



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO
EN INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESTABILIDAD DE DIQUES EN TALUD

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA
(HIDRÁULICA)

P R E S E N T A:

QUIÑONES HUERTA JOSÉ LUIS

D I R E C T O R D E T E S I S:

Dr. RODOLFO SILVA CASARÍN



MEXICO, D.F.

NOVIEMBRE 2006

AGREDECIMIENTOS

A través de estas líneas quiero expresar mi gratitud al Dr. Rodolfo Silva C. por su apoyo durante mi estancia en el Grupo de Ingeniería de Costas y Puertos, UNAM; y a mis compañeros que me apoyaron hasta la culminación de éste documento, Noe, Erick, Gabriel, Edgar, Tavo, Goyo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT, por el apoyo brindado durante la realización de los estudios de Maestría y que permitió la realización de esta investigación.

Al Dr. M.A. Losada R., por sus atenciones durante la realización del trabajo experimental.

INDICE

INDICE	-----	1
1	INTRODUCCIÓN	4
	1.1. Importancia del trabajo	4
	1.2. Estado del arte	5
	1.3. Objetivos del trabajo	7
	1.4. Metodología	7
	1.5. Organización y descripción de la tesis	8
2	OLEAJE	11
	2. Introducción	11
	2.1. Caracterización	12
	2.2.1. Caracterización desde el punto de vista físico	13
	2.2.2. Caracterización desde el punto de vista matemático	15
	2.2.3. Metodología de análisis	18
	2.3. Procesos de Transformación	23
	2.3.1. Refracción	23
	2.3.2. Difracción	27
	2.3.3. Someramiento	27
	2.3.4. Rotura	29
	2.3.5. Reflexión	30
3	FLUJO EN ESTRUCTURAS	34
	3.1. Introducción	34
	3.2. Importancia en el diseño	35
	3.3. Fenómenos asociados	35
	3.4. Parametrización y Métodos de evaluación	37
	3.5. Metodología de análisis	45
4	CRITERIOS DE ESTABILIDAD	47
	4.1. Introducción	47
	4.2. Definición	47
	4.3. Criterios de avería	49
	4.4. Variables a considerar	50
5	DISEÑO POR RIESGO	58
	5.1. Introducción	58
	5.2. Concepto	58
	5.3. Estado del arte	59
	5.4. Variables y metodología	62
	5.4.1. Variables	61
	5.4.2. Metodología	63
6	MEDICIÓN Y ANÁLISIS EXPERIMENTAL	69
	6.1. Introducción	69
	6.2. Calibración del canal de oleaje	70
	6.3. Descripción del experimento	71
	6.3.1. Metodología	73
	6.4. Resultados	74
	6.4.1. Estabilidad del dique	74
	6.4.2. Deformación del perfil	79
7	CONCLUSIONES	89

8	ANEXOS-----	92
	Anexo A.- Formulaciones para la estimación de la altura de rotura-----	92
	Anexo B.- Formulaciones para la estimación del Run- up-----	94
	Anexo C.- Formulaciones de estabilidad-----	97
11	BIBLIOGRAFÍA-----	101

1 Introducción

1.1. Importancia del trabajo

Así como el oleaje induce cambios en el perfil de las playas, éste también tiene influencia en el comportamiento de las estructuras marítimas, como diques en talud y escolleras. Este tipo de estructuras son ampliamente utilizados para mitigar problemas de erosión en playas, creación de canales de navegación, proporcionar áreas de calma, para propósitos recreativos, permitir la operabilidad dentro de puertos, desarrollos turísticos, residenciales y de negocios. Por lo tanto la estimación de las acciones inducidas por el oleaje en dichas estructuras son de gran importancia, ya que en caso de perder sus propiedades de servicio, explotación y seguridad para la cuales fueron diseñadas se tiene un gran impacto económico, social y ambiental.

Además de los propósitos mencionados, un dique en talud tiene la función de provocar la rotura del oleaje y con ello la disipación de su energía. Este proceso tiene un impacto en la respuesta de la estructura, lo cual se ve reflejado en la extracción y movimiento de piezas que la constituyen, es decir, en la estabilidad y demanda de ésta. Los procesos involucrados en la estabilidad de la estructura suelen ser diversos; para entender su influencia, descripción y estudio, se han dividido en factores relacionados con las características del oleaje, parámetros hidráulicos (descripción del oleaje sobre la estructura), estructurales (material empleado en su construcción, parámetros geométricos y demanda de la estructura) y geotécnicos.

Desde los primeros diques en talud, construidos a base de rocas, hasta los de hoy en día, han evolucionado en su diseño, tipo y materiales empleados en su construcción. Dicho progreso ha dado origen a una clasificación, en los que se identifican los rompeolas tipo pendiente, los tipos compuestos y los especiales. Los primeros, son construidos de material natural o de piezas prefabricadas de concreto, como por ejemplo dolos, tetrápodos, cubos, etc., o una combinación de ambos materiales; la colocación de dichos elementos puede ser aleatoria o bien siguiendo un cierto patrón. Los rompeolas tipo compuesto, generalmente denominados diques verticales, debido a que están constituidos de una pared vertical a base bloques de concreto de diversas geometrías o cajones rellenos de material y teniendo como cimentación un dique en talud. La tercera categoría de rompeolas son todos aquellos rompeolas, que se conocen como tipo especial, como por ejemplo los denominados tipos flotantes, neumáticos, de placas horizontales, etc.

El desarrollo de modelos y técnicas de medición utilizados en el estudio de los procesos relacionados al oleaje y las acciones inducidas por éste en las estructuras; junto con el desarrollo de dispositivos para la generación de oleaje de forma fiable y controlada en laboratorio, ha permitido tener un avance significativo en el desarrollo de estructuras cada vez más disipativas y estables.

1.2. Estado del arte

Hay diversas investigaciones experimentales y teóricas, acerca de los procesos involucrados en la estabilidad de diques en talud. La mayoría de estos experimentos se hicieron bajo condiciones de un oleaje regular y, recientemente, se ha realizado utilizando oleaje irregular y multidireccional. Como resultado fueron desarrolladas múltiples formulaciones y a partir de ello, fueron incorporados nuevos parámetros en la estimación de la estabilidad de diques en talud.

Castro, en 1933, presenta la primera formulación para la estimación del peso de las piezas. En su trabajo señalaba que la inestabilidad de las piezas se originaba en el descenso de la ola sobre el talud. Más tarde, Iribarren, en 1938, desarrolla una expresión para la estimación del peso de las piezas, la cual es una función que depende de la altura de la ola, pendiente de la estructura, coeficientes de rozamiento y tipo de pieza. A partir de dicha ecuación, se desarrollaron otras como la presentada por Mathews (1948), la cual incluye además de las propiedades del material, la altura de ola, la pendiente, los coeficientes de fricción y el periodo. Posteriormente, Epstein y Tyrrel (1949), proponen una formulación similar a la de Iribarren. En 1950, Iribarren y Nogales generalizan la fórmula de Iribarren presentada en 1938, e introducen el efecto de la profundidad y el periodo. Un año después en 1951, Hickson y Rodolf encuentran otra formulación considerando el periodo. Larras, 1952, presenta una formulación en la que considera la profundidad y la longitud de onda.

En 1958 Hudson, realizó una serie de experimentos con cubos y tetrápodos. Una de las conclusiones fue que la ecuación presentada por Iribarren tiene limitantes para el diseño de rompeolas de material suelto y a partir de sus resultados desarrolla su formulación que desde entonces hasta hoy en día ha tenido una amplia difusión en el mundo. En 1965 Iribarren limita la aplicabilidad de su modelo, teniendo en cuenta el tipo de rotura (colapso y voluta). En años más recientes, otros investigadores desarrollan y proponen sus formulaciones, Goldschtein y Kononenko (1959), SN-92-60 (1960), Svec (1962), Rybchevsky (1964), Metelicyna (1967), SPM (1977), Losada y Jiménez-Curto (1979), SPM (1984), Hedar (1986), Medina y McDougal (1988), Van Deer Meer (1988), Koev (1992), Ben Belfadhel et al.(1993),etc.

