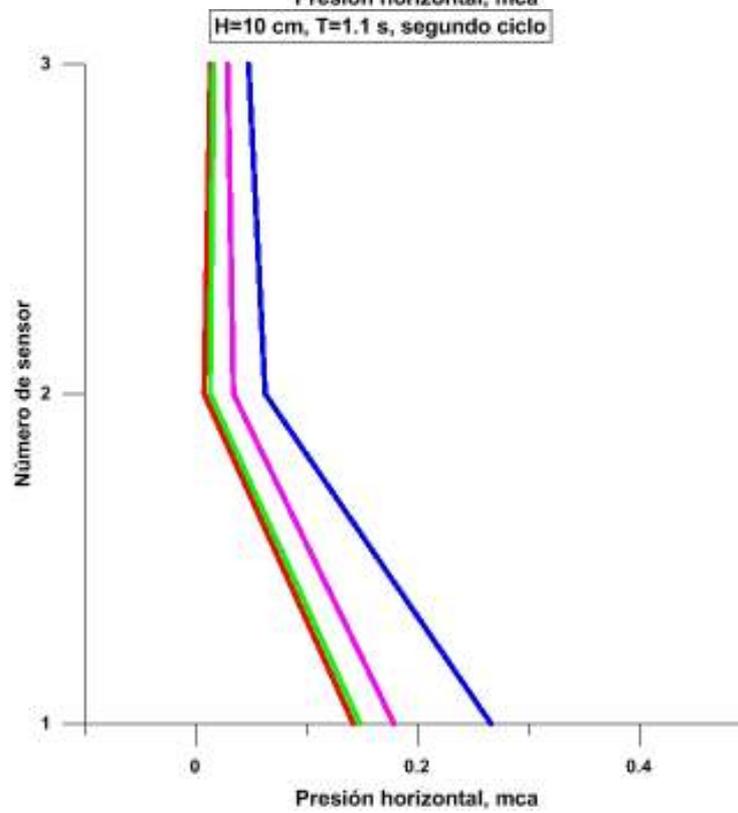
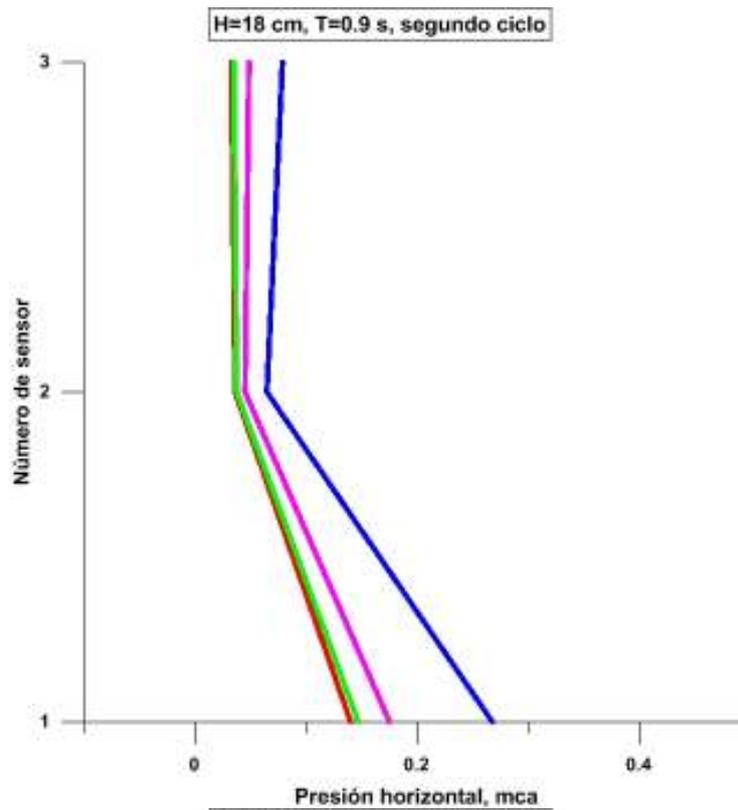
$$Q_{3,n} = \text{Sin}(k_n x_{1,2}) \text{Cos}(k_n x_{1,3} - k_n x_{1,2}) - 2 \text{Sin}(k_n x_{1,3})$$

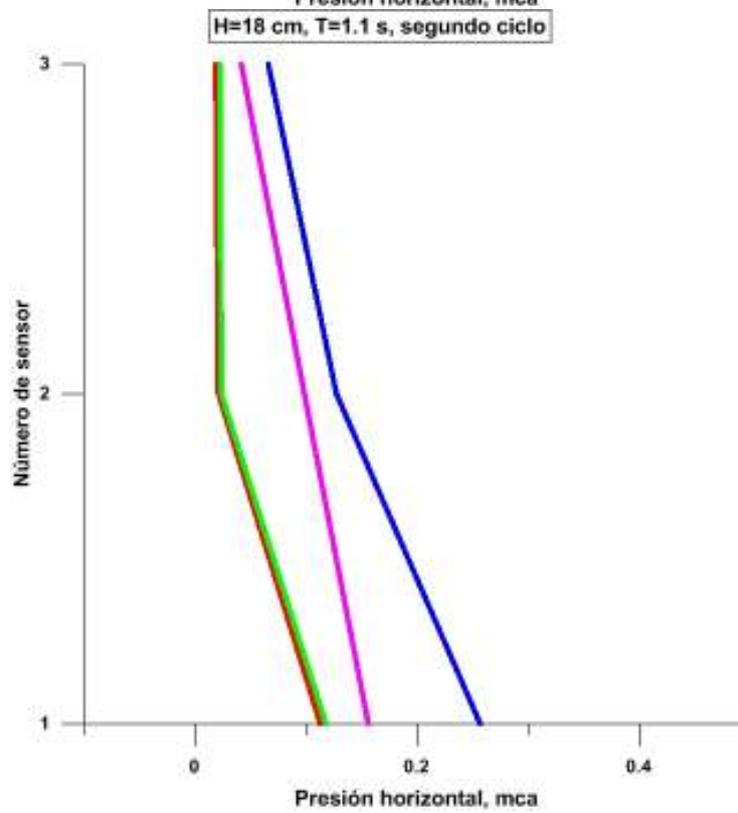
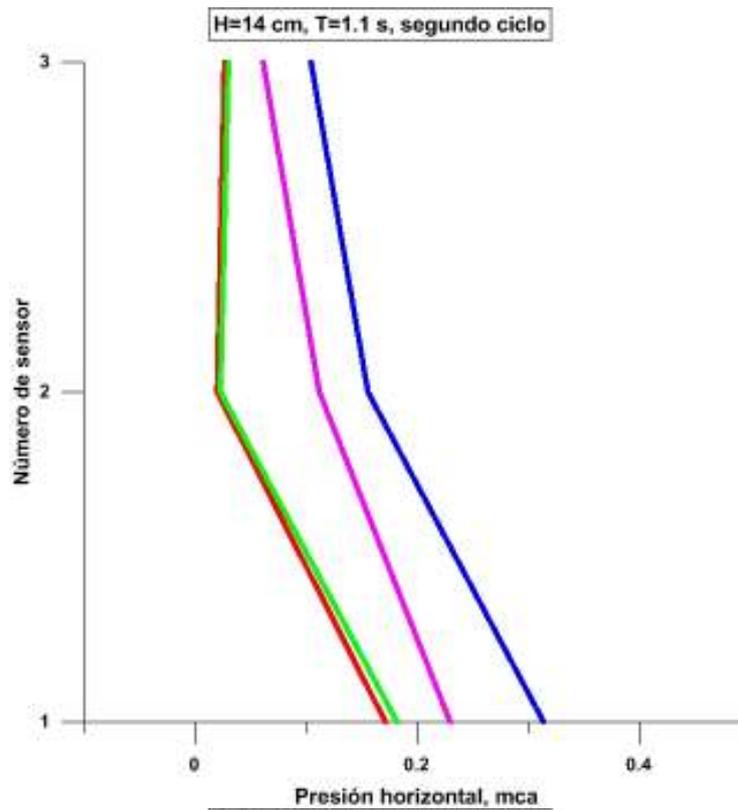