Carstens (1966), demuestra la influencia que tiene la duración de los temporales en la estabilidad en estructuras marítimas. Así mismo, la influencia de la rotura en la estabilidad de los diques en talud queda de manifiesto en los trabajos desarrollados por Ahrens en 1970. En los trabajos realizados por Battjes (1974), Ahrens y MacCarntney (1975), Bruun y Johannesson (1976,1977), Bruun y Gunbak (1976, 1977,1978), se resalta la influencia que tiene el flujo sobre la estabilidad de las estructuras. En este mismo marco de investigación Losada y Giménez-Curto (1979), realizaron un estudio del flujo sobre estructuras, en el cual proponen un modelo exponencial para el estudio de la estabilidad; además, reconocen la aleatoriedad de la respuesta de la estructura ante la incidencia del oleaje, lo cual posteriormente queda refutado en los trabajos de Desiré (1985).

Los primeros estudios de la influencia de la dirección del oleaje sobre la estabilidad de los diques en talud fue llevado a cabo por Gamot (1969), cuyos resultados mostraron que la demanda de la estructura se incrementa conforme el ángulo de incidencia aumenta; y que dicha demanda es más significativa en condiciones de oleaje incidiendo oblicuamente que con oleaje normal.

Gravesen y Sorensen (1977) realizaron ensayos bajo condiciones de oleaje aleatorio y reportaron un cambio poco significativo en la estabilidad de la estructura para ángulos de incidencia de 45° ; sin embargo, para ángulos mayores, se encontró que se incrementa la inestabilidad. Otros ensayos fueron llevados a cabo por Losada y Giménez Curto (1982), Argershou et al. (1982), Jenesen (1984) y Benassai et al. (1984).

Estudios más recientes fueron llevados por Galland (1994), quien realizó pruebas con roca, cubos, tetrápodos y acropodos, y diferentes ángulos de incidencia (0° , 15° , 30° , 45° y 75°); los resultados mostraron que la inestabilidad de las piezas inicialmente es lenta bajo oleaje oblicuo, pero una vez iniciada la demanda, ésta se incrementa rápidamente.

Matsumi et al (2000), realizaron experimentos para evaluar la estabilidad de un rompeolas bajo condiciones de oleaje oblicuo. Sus resultados mostraron que la zona media de la corona es la sección de la estructura más sensible bajo oleaje direccional, siendo susceptible en el lado no expuesto de la estructura al oleaje. Yu-Xiu Yu et al (2004), hicieron investigaciones en laboratorio sobre la influencia del oleaje multidireccional en la estabilidad de rompeolas; en sus pruebas emplearon dolos, cubos huecos y rocas, bajo distintos ángulos de incidencia (0° , 15° , 45° y 60°) y sus resultados mostraron que la demanda de las piezas se incrementa al aumentar el ángulo de incidencia y proponen un coeficiente para evaluar dicho efecto. Dicho coeficiente, es a su vez, una función del coeficiente de estabilidad.

Otras investigaciones fueron conducidas para evaluar la estabilidad de las estructuras debido a grupos de ondas; por ejemplo, de las pruebas realizadas bajo diferentes condiciones de oleaje, Jhonson et al. (1978), Burcharth (1979), Losada y Giménez-Curto (1981), Bruun (1985), enfatizan la influencia de las ondas de grupo sobre la demanda de las estructuras. Sin embargo, Van Deer Meer (1988), contradice la hipótesis de la influencia que tienen los grupos de onda en la estabilidad de las estructuras. Debido a esta contradicción existente sobre las repercusiones que pudiera o no suscitar un grupo de onda en la estabilidad de las estructuras, Medina et al. (1990) realizaron una revisión de los experimentos hechos hasta ese entonces, pero sus conclusiones al respecto no aclaran tal contradicción. Sin embargo, Goda (2000), hace notar que un agrupamiento bien desarrollado de oleaje, se encuentra asociado a la presencia de ondas de largo periodo.

López C. (1988), lleva a cabo un estudio sobre la estabilidad de diques en talud, considerando como principal factor al fenómeno de la reflexión; posteriormente, Losada y López (1999) muestran la importancia que tiene el considerar la reflexión sobre el peso de las piezas. Esto ha motivado la realización de nuevos ensayos sobre la influencia del fenómeno en la estabilidad de los diques en talud. Otros factores que influyen en la estabilidad de la estructura y que han motivado la realización de investigaciones son los referentes a colocación de las piezas, la porosidad, el tipo de rotura, etc., solo por mencionar algunos de los aspectos más importantes a considerar en un dique en talud.

Cuando se habla de un perfil tipo "S", en diques en talud se refiere una condición donde la estructura alcanza un estado de equilibrio dinámico, y la extracción de las piezas es mínima.

Los primeros estudios relacionados con estos perfiles, son los trabajos realizados por Van Hijun (1974,1976) y Van Hijun y Pilarczyk (1982), los cuales se encontraban asociados al equilibrio de playas de grava gruesa. Las primeras investigaciones sobre el desarrollo de los perfiles de equilibrio

tipo “S”, relacionados con diques en talud, fueron realizadas por Brunn y Johannesson (1976), Brunn y Gunbak (1976). Ellos en sus trabajos describen la hidráulica de dicho perfil y muestran la similitud existente entre la forma “S” de la pendiente de la estructura y la pendiente de equilibrio de una playa.

Posteriormente Yanmaz (1984), llevó a cabo una serie de pruebas con el propósito de investigar la forma y la estabilidad del perfil de equilibrio.

El presente trabajo es una continuación de las investigaciones realizadas recientemente relativas a la influencia que tiene el fenómeno de la reflexión en la estabilidad en diques en talud llevadas a cabo por Victoria Ramos (2004) y Ma. Izaskun Benedicto I. (2004), del Grupo de Puertos y Costas, de la Universidad de Granada, España.

1.3. Objetivos del trabajo

Los objetivos de este trabajo son:

- Determinar la influencia que tiene la reflexión en la estabilidad de diques en talud.
- Estudiar la forma del perfil de equilibrio alcanzado por las estructuras bajo diferentes condiciones de oleaje.
- Describir los parámetros necesarios para la caracterización del oleaje y de las diferentes teorías desarrolladas para su estudio.
- Describir tanto los procesos de transformación asociados al oleaje y flujo en estructuras, como la metodología de análisis a seguir.

1.4. Metodología

Para el desarrollo de los objetivos planteados, se realizó la construcción de dos estructuras de dique en talud a una escala de 1:2. Los diques fueron sometidos a condiciones de oleaje regular e irregular, teniendo diferentes pendientes tanto en los lados expuestos, como en los lados protegidos; las piezas que conformaron a la estructura son cubos de concreto de 3x3x3 cm. Se mantuvo siempre constante la profundidad y periodo para los diferentes estados de mar, variándose solo la altura de ola.

Las pruebas se realizaron en el canal de oleaje del Instituto de Ingeniería, UNAM, el cual cuenta con un generador tipo pistón, en el que se puede simular las condiciones de mar requeridas de forma fiable y controlada. Para la adquisición de los datos se emplearon sensores de nivel espaciados de acuerdo con las recomendaciones del método de Mansard para la separación de la ola incidente y reflejada.

1.5. Organización y descripción de la tesis

Capítulo 1 Introducción

Se describe la importancia del trabajo, se proporciona un panorama del estado del arte relacionado con la estabilidad de diques en talud, objetivos, metodología y organización del trabajo.

Capítulo 2 Oleaje

Se revisa el estado del arte para la caracterización del oleaje, metodología de análisis, clasificación y descripción de los procesos asociados a la transformación del oleaje al propagarse de aguas profundas hacia aguas someras.

Capítulo 3 Flujo en estructuras

Se abordan los procesos relacionados con el flujo en estructuras, su caracterización, así como formulaciones desarrolladas para su estimación, influencia e importancia que tienen en la estabilidad y diseño de estructuras marítimas.

Capítulo 4 Criterios de estabilidad

Se define el concepto de estabilidad, su clasificación y aplicabilidad práctica. Así mismo, las variables a considerar, los métodos y teorías desarrolladas para la estimación de la inestabilidad en estructuras marítimas de protección.

Capítulo 5 Diseño por riesgo

El concepto de diseño por riesgo se desarrolla en éste capítulo; su metodología de análisis y las variables relevantes a considerar a lo concerniente al diseño de diques en talud. Los modelos y teorías sobre dicho concepto relativas al diseño de estructuras de protección costera son también abordadas.

Capítulo 6 Parte experimental

Los métodos empleados para la adquisición y análisis de datos se describen en éste capítulo; además de las características geométricas y materiales empleados en la construcción de las estructuras ensayadas.

Capítulo 7 Conclusiones

Se presentan los resultados y conclusiones a las que se llegó, con base a los objetivos planteados.

Capítulo 8 futuras líneas de trabajo

En éste apartado, se desarrolla una propuesta de las posibles líneas de trabajo a seguir sobre la estabilidad de diques en talud.

Capítulo 9 Referencias

2 Oleaje

2.1. Introducción

Cuando se observa el mar, se puede ver que el oleaje sufre una serie de transformaciones al momento que se va propagando hacia la costa. Como ejemplo de dichas transformaciones tenemos el cambio en la altura del oleaje y dirección de propagación, entre otros procesos. La predicción de las características del oleaje; así como los cambios inducidos natural o artificialmente que sufre éste debido a la presencia de estructuras hechas por el hombre son del interés de la ingeniería marítima, para dar soluciones más eficaces y económicas a problemas relacionados a la erosión de playas, el diseño de estructuras de abrigo, como diques en talud, infraestructura portuaria, etc.

Los trabajos y contribuciones en el marco teórico de la mecánica de ondas sobre la superficie del agua se inician con el desarrollo de la denominada Teoría de la Pequeña Amplitud presentada por Airy en 1845, la cual es esencialmente una teoría lineal debido a que los términos inerciales convectivos se consideran despreciables; presenta una solución analítica y explícita del potencial de velocidades de una onda monocromática (única frecuencia) propagándose en un fondo plano. Dicha teoría describe adecuadamente las características del oleaje en aguas profundas ($h/L > 0.5$). Posteriormente, Stokes en 1847, desarrolla su Teoría de Ondas de Orden Superior, que es aplicable para caracterizar el oleaje en aguas profundas e intermedias. Más tarde, en 1872 Boussinesq presenta la denominada Teoría de Ondas Largas, que presenta buenos resultados cuando se quiere describir las características del oleaje en aguas con profundidades bajas, es decir, en aguas someras ($h/L < 1/20$). El desarrollo de tales teorías ha originado que ellas sean clasificadas en dos grandes grupos, en teorías de pequeña amplitud y teorías de ondas largas; dentro de estos límites existen otras no menos importantes como la onda Cnoidal, desarrollada a partir de los trabajos realizados por Kortweg y de Vries (1895), la onda Solitaria, la cual fue solucionada independientemente por Boussinesq (1877) y Rayleigh (1876).

Las teorías antes mencionadas, atendiendo a los parámetros e hipótesis en que fueron concebidas, se subdividen a su vez en teorías de fondo horizontal (aproximaciones de Stokes, Cnoidal, Solitaria), que describen las oscilaciones de la superficie del agua y teorías de fondo variable, desarrolladas para analizar la transformación del oleaje sobre un fondo impermeable que varía gradualmente; en estas teorías los efectos de rotura, someramiento, difracción, refracción, reflexión son importantes en comparación de las primeras. Dentro de esta última clasificación se encuentra la ecuación de la pendiente suave, de reciente desarrollo, propuesta por primera vez por Eckhar (1952) válida solo para aguas someras, a la postre Berkhoff (1972) desarrolla la misma ecuación, pero sin la restricción de Eckhar; finalmente cabe mencionar también, la teoría del rayo que tiene como base la ley de Snell. Todas las teorías desarrolladas hasta el momento, se fundamentan en las ecuaciones de la mecánica de fluidos, que en principio describen los fenómenos observados en la naturaleza relacionados con el comportamiento de los flujos.

Las ecuaciones diferenciales que describen el movimiento del flujo no tienen una solución general, lo que ocasionó un desarrollo de modelos matemáticos que representaran los fenómenos más relevantes y métodos numéricos para su solución.

En el estudio de la hidrodinámica y propagación del oleaje, se han desarrollado diferentes modelos matemáticos para tratar de simular y caracterizar las condiciones de un estado de mar lo más fiable posible. Los modelos se clasifican por un lado, en modelos que resuelven la fase y que dan una solución armónica (resuelven la amplitud máxima del oleaje) y por otro lado, los modelos que describen el movimiento de la superficie del agua como un fenómeno transitorio.

Dependiendo de los efectos más predominantes considerados en tales modelos, se encuentran los modelos de Refracción, de Difracción; para aguas someras, siendo en estos últimos donde se pueden encontrar los modelos de tipo Boussinesq y parabólicos.

Una característica que tienen en común éstas teorías, es que consideran al oleaje como monocromático lo cual en la realidad no ocurre, ya que éste se encuentra compuesto por una gran variedad de ondas propagándose en diferentes direcciones, con distintas frecuencias, fases y amplitudes. Este comportamiento aleatorio, propicia que el estudio de las características del oleaje se aborde desde un punto de vista estadístico; a partir del cual, existen dos tipos de análisis, uno tiene su base en la descripción estadística temporal y otro en una descripción espectral.

2.2. Caracterización

En la naturaleza existen una enorme variedad de tipos de ondas, que se identifican dependiendo del medio donde se propagan, así como el agente que las genera. Al perturbar un sistema, éste pierde su posición de equilibrio y se producen oscilaciones; en las ondas sonoras la fuente vibrante hace que las moléculas de aire oscilen y choquen entre sí propagando la onda sonora, otros ejemplos de la perturbación de un sistema y sus oscilaciones que se pueden presentar, son las ondas producidas por el desplazamiento de un barco en la superficie de agua, ondas electromagnéticas que son producidas por la oscilación de un campo eléctrico en relación a un campo magnético, el golpe de ariete es otro ejemplo de una onda generada, en éste caso por un gradiente de presiones provocado por una apertura o cierre de una válvula, siendo en éste último ejemplo el agente generador, la presión y es por ello que se conoce como ondas de presión.

El propósito del capítulo es describir los parámetros que caracterizan al oleaje, es decir, presentar las variables necesarias y suficientes que se requieren para proporcionar una descripción del flujo inestable sobre la superficie del agua sujeto a la fuerza de gravedad, y que por ésta razón se denominan también ondas de gravedad. Existen dos formas generales de caracterizar el oleaje, desde el punto de vista físico y desde el punto de vista matemático, estas formas de caracterización se describen a continuación en las secciones siguientes.

2.2.1. Caracterización desde el punto de vista físico

Son múltiples los mecanismos que intervienen en la generación y propagación del oleaje, lo que ha motivado que el oleaje sea clasificado de diversas formas y con ello facilitar su estudio experimental y teórico. Las ondas en el agua se pueden clasificar en dos grandes categorías las ondas oscilatorias y las ondas traslatorias. En las primeras el transporte de fluido o de masa es cero y en las segundas se tiene un transporte de fluido o transporte de masa en la dirección en la cual viaja la onda.

Las ondas oscilatorias pueden ser progresivas o estacionarias. En el caso de las ondas progresivas, sus características permanecen idénticas para un observador que viaja a una cierta velocidad en dirección de propagación del oleaje. En el caso de las ondas estacionarias, éstas se encuentran constituidas por dos ondas periódicas viajando en direcciones opuestas con la misma amplitud, periodo y longitud. En éste último caso, los nodos, que son los puntos en los cuales la superficie libre no se separa del nivel medio y los antinodos, que son puntos donde dicha superficie alcanza la máxima amplitud, presentan un patrón bien definido

En el grupo de las ondas traslatorias, se encuentran las ondas solitarias, las cuales se caracterizan por presentar una sola cresta; en éste tipo de ondas el transporte de masa o de fluido es importante; otro tipo de ondas dentro de dicho grupo son ondas Cnoidales, éstas presentan valles muy largos en comparación a las crestas; y finalmente otro tipo de ondas que se tienen son las mareas, que a su vez se clasifican en mareas astronómicas (diurna y semidiurna), que causan una sobrelevación del nivel medio del mar debido a la atracción gravitacional de la Luna y el Sol y mareas de tormenta, en este último caso la sobrelevación del nivel medio del mar es causado por huracanes, tifones, monzones y tormentas tropicales originados por la presencia de fuertes campos de viento causados por un gradiente de presiones y de temperatura en la atmósfera. En la figura 2.1 se muestra el perfil físico de varias ondas.