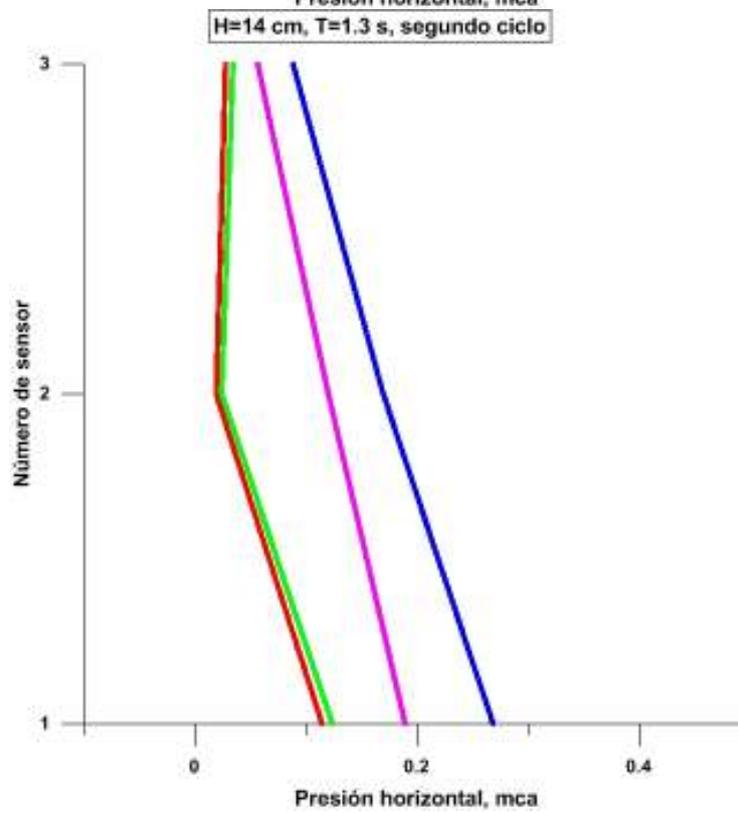
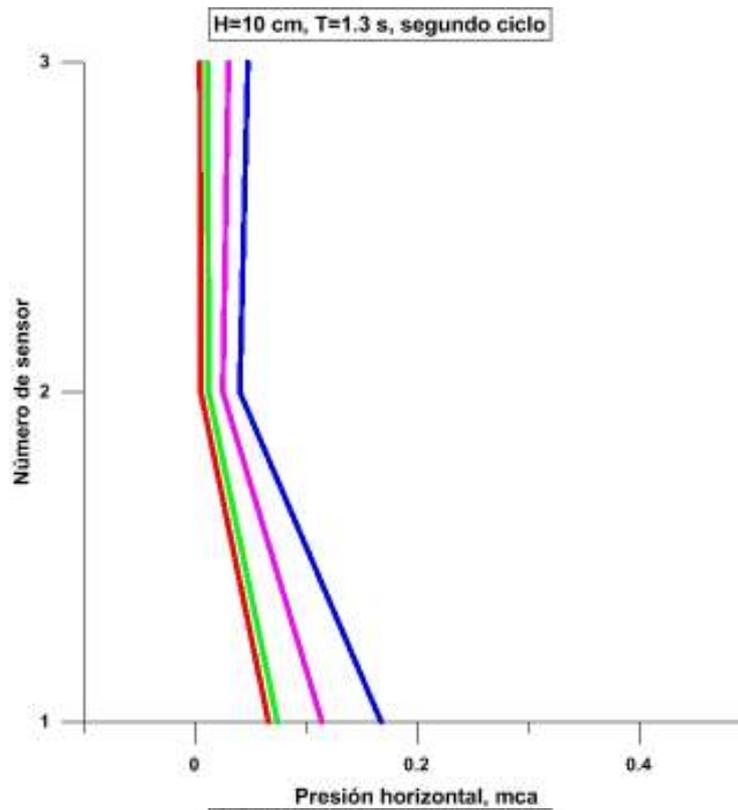
**ANEXO 2**  
**ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA PRESIÓN HORIZONTAL**

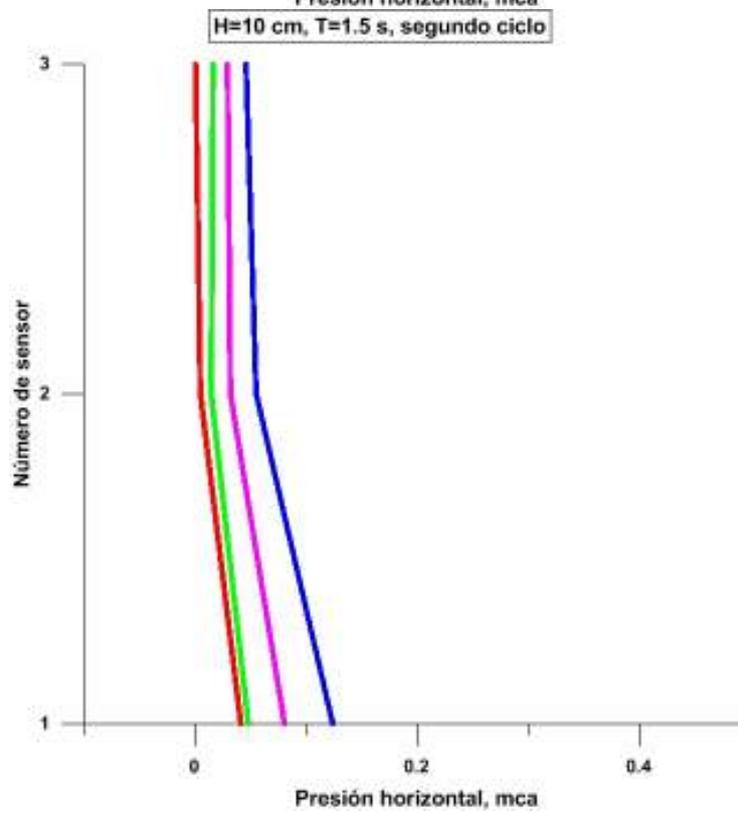
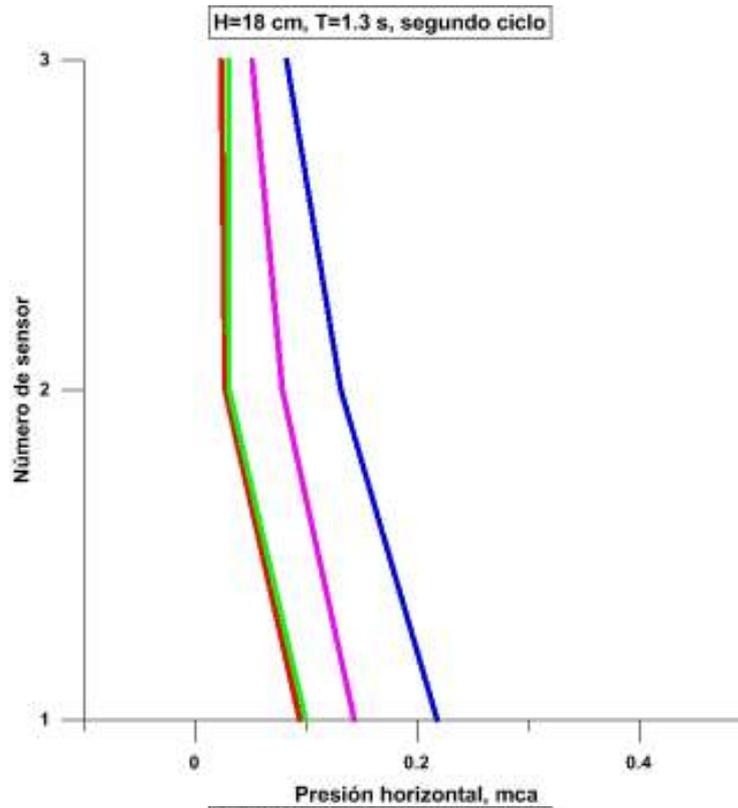
---

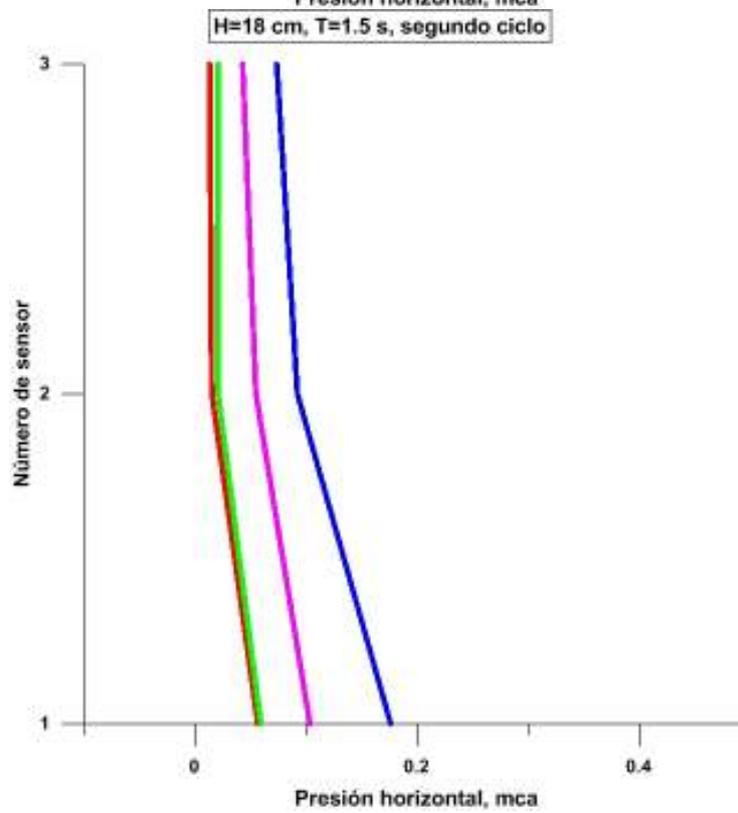
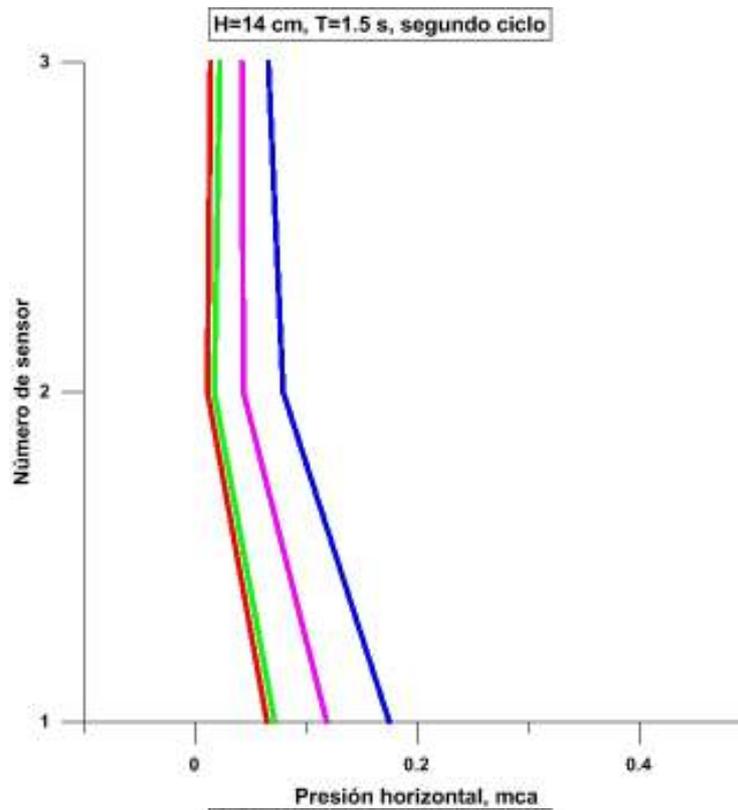
---

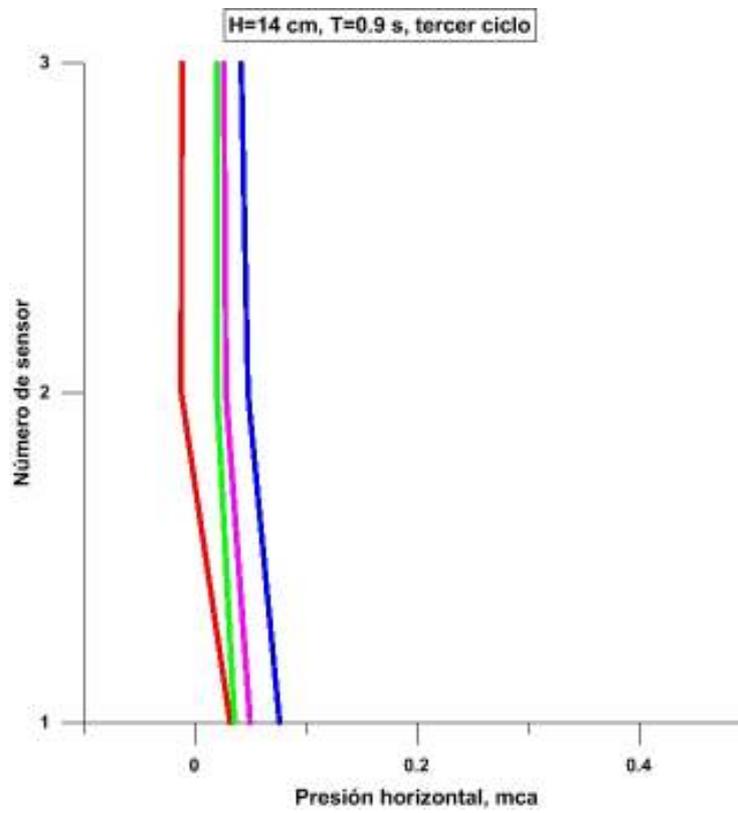
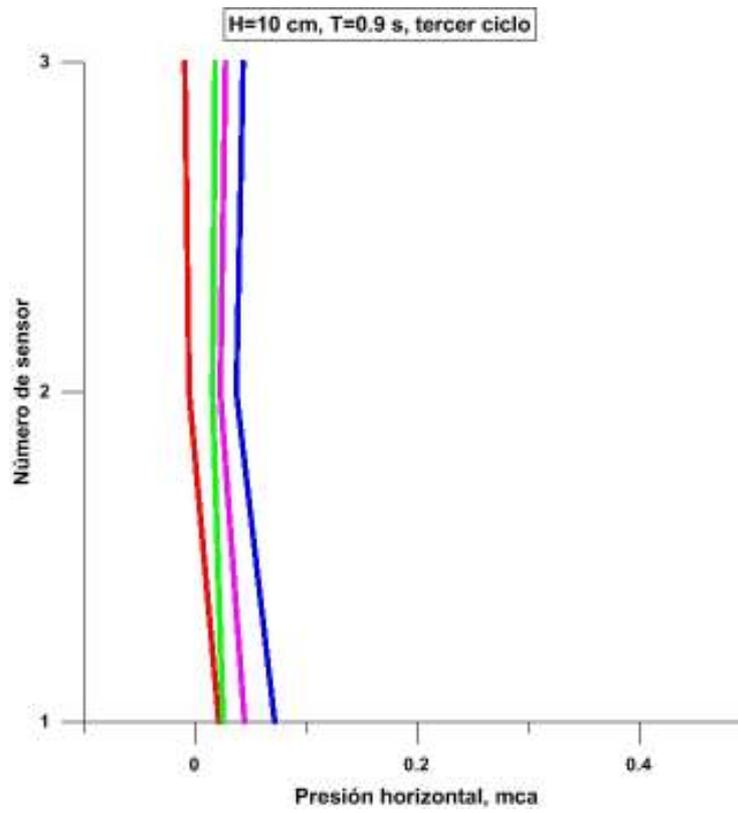