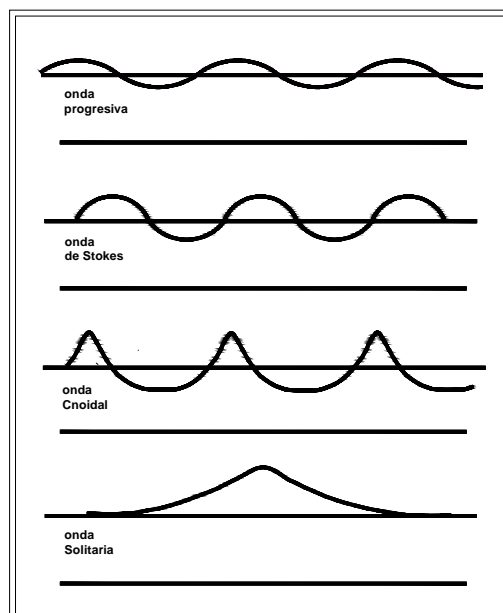


Fig.- 2.1.- Tipos de onda.

Existen diversos agentes que producen la oscilación de la superficie del agua, por ejemplo terremotos, desprendimientos de grandes masas de tierra, eventos meteorológicos extremos, explosiones, etc., sin embargo, el principal agente generador del oleaje es el viento; tomando en consideración éste último para una clasificación de los estados de mar, se encuentran oleajes del tipo Sea o Local, condición en la cual el oleaje es totalmente caótico y oleajes tipo Swell o Distante, en el cual el oleaje presenta un patrón más definido. Entre éstas dos clasificaciones existen una gran variedad de estados de mar.

Así como son diversos los mecanismos que intervienen en la generación de ondas en el agua, también lo son aquellos los que intervienen en su restauración, siendo la principal fuerza restauradora la fuerza asociada a la gravedad. Ambos mecanismos dan origen a una variedad de ondas que viajan con diferentes frecuencias y energías, ver Figura 2.2.

Inicialmente la influencia del fondo sobre las características del oleaje es nula, pero al propagarse hacia la línea de costa la influencia del fondo se hace más evidente. Así de acuerdo a la profundidad relativa en la que se propaga el oleaje, éste se puede clasificar en oleaje que se propaga en aguas profundas, aguas intermedias y aguas someras.

Otro tipo de ondas que se generan dentro de la superficie del océano, son las denominadas ondas internas. Su origen se debe a una diferencia en la densidad del agua y son causadas por la existencia de un gradiente en la presión, temperatura o salinidad. Cuando el efecto de la rotación de la tierra es considerado, es decir, cuando se consideran otras fuerzas distintas a la de la gravedad, como el efecto de coriolis, se origina otro tipo de ondas, las cuales son relevantes para la oceanografía. Entre dichas ondas se encuentran la ondas Kelvin y las planetarias o de Rossby.

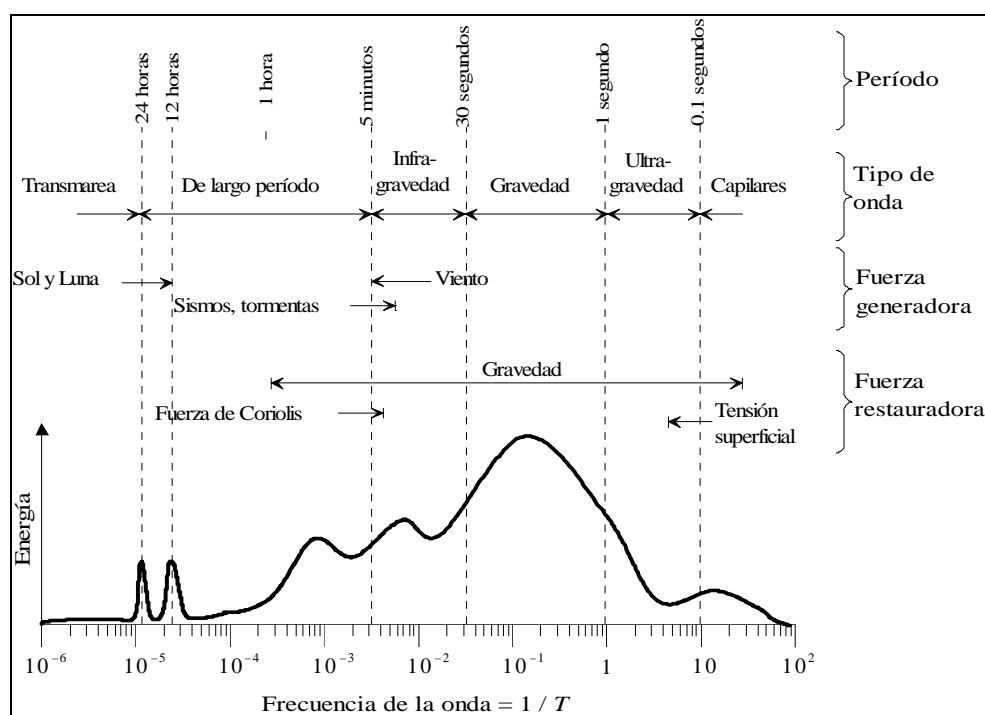


Fig. 2.2.- Clasificación de las ondas referidas al período – energía, (Kinsman, 1965).

2.2.2. Caracterización desde el punto de vista matemático

Así como existe un criterio de clasificación desde el punto de vista físico de las ondas, existe otro que considera el punto de vista matemático. La clasificación matemática se basa en la utilización de parámetros adimensionales. Tales parámetros son función de la altura de ola, H , la longitud de onda, L y la profundidad, h , que son las variables necesarias y suficientes para poder caracterizar el oleaje, ver Figura 2.3.

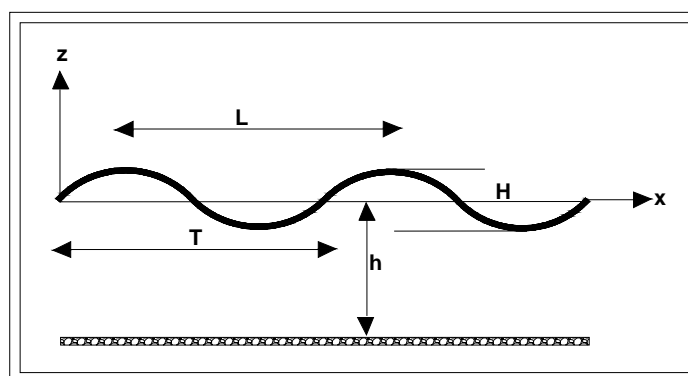


Fig. 2.3-. Parámetros característicos del oleaje.

Los parámetros adimensionales utilizados para dicha clasificación son la altura relativa de la onda, α , que indica la relación existente entre la oscilación vertical con respecto a la profundidad (Ec. 2.1); el peralte de la onda, β , que muestra la variación vertical de la onda respecto a una longitud de onda (Ec.2.2) y la profundidad relativa, λ , que señala la penetración del movimiento de la onda con la profundidad (Ec.2.3).

$$\alpha = \frac{H}{h} \quad (2.1)$$

$$\beta = \frac{H}{L} \quad (2.2)$$

$$\lambda = \frac{h}{L} \quad (2.3)$$

A partir de la definición del parámetro, λ , y dependiendo de los valores que adquiera al sustituir h y L , el oleaje se puede clasificar, de acuerdo a la profundidad en la que se propaga, en aguas profundas (Ec. 2.4), aguas intermedias (Ec. 2.5) y aguas someras (Ec. 2.6). Tales valores son los siguientes:

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{2} \quad (2.4)$$

$$\frac{1}{20} < \frac{h}{L} < \frac{1}{2} \quad (2.5)$$

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{20} \quad (2.6)$$

Una forma alternativa de expresar el parámetro λ , es en función del número de onda, k (Ec. 2.7), dicho número indica el número de longitudes de onda por ciclo. El número de onda es función a su vez de la longitud de onda, cuyo valor se determina a partir de la ecuación de la dispersión (Ec. 2.8) mediante un proceso iterativo.

$$k = \frac{2\pi}{L} \quad (2.7)$$

$$\sigma^2 = kg \tanh(kh) \quad (2.8)$$

$$\sigma = \frac{2\pi}{T} \quad (2.9)$$

Donde σ , es la frecuencia angular. Sustituyendo ecuaciones 2.7 y 2.9 en ecuación 2.8, se obtiene, una relación para determinar el valor de L (Ec. 2.10), en función de h , T y k .

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh(kh) \quad (2.10)$$

Despejando L de Ec. 2.7 y sustituyendo en Ecs. 2.4, 2.5 y 2.6, se obtiene:

$$kh > \pi \quad (2.11)$$

$$\frac{\pi}{10} < kh < \pi \quad (2.12)$$

$$kh < \frac{\pi}{10} \quad (2.13)$$

Dichos parámetros son también utilizados, para definir el régimen de aplicación de las diferentes teorías concernientes al oleaje. Así, para cuando λ adquiere valores grandes, y α y β valores pequeños, se considera válida la teoría de la pequeña amplitud, ver Tabla 2.1.

Por otro lado, si λ adquiere valores pequeños las teorías relativas a ondas largas son válidas. Tales teorías se subdividen en tres casos, teoría lineal para ondas largas, teoría de Boussinesq y ondas largas no lineales, ver Tabla 2.1.

Teoría	$\lambda = \frac{h}{L}$	$\alpha = \frac{H}{h}$	$\beta = \frac{H}{L}$
Pequeña Amplitud	≥ 1	$\ll 1$	$\ll 1$
Ondas largas	$\ll 1$	—	—
Onda larga lineal	—	$\alpha \ll \lambda^2$	—
Boussinesq	—	$\alpha \sim \lambda^2$	—
Onda larga no lineal	—	$\alpha \gg \lambda^2$	—

Tabla 2.1.- Clasificación de las teorías referidas a los parámetros adimensionales.

Otro de los parámetros utilizados en la determinación del rango de validez de las teorías inherente al oleaje, es el número de Ursell (Ec. 2.14), el cual es función de H, L y h. El número de Ursell, también se puede definir en función de la amplitud de la onda, A, (Ecs. 2.17) o del número de onda, k, (Ec. 2.16). Por esta razón, aunque conceptualmente tienen el mismo significado, sus valores numéricos varían ampliamente. Ver Figura 2.4.

$$U_r = \frac{HL^2}{h^3} \quad (2.14)$$

$$U_r = \frac{A}{h(kh)^2} \quad (2.15)$$

$$U_r = \frac{kA}{(kh)^3} \quad (2.16)$$

$$A = \frac{H}{2} \quad (2.17)$$

A demás de los parámetros mencionados, también son utilizados para definir el intervalo de aplicación de las teorías relativas al oleaje, los siguientes:

$$\frac{H}{gT^2} \text{ y } \frac{h}{gT^2} \quad (2.18)$$

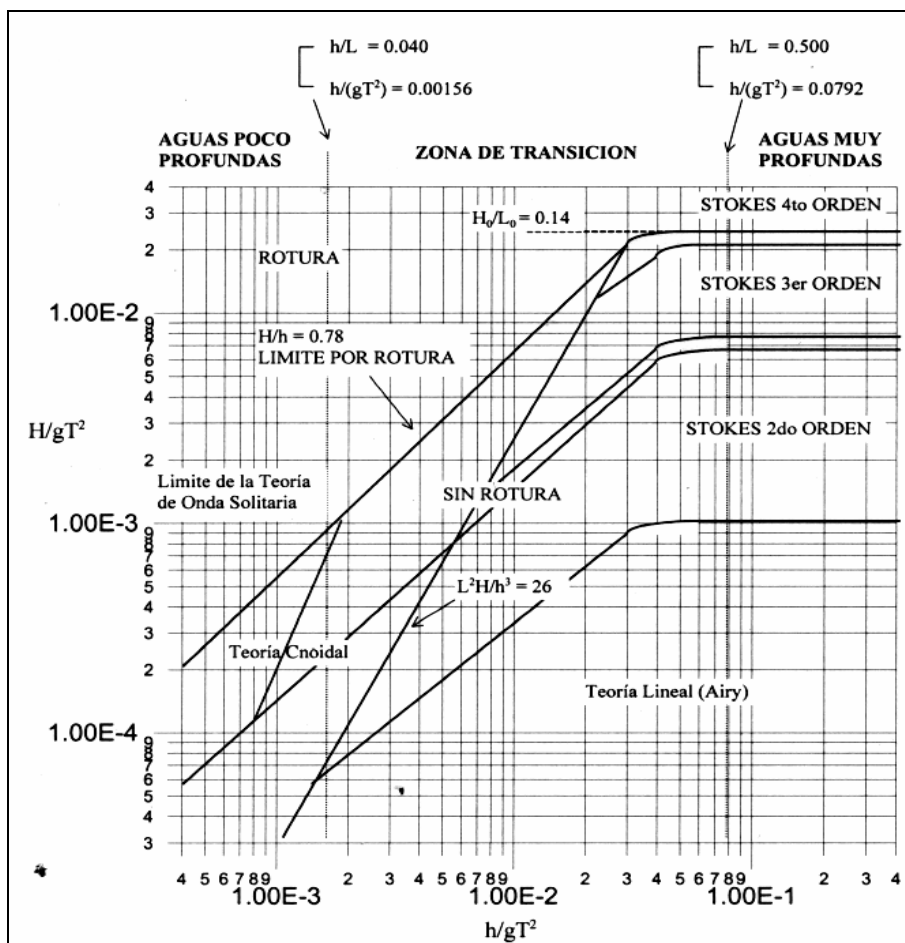


Fig.2. 4.- Límite de validez de las diferentes teorías del oleaje.

2.2.3. Metodología de análisis

El estudio teórico de la mecánica de los fluidos se puede abordar desde dos puntos de vista. Uno de ellos es el Lagrangiano, dicho método consiste en seguir una partícula de fluido durante un lapso de tiempo y a partir de ello determinar su trayectoria, velocidades y presiones en términos de la posición inicial y final; y el Euleriano, en éste enfoque, las características de un punto o determina región del espacio son determinadas a partir de conocer la velocidad, $V(x,y,z,t)$, y la presión, $p(x,y,z,t)$, como una función del tiempo, t . Este último es la forma más frecuente de análisis en hidrodinámica y el que se emplea para el desarrollo de las diferentes teorías relativas al oleaje.

Como se ha mencionado, el tratamiento matemático de las ecuaciones que describen el movimiento de las ondas en el agua, no tienen una solución analítica explícita. Sin embargo, se puede dar una solución aproximada a dichas ecuaciones si es definida en una región de interés en el espacio y se proporcionan unas condiciones de frontera. Con relación a las fronteras, se pueden distinguir tres tipos, en la superficie libre, donde es conocida la presión y que es igual a la presión atmosférica, una frontera sólida, donde no hay entrada o salida de materia y condiciones de frontera, en las cuales el movimiento tiende a un valor conocido.

En el estudio de la hidrodinámica del oleaje, el tercer tipo de frontera es el utilizado, subdividiéndose a su vez en condiciones *cinemáticas de fondo*, que describen el flujo a través del fondo o en caso de ser impermeable indican que es nulo; condiciones *laterales de contorno*, que detallan el movimiento del flujo en los límites laterales de la región bajo estudio y pueden ser absorbentes, reflejantes, parcialmente reflejantes o de radiación y las condiciones de *superficie libre*. En este último caso la presión es conocida, pero el valor de esta en la superficie libre referida a un nivel de referencia es desconocida en general. Por esta razón es necesario especificar dos condiciones más, una condición *cinemática de superficie libre*, la cual describe el movimiento de las partículas de agua a lo largo del tiempo y una *Condición dinámica de superficie libre*, que establece que la presión en la superficie libre del agua es igual a la presión atmosférica. Estas dos últimas condiciones se aplican temporal y espacialmente, ver Figura 2.5.