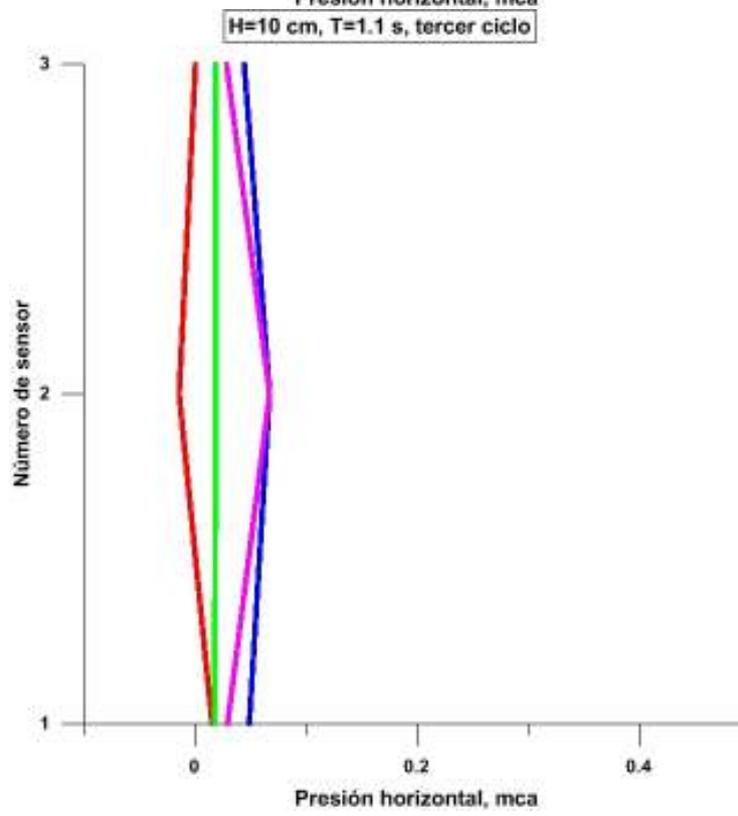
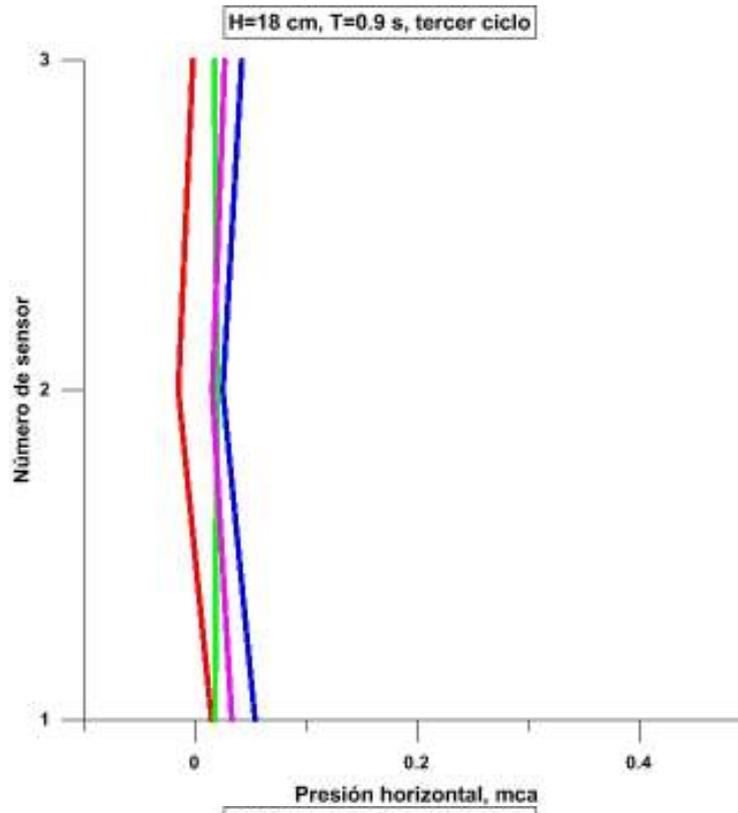


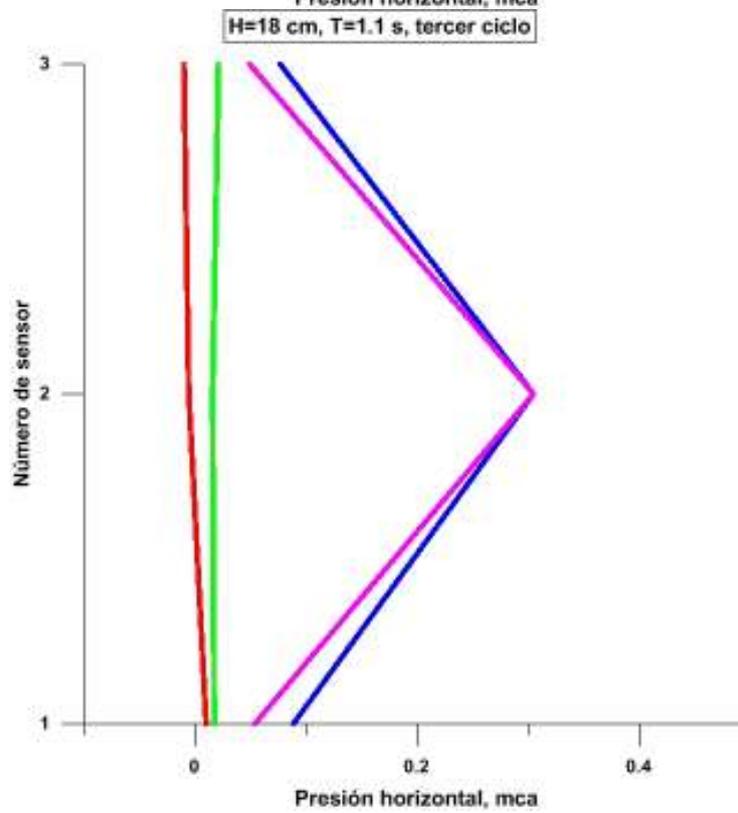
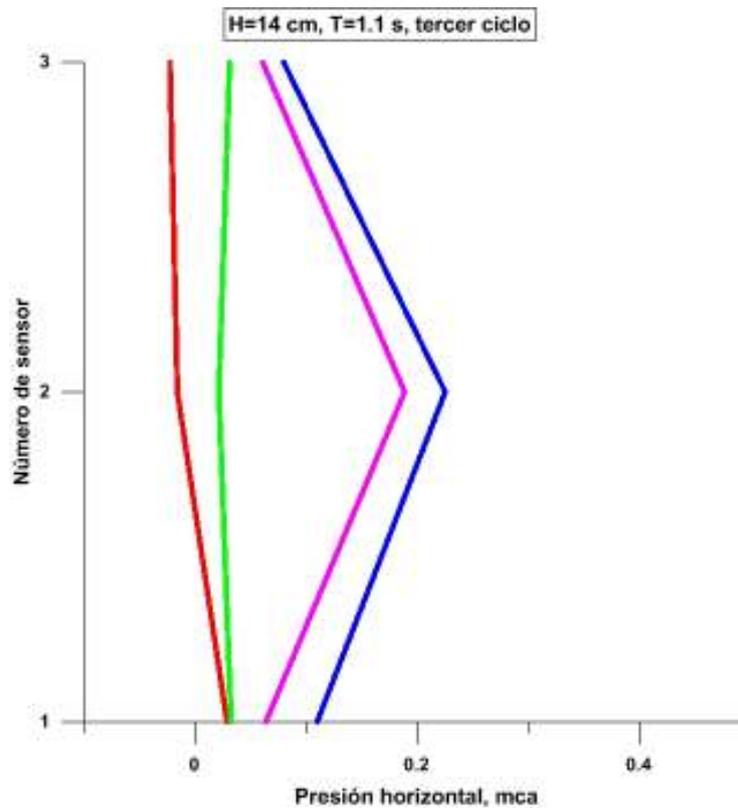


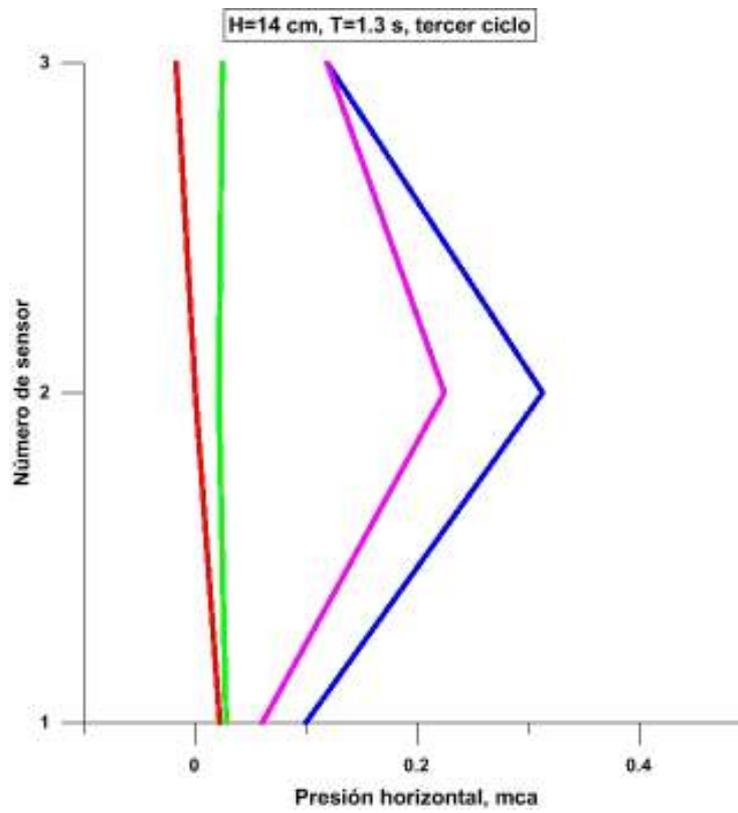
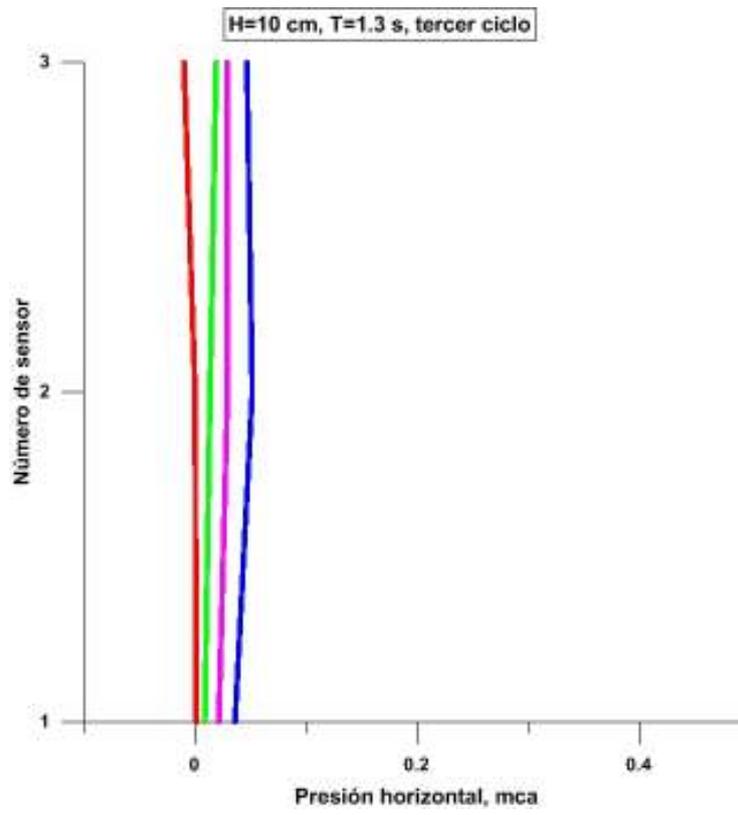


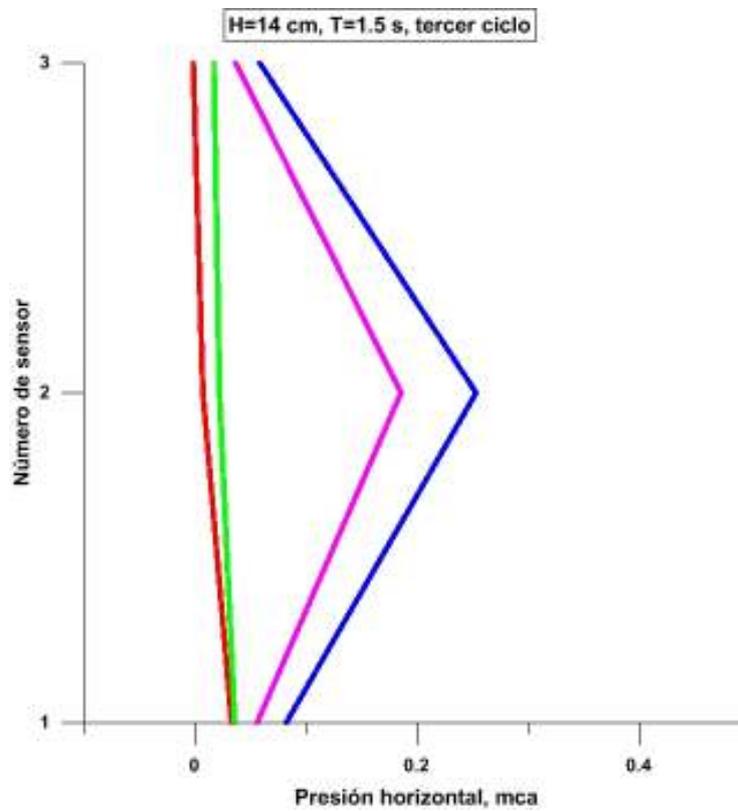
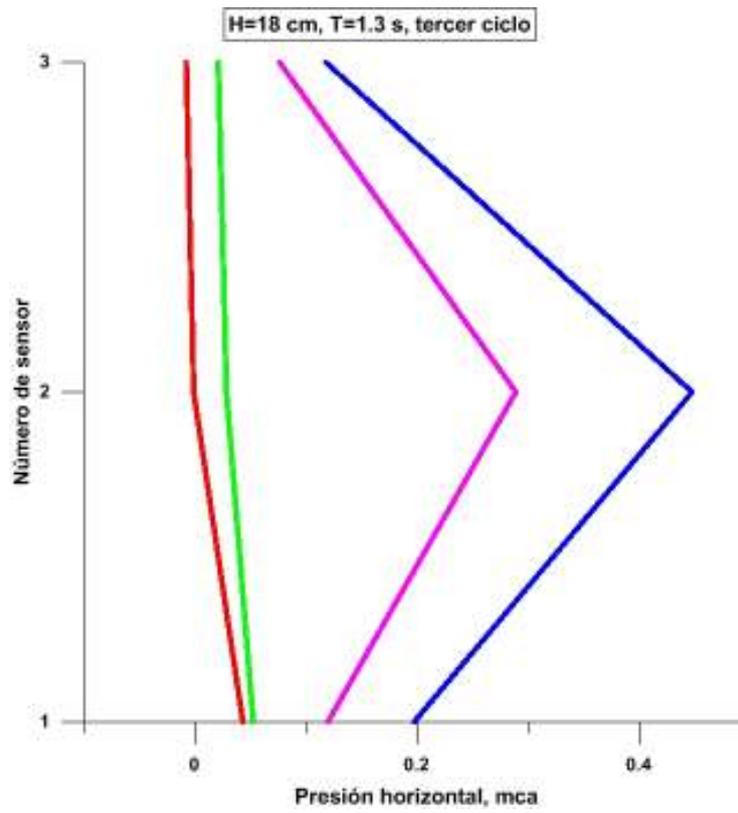