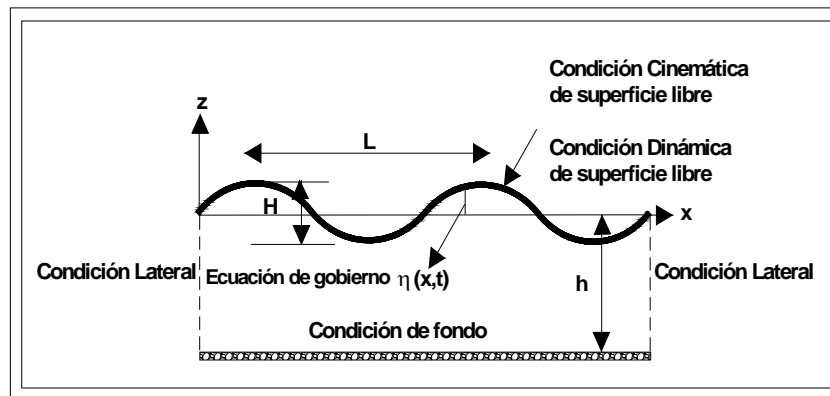


Fig. 2.5-. Dominio de interés y las condiciones de frontera para una onda progresiva.

Para describir en términos matemáticos el problema de valor en la frontera (Fig. 2.5), es necesario establecer las ecuaciones básicas que rigen el movimiento de los fluidos. Dichas ecuaciones son la de continuidad o conservación de masa y la de impulso y cantidad de movimiento. La primera expresa la conservación de masa en una región que es ocupada por un fluido y da una relación entre la velocidad, V y la densidad, ρ siendo su forma general:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + u \frac{\partial \rho}{\partial x} + v \frac{\partial \rho}{\partial y} + w \frac{\partial \rho}{\partial z} = 0 \quad (2.19)$$

El primer término de la Ec. 2.19, es la derivada de la densidad con respecto al tiempo en un punto dado y el resto de los términos son proporcionales a la derivada de la velocidad en la dirección del movimiento en un instante dado. Si se considera que el fluido incompresible implica que $\rho = cte.$ y por lo tanto el primer como el último término en la Ec. 2.19 son nulos.

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.20)$$

La Ec. 2.20 es la expresión de continuidad en tres dimensiones. Una de las más importantes clasificaciones en la mecánica de los fluidos, es considerar a los fluidos como rotacionales o irrotacionales. La irrotacionalidad se cumple siempre y cuando se satisfaga la siguiente condición:

$$\text{rot } \bar{v} = \nabla \times \bar{v} = \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) i - \left(\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \right) j + \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) k = 0 \quad (2.21)$$

El principio de irrotacionalidad es importante ya que muchos flujos reales pueden llegar a considerarse irrotacionales. Otro concepto importante y que a permitido el desarrollo de métodos matemáticos para dar solución a problemas en la mecánica de fluidos y en otras disciplinas, es la existencia de una función especial denominada *Potencial de Velocidades*, ϕ , el cual es un artífice matemático que permite definir una función tal que su derivada expresa un cambio con respecto a una variable, en este caso expresa una velocidad.

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad v = \frac{\partial \phi}{\partial y}, \quad w = \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (2.22)$$

Al sustituir la Ec. 2.22 en la Ec.2.21 se obtiene

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial z \partial y} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y \partial z}, \quad \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial z} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial z \partial x}, \quad \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y \partial x} \quad (2.23)$$

Lo que implica que el potencial de velocidades siempre satisface la condición de irrotacionalidad y consecuentemente la existencia de ϕ implica que el flujo es irrotacional. Una vez demostrado esta propiedad de ϕ y sustituyendo la Ec. 2.22 en la Ec. 2.20 se obtiene

$$\nabla^2 \phi = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (2.24)$$

La expresión anterior se conoce como la ecuación de Laplace y es la ecuación de gobierno en la región de estudio considerada (Figura 2.5).

Las ecuaciones del impulso y cantidad de movimiento expresan la relación entre las fuerzas aplicadas en una unidad de volumen de materia de densidad ρ y las fuerzas inerciales en una unidad de volumen de materia en movimiento. En mecánica de fluidos dicha relación se expresa mediante las *ecuaciones de Navier-Stokes*.

FUERZAS DE INERCIA	FUERZAS APLICADAS
ACCELERACIÓN LOCAL ↓ ACCELERACIÓN CONVECTIVA ↓	PRESIÓN ↓ GRAVEDAD ↓ FRICCIÓN ↓

$$\begin{aligned}
 \rho \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial p}{\partial x} + \rho g_x + \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \\
 \rho \left(\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial p}{\partial y} + \rho g_y + \mu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \\
 \rho \left(\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g_z + \mu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right)
 \end{aligned} \tag{2.25}$$

Si el fluido se considera un fluido ideal, la viscosidad dinámica, $\mu=0$ y consecuentemente los esfuerzos cortantes y tangenciales son nulos, así mismo se considera que las fuerzas de fricción son despreciables. Al aplicar estas restricciones en las Ecs. 2.25, obtenemos las *ecuaciones de Euler*, (Ec.2.26).

$$\begin{aligned}
 \rho \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial p}{\partial x} + \rho g_x \\
 \rho \left(\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial p}{\partial y} + \rho g_y \\
 \rho \left(\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g_z
 \end{aligned} \tag{2.26}$$

Otra de las ecuaciones fundamentales en hidrodinámica y que permite relacionar el campo de presiones y de velocidades, es la ecuación de *Bernoulli*. Dicha ecuación se obtiene al integrar las ecuaciones de movimiento o de Euler (Ec.2.26). La ecuación de Bernoulli junto con la ecuación de continuidad, permiten establecer las condiciones de frontera en las interfaces que definen diferentes zonas de potencial de velocidades. De la condición de irrotacionalidad y de las Ecs 2.22 podemos obtener las siguientes igualdades:

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial u}{\partial y} &= \frac{\partial v}{\partial x} & \frac{\partial w}{\partial x} &= \frac{\partial u}{\partial z} & \frac{\partial w}{\partial y} &= \frac{\partial v}{\partial z} \\
 \frac{\partial u}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial x} \frac{\partial \phi}{\partial t} & \frac{\partial v}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial y} \frac{\partial \phi}{\partial t} & \frac{\partial w}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial z} \frac{\partial \phi}{\partial t}
 \end{aligned} \tag{2.27}$$

A partir de las Ecs. 2.27 podemos reescribir las Ecs. 2.26 de la forma siguiente:

$$\begin{aligned}
\rho \left(\frac{\partial}{\partial x} \frac{\partial \phi}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial x} \right) &= -\frac{\partial p}{\partial x} + \rho g_x \\
\rho \left(\frac{\partial}{\partial y} \frac{\partial \phi}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial y} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial y} \right) &= -\frac{\partial p}{\partial y} + \rho g_y \quad (2.28) \\
\rho \left(\frac{\partial}{\partial z} \frac{\partial \phi}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial z} + v \frac{\partial v}{\partial z} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g_z
\end{aligned}$$

Aplicando la siguiente propiedad

$$\begin{aligned}
u \frac{\partial u}{\partial x} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u^2}{2} \right) & v \frac{\partial v}{\partial x} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2} \right) & w \frac{\partial w}{\partial x} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{w^2}{2} \right) \\
u \frac{\partial u}{\partial y} &= \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{u^2}{2} \right) & v \frac{\partial v}{\partial y} &= \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v^2}{2} \right) & w \frac{\partial w}{\partial y} &= \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{w^2}{2} \right) \quad (2.29) \\
u \frac{\partial u}{\partial z} &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{u^2}{2} \right) & v \frac{\partial v}{\partial z} &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{v^2}{2} \right) & w \frac{\partial w}{\partial z} &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{w^2}{2} \right)
\end{aligned}$$

Sustituyendo las Ecs.2.29 en las Ecs.2.28, reordenando e integrando respecto a cada una de las direcciones, se obtiene las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2} (u^2 + v^2 + w^2) + \frac{p}{\rho} - g_x &= C(t) \\
\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2} (u^2 + v^2 + w^2) + \frac{p}{\rho} - g_y &= C(t) \quad (2.30) \\
\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2} (u^2 + v^2 + w^2) + \frac{p}{\rho} - g_z &= C(t)
\end{aligned}$$

Las expresiones anteriores son las *ecuaciones de Bernoulli* para un flujo irrotacional en tres dimensiones.