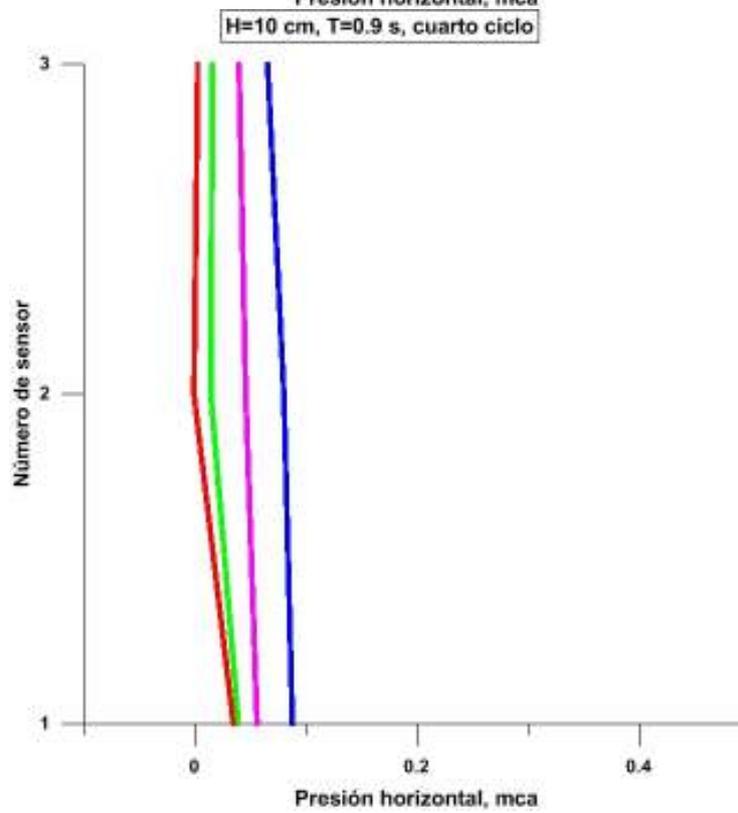
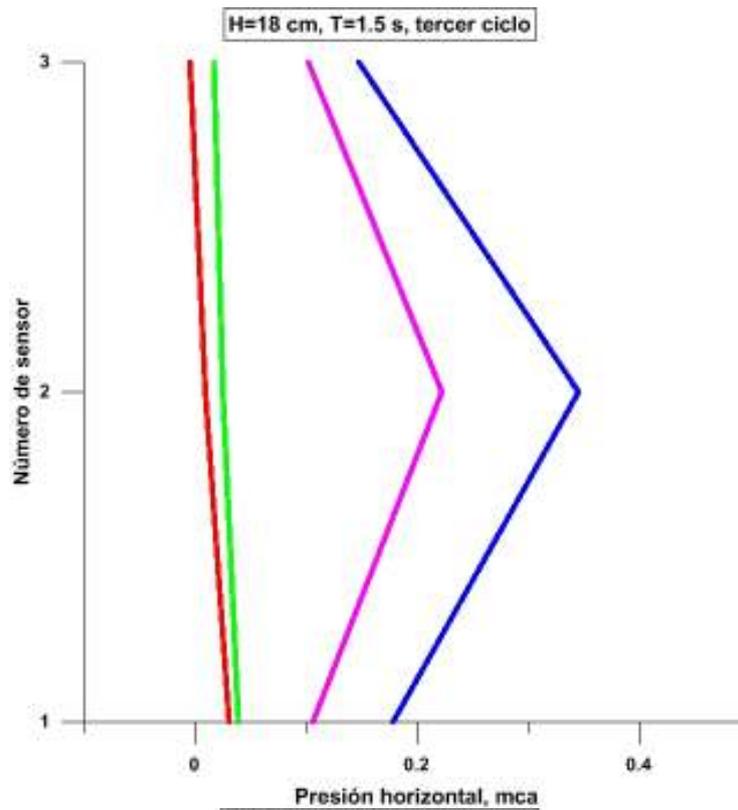


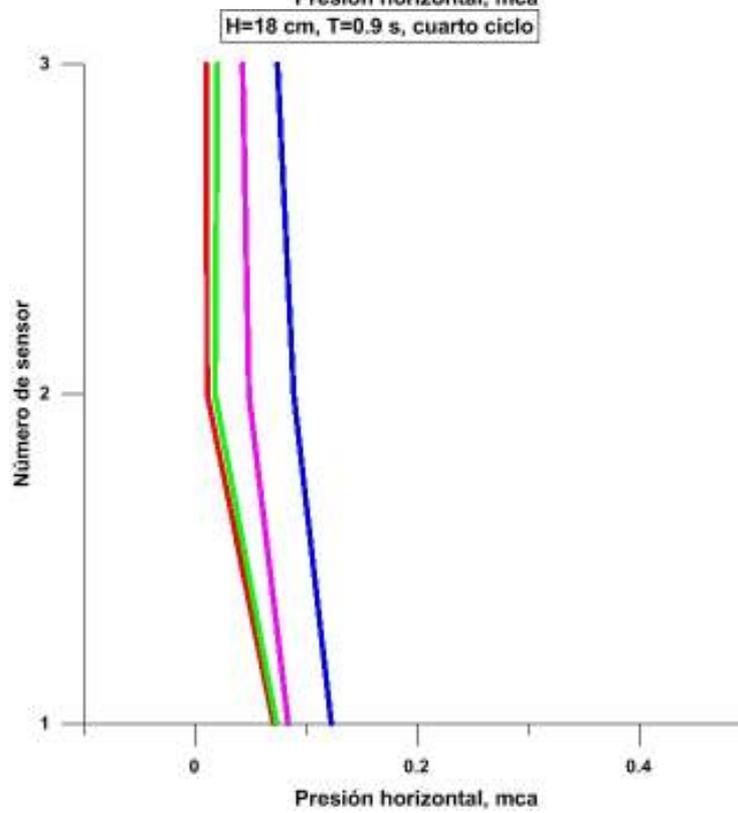
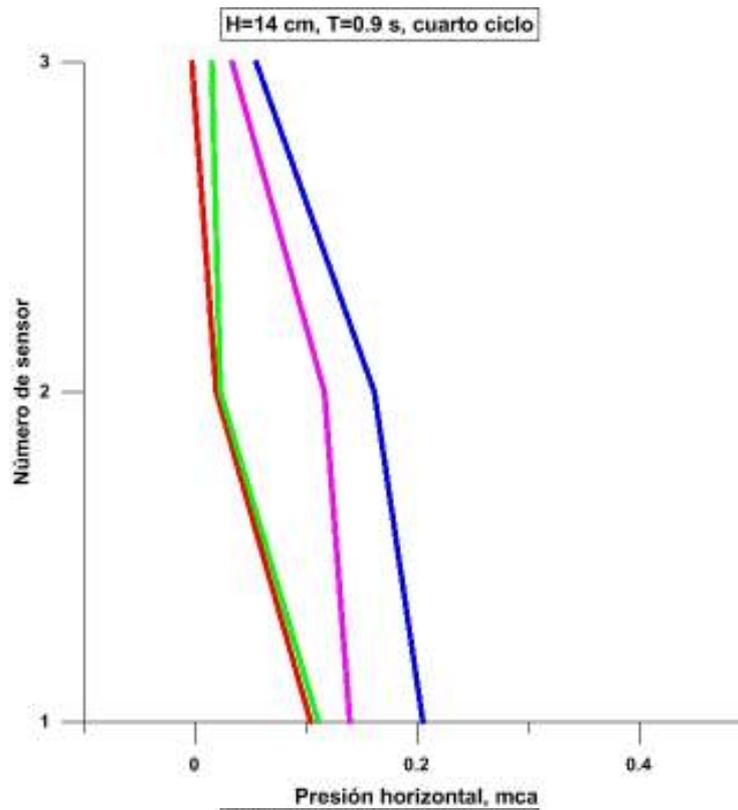


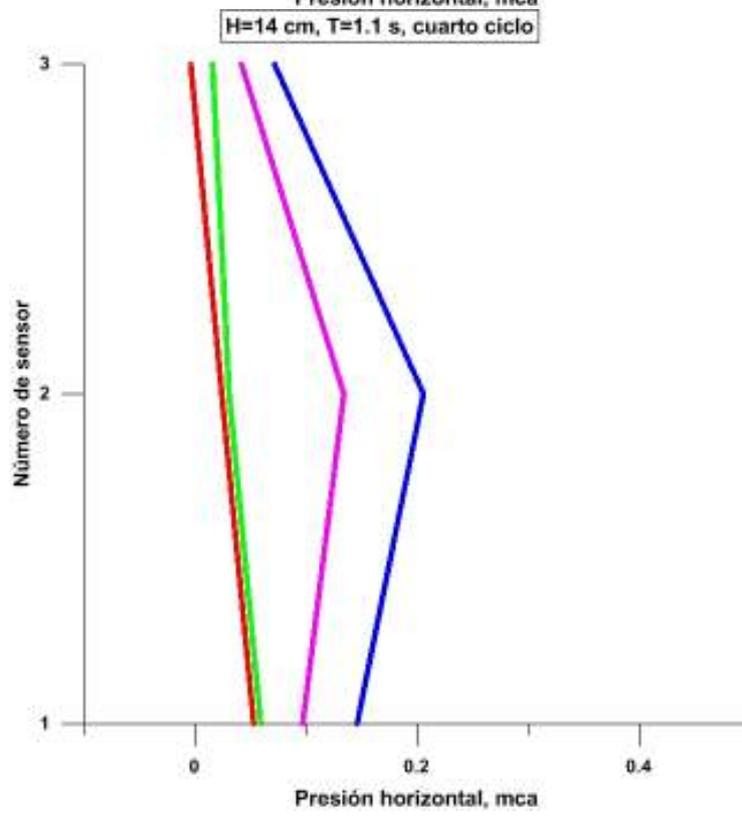
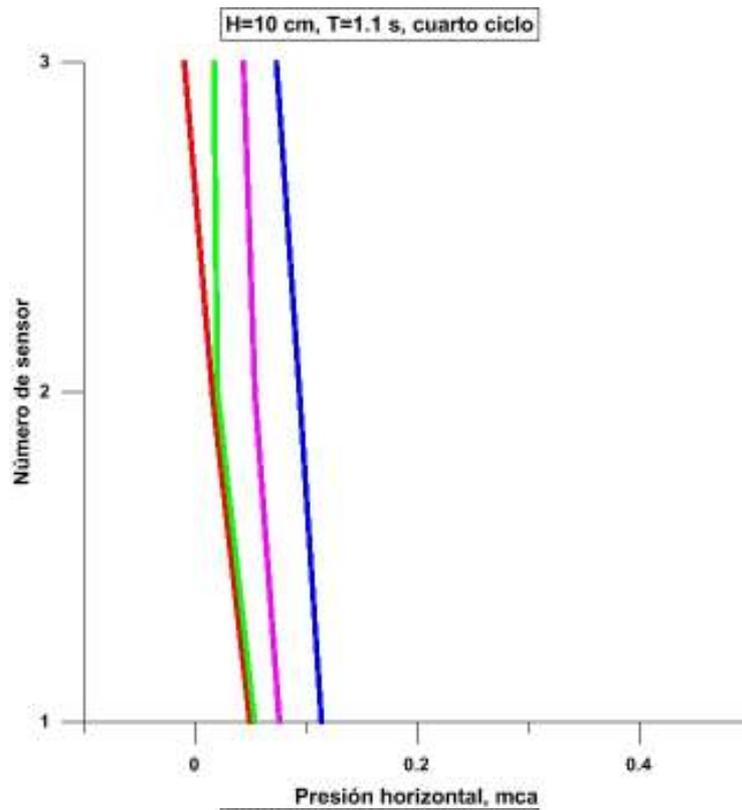


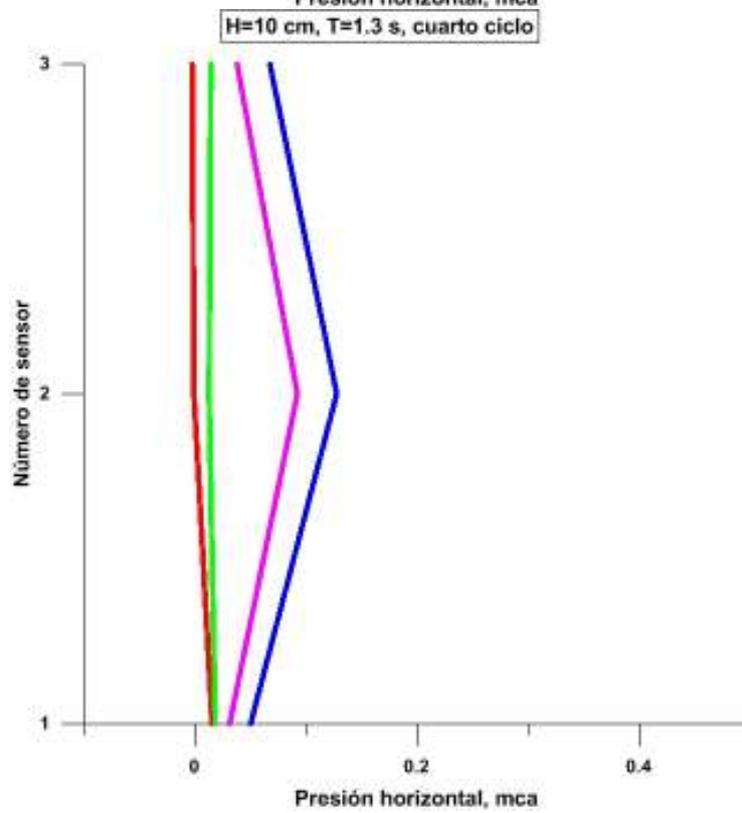
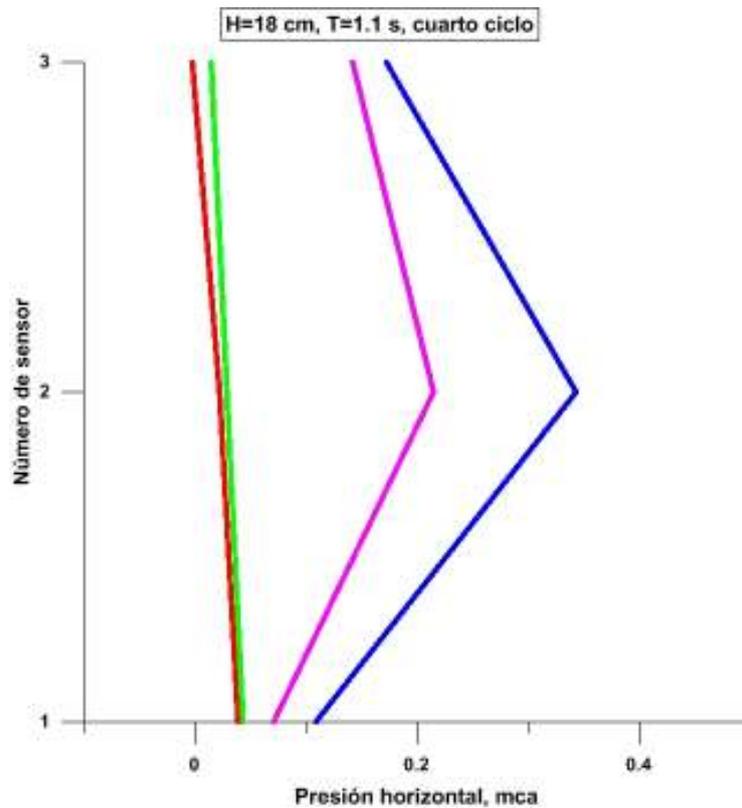