A partir de las ecuaciones de continuidad, de Navier-Stokes, de Euler y de Bernoulli, es posible definir las ecuaciones que describen las oscilaciones en la superficie del agua. Para el caso de dos dimensiones dichas ecuaciones se definen de la forma siguiente:

Ecuación de gobierno

$$\nabla^2 \phi = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad 0 < x < L, -h < z < \eta \quad (2.31)$$

Ecuación de continuidad

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad -h \leq z \leq \eta \quad (2.32)$$

Ecuaciones de Euler

$$\rho \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) = -\frac{\partial p}{\partial x} \quad -h \leq z \leq \eta \quad (2.33)$$

$$\rho \left(\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) = -\frac{\partial p}{\partial z} - g_z \quad -h \leq z \leq \eta$$

Condición de frontera cinemática

$$-\frac{\partial \phi}{\partial z} = \frac{\partial \eta}{\partial t} - \frac{\partial \phi}{\partial t} \frac{\partial \eta}{\partial x}; \quad z = \eta \quad (2.34)$$

Condición de frontera dinámica

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} \right)^2 \right] + g\eta = C(t); \quad z = \eta \quad (2.35)$$

Condición de frontera en el fondo

$$-\frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad z = -h \quad (2.36)$$

Condiciones de frontera laterales

$$\begin{aligned} \phi(x, t) &= \phi(x + L, t) \text{ espaciales} \\ \phi(x, t) &= \phi(x + t, T) \text{ temporales} \end{aligned} \quad (2.37)$$

2.3. Procesos de Transformación

La predicción de los fenómenos asociados a la transformación que experimenta del oleaje al propagarse de aguas profundas hacia aguas someras es de importancia tanto en la hidrodinámica del oleaje, como en los procesos relacionados al transporte de sedimentos y diseño de estructuras. Dicha transformación se debe entre otras causas a cambios en la batimetría del fondo y la presencia de obstáculos naturales, como islas, cabos, etc.; o artificiales, tales como la presencia de rompeolas, puertos, escolleras, etc. Atendiendo a las causas que producen dichas transformaciones, los fenómenos ligados a éste proceso se han clasificado en lo relacionado a la refracción, difracción, someramiento, rotura y reflexión.

2.3.1. Refracción

Es uno de los procesos relacionados con la transformación del oleaje y es caracterizado por que el frente de ola tiende a hacerse paralelo a la línea de costa, debido a la variación de la batimetría y por un retraso debido a la presencia de corrientes. En este caso, una parte del frente de la onda viaja en aguas más someras y por lo tanto con menor celeridad que el resto provocando un cambio de dirección. Éste efecto origina una convergencia y divergencia de la energía, propiciando con ello cambios en la altura de la ola y consecuentemente en la magnitud de las fuerzas que ejerce el oleaje en las estructuras. Dicho efecto también influye en los cambios topográficos debido a sus efectos erosivos y depósito de sedimentos.

Para facilitar el desarrollo de las expresiones que caracterizan las condiciones del oleaje cercano a la costa, el sistema de referencia se toma de manera tal que la dirección de propagación sea perpendicular a la línea de costa, eje x , y la dirección paralela a la línea de costa, se designada como eje y .

Un tren de ondas puede representarse de la forma siguiente:

$$\begin{aligned}\eta &= \frac{H}{2} \cos \Omega \\ \Omega &= kx - \sigma t\end{aligned}\quad (2.38)$$

una de las propiedades del cálculo vectorial, es que el vector unitario, n , referente a una función escalar, Ω , está relacionado con el vector normal N , de la forma siguiente:

$$N = \nabla \Omega \quad (2.39)$$

$$N = n |\Omega|$$

donde

$$\nabla = \nabla_h = \frac{\partial}{\partial x} i + \frac{\partial}{\partial y} j \quad (2.40)$$

El número de onda, k , se puede definir de la forma siguiente:

$$k = n |\Omega| = \nabla \Omega \quad (2.41)$$

Lo que implica que k , es equivalente a

$$k = k_x i + k_y j \quad (2.42)$$

Se puede demostrar que k , cumple con el criterio de irrotacionalidad (Ec. 2.21), sustituyendo las componentes de k en la Ec.2.20, para el caso de dos dimensiones, se obtiene

$$\frac{\partial(k \sin \theta)}{\partial x} - \frac{\partial(k \cos \theta)}{\partial y} = 0 \quad (2.43)$$

Lo cual es una condición que debe satisfacer una integral de línea para que su valor sea independiente de la trayectoria. Consecuentemente la integral (Ec. 2.44) es independiente de la trayectoria, lo que implica que Ω es determinada en cada posición.

$$\int \left(\frac{\partial(k \sin \theta)}{\partial x} - \frac{\partial(k \cos \theta)}{\partial y} \right) d\Omega = 0 \quad (2.44)$$

Los cambios en las variables a lo largo de la línea de costa se considera despreciables, lo cual implica que las variaciones en la dirección y son igual a cero. Aplicando éstas restricciones en la Ec. 2.44 e integrando, se obtiene:

$$\int \left(\frac{\partial(k \operatorname{sen} \theta)}{\partial x} \right) d\Omega = \frac{\partial(k \operatorname{sen} \theta)}{\partial x} = 0 \quad (2.45)$$

es decir

$$k \operatorname{sen} \theta = cte. \quad (2.46)$$

Sustituyendo la Ec. 2.7 en Ec. 2.46 y dividiendo por Ec.2.9, se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{2\pi}{L} \operatorname{sen} \theta &= cte. \\ \frac{L}{T} \operatorname{sen} \theta &= cte. \\ \frac{\operatorname{sen} \theta}{C} &= cte \end{aligned} \quad (2.47)$$

donde C , es la celeridad de la onda o de fase, y que representa la velocidad a la que se propaga la onda. El valor de la constante se determina a partir de las condiciones en aguas profundas:

$$\frac{\operatorname{sen} \theta_0}{C_0} = cte \quad (2.48)$$

por lo tanto,

$$\frac{\operatorname{sen} \theta}{C} = \frac{\operatorname{sen} \theta_0}{C_0} \quad (2.49)$$

La altura refractada, H_2 , se estima a partir de la ley de conservación del flujo de energía, que indica que el flujo de energía es la suma total de la energía cinética y potencial; el cual se define en el caso general de la forma siguiente:

$$E = \rho \int_x^{x+L} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{1}{2} v^2 + gz \right) dz dx \quad (2.50)$$

A partir de la definición de potencial (Ec. 2.22) en dos dimensiones, podemos reescribir v , de la manera siguiente:

$$v^2 = \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} \right)^2 \quad (2.51)$$

donde ϕ es el potencial de velocidades, que para el caso de una onda progresiva se define como:

$$\phi = -\frac{H}{2} \frac{\sigma}{k} \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh(kh)} \cos(kt - \sigma x) \quad (2.52)$$

Sustituyendo las Ecs. 2.52 y 2.53 en la Ec. 2.51, manipulando y despreciando los términos de orden superior, se encuentra que para una ola progresiva, la energía potencial es igual la energía cinética (Ec. 2.54).

$$E = E_p + E_k = \frac{1}{8} \rho g H^2 L \quad (2.53)$$

Por unidad superficie, se expresa:

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad (2.54)$$

La Ec. 2.54, es la energía o densidad de energía total del oleaje. Suponiendo que no hay flujo de energía y que tampoco existe reflexión, se cumple la siguiente igualdad:

$$EC_{1g}b_0 = EC_{2g}b_1 \quad (2.55)$$

Es decir el flujo de energía a través de los espacios de los rayos, b_0 y b_1 son iguales (Figura 2.6), sin embargo, debido a la divergencia o convergencia de los rayos como una consecuencia de los cambios batimétricos del fondo la energía por unidad de área cambia entre b_0 y b_1 . C_g , es la celeridad de grupo (Ec. 2.56). Sustituyendo Ec. 2.56 en Ec. 2.55 y manipulando términos se puede determinar el valor de la altura refractada, H_2 (Ec. 2.57).