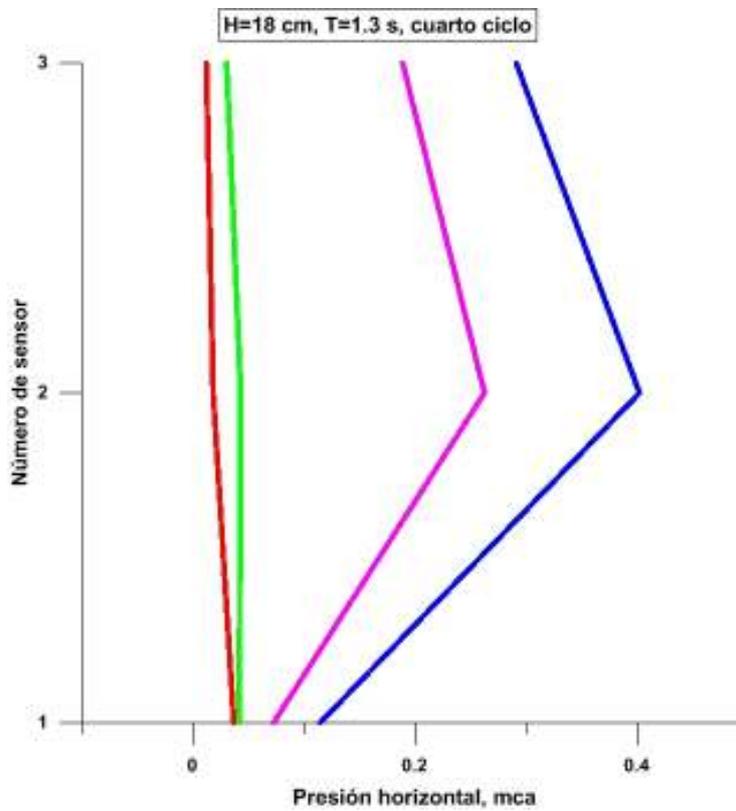
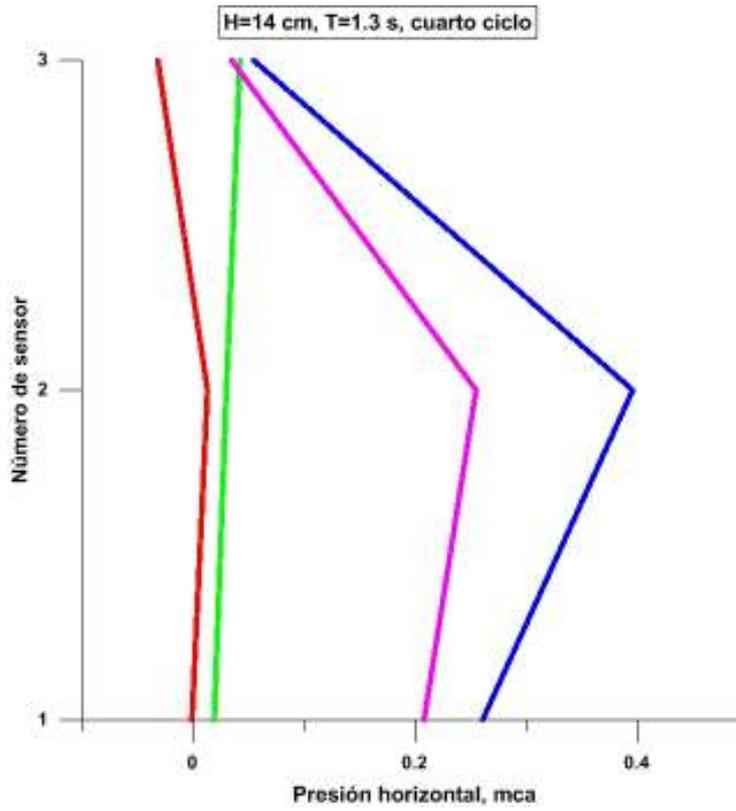


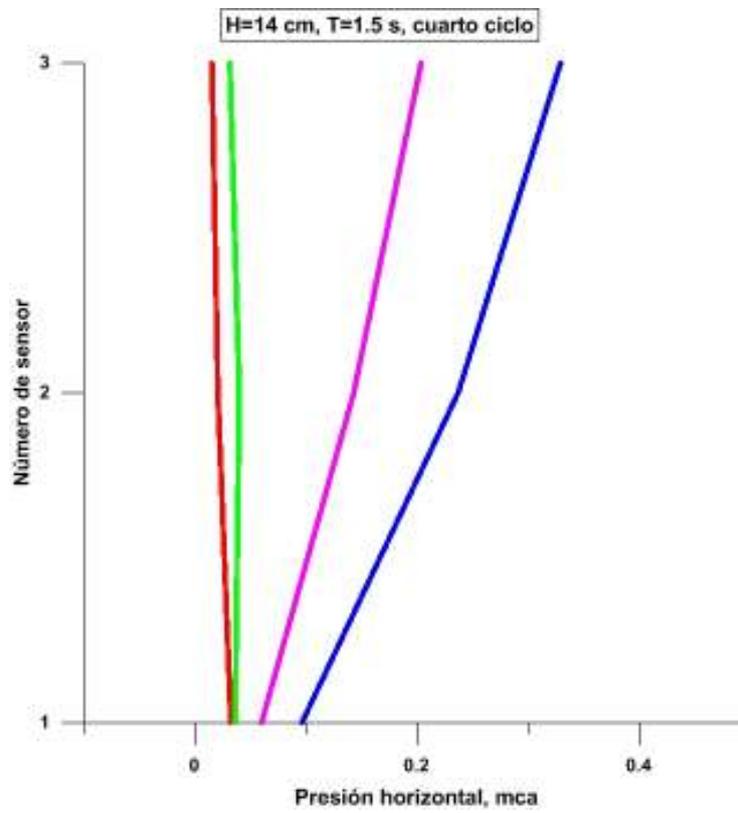
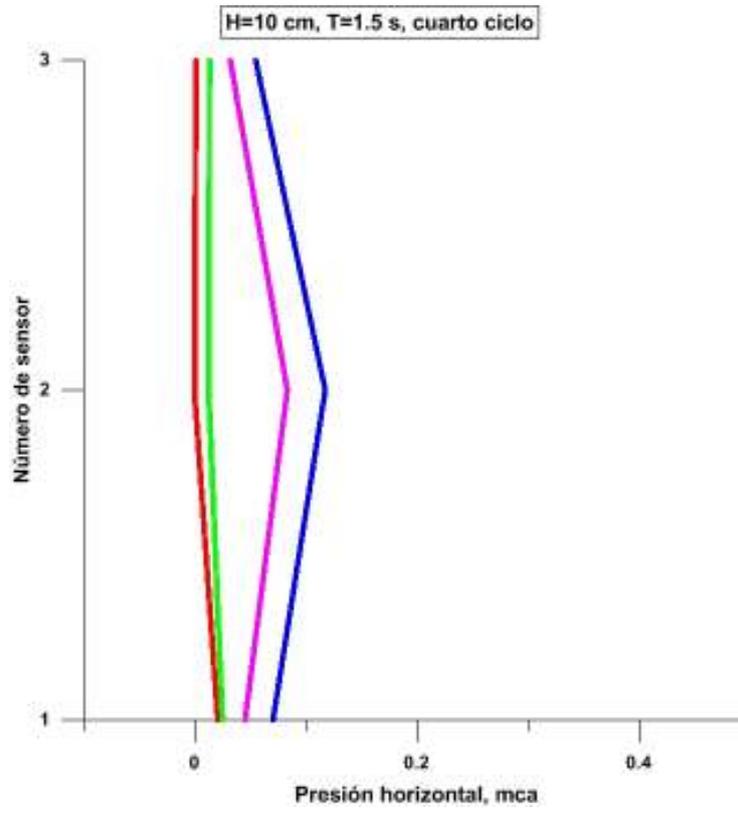


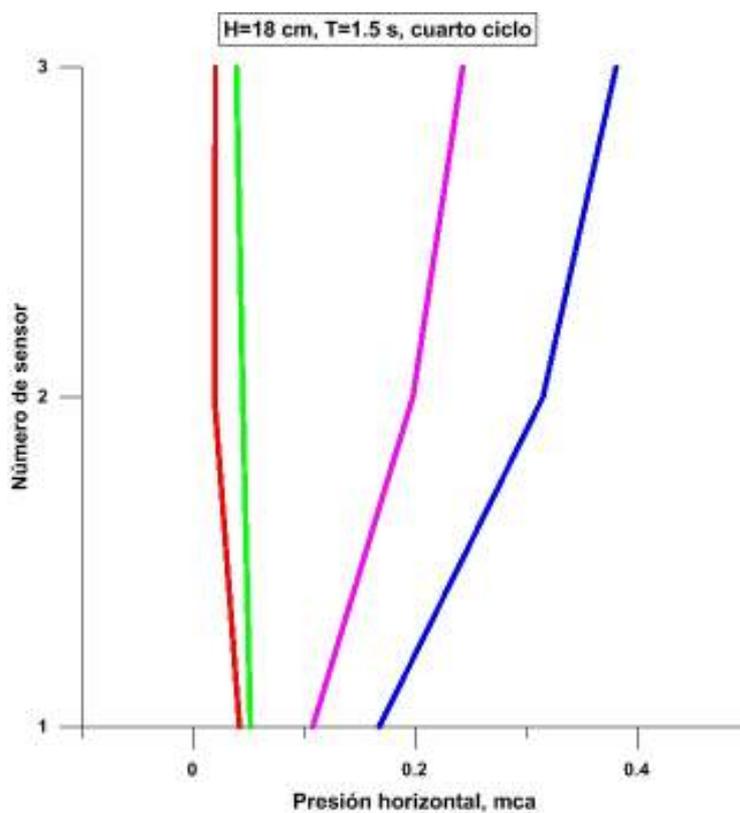












**ANEXO 3**  
**ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA PRESIÓN VERTICAL**