$$C_g = C \left(\frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right) \right) \quad (2.56)$$

$$H_2 = H_1 \sqrt{\frac{C_{g1}}{C_{g2}}} \sqrt{\frac{b_0}{b_1}} \quad (2.57)$$

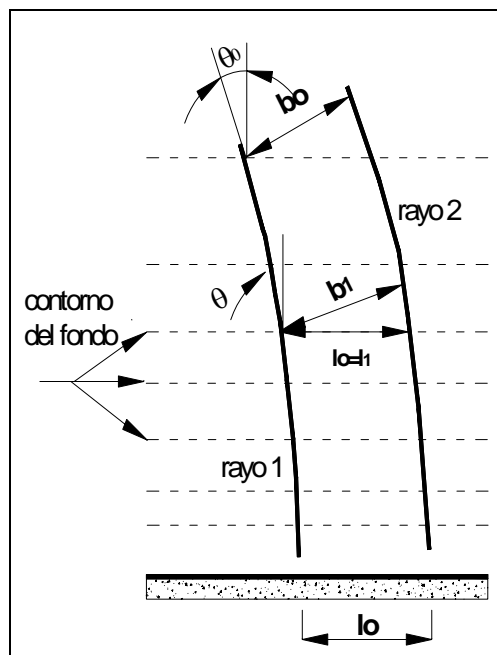


Fig.2.6.- Características de los rayos durante una refracción en un fondo ideal.

A partir de la teoría del rayo y suponiendo que los contornos batimétricos, son rectos y paralelos, es posible determinar el coeficiente de refracción, que toma en cuenta este efecto, el cual se define:

$$K_r = \sqrt{\frac{b_0}{b_1}} = \sqrt{\frac{\cos \theta_0}{\cos \theta_1}} \quad (2.58)$$

2.3.2. Difracción

Cuando existe un cambio abrupto en la altura de ola debido a la presencia de un obstáculo, se origina un fenómeno de difusión o flujo transversal de energía del oleaje denominado *difracción*. Su evaluación es importante en la planeación y diseño de estructuras, como también en la propagación del oleaje en grandes distancias, a través de lo cual se pueden identificar zonas de convergencia y alta concentración de energía.

Para simplificar el tratamiento matemático de las relaciones que describen al fenómeno de la difracción, se considera un oleaje monocromático que se propaga sobre un fondo horizontal. Existen diversos procedimientos para abordar el problema de la difracción, uno de ellos es utilizando diagramas adimensionales, como los encontrados en SPM (1984) y la otra es partir de la ecuación de la pendiente suave que en su forma general queda expresada por la Ec.2.59 y utilizando). En este caso se desprecian las variaciones en el fondo, omitiendo así los efectos de someramiento y refracción.

$$\nabla \cdot (c c_g \nabla \phi) + \sigma^2 \phi c c_g = 0 \quad (2.59)$$

Donde $\phi(x, y)$, denota el potencial de velocidades complejo en dos dimensiones, ∇ , es el gradiente en dos dimensiones, σ , es la frecuencia angular, C_g , es la celeridad de grupo y C , es la celeridad de la onda. Otra forma de expresar el fenómeno de la difracción en términos matemáticos es por medio de la ecuación de Helmholtz (Ec. 2.60)

$$\nabla^2 \phi + k^2 \phi = 0 \quad -h(x) \leq z \leq 0 \quad (2.60)$$

Las ecuaciones anteriores con sus respectivas condiciones de frontera permiten llegar a una solución mediante el empleo de un método numérico.

2.3.3. Someramiento

En este caso, al propagarse el oleaje a la línea de costa, se puede observar que inicialmente la onda mantiene una altura constante, una simetría tanto en la parte de enfrente como de atrás, posteriormente la altura de la ola se incrementa rápidamente originándose una asimetría en el perfil de la onda y finalmente rompe. Este efecto es lo que se denomina *someramiento* del oleaje.

La solución al problema de someramiento requiere plantear un problema de contorno cuya solución analítica es compleja. Para facilitar la solución a dicho problema se consideran las siguientes hipótesis: asumir que la variación del fondo sea suave, que el proceso se desarrolla

en dos dimensiones y que los efectos de la reflexión y la disipación de energía por fricción son despreciables.

Para tomar en cuenta el efecto del someramiento diversos investigadores han propuesto diferentes formulaciones para predecir la altura de ola H , a partir de conocerse las características del oleaje en aguas profundas. Partiendo de la definición de flujo de energía, el cual para el caso del oleaje se obtiene como un promedio del tiempo debido a su dependencia de éste, se expresa en su forma general de la siguiente forma:

$$F = \left(\frac{\rho v^2}{2} + \frac{p}{\rho} \right) v dA \quad (2.61)$$

La Ec. 2.61 promediada en el tiempo, por unidad de amplitud de onda en un plano vertical paralelo a la amplitud de la ola, se define:

$$F = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\rho v^2}{2} + \frac{p}{\rho} + \rho g z \right) u dz dt \quad (2.62)$$

donde u , es la velocidad horizontal de las partículas, ρ , es la densidad, η , elevación de la superficie libre, h , la profundidad, z , la coordenada vertical y t , es el tiempo. A partir de la ecuación de Bernoulli, es posible expresar la Ec. 2.62 en términos del potencial de velocidades de la forma siguiente:

$$F = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\partial \phi}{\partial t} \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) dz dt \quad (2.63)$$

Sustituyendo la Ec. 2.53 en la Ec. 2.64 se obtiene:

$$F = \frac{\rho}{T} \int_t^{t+T} \int_{-h}^{\eta} A^2 \frac{\sigma^3}{k} \frac{\cosh^2 k(h+z)}{\sinh^2 kh} \text{sen}^2(kt - kx) dz dt \quad (2.64)$$

Al integrar la Ec. 2.65 y despreciando los términos de orden superior, el flujo de energía para una profundidad cualquiera es:

$$F = \frac{\rho g A^2 C}{4} \left(1 + \frac{2kh}{\text{sen} 2kh} \right) \quad (2.65)$$

Y para aguas profundas se expresa de la forma siguiente:

$$F = \frac{\rho g A^2}{4} C_0 \quad (2.66)$$

De la hipótesis de conservación de energía, se considera que el flujo de energía en aguas profundas es igual a cualquier otra profundidad, por lo tanto, aplicando la ecuación de la dispersión (Ec. 2.8) e igualando las Ec. 2.65 y Ec. 2.66, se obtiene:

$$C = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi} \tanh(kh) \quad C_0 = \frac{gT}{2\pi} \quad n = \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh}\right)$$

$$\frac{\rho g A_0^2}{4} \frac{g}{\sigma} = \frac{\rho g A^2}{4} \frac{g}{\sigma} \tanh(kh) n \quad (2.67)$$

$$\frac{2A_0}{2A} = \frac{H_0}{H} = (n \tanh(kh))^{1/2} = k_s^{-1}$$

El último termino es lo que se denomina coeficiente de someramiento y que toma en cuenta dicho efecto.

2.3.4. Rotura

Los mecanismos que intervienen en este proceso son complejos y es una de las formas en que la energía del oleaje es disipada en forma turbulenta. En general, la rotura del oleaje se origina cuando alcanza un estado crítico en su movimiento y el cual se encuentra afectado por la configuración del fondo o bien por la presencia de una pendiente pronunciada. Esto en el caso de aguas someras. En aguas profundas también se origina la rotura del oleaje, pero los mecanismos que intervienen son distintos.

Este efecto influye de manera significativa en la transformación y organización del movimiento del oleaje en la zona del litoral, originando con ello alteraciones en los perfiles de las playas y del fondo marino; debido a que se favorece la suspensión del sedimento y consecuentemente su movimiento. Además, es una de las causas que da origen a las corrientes litorales. En las estructuras marítimas, dependiendo del tipo de rotura que se presenta, se puede propiciar el movimiento de las piezas que conforman las diferentes capas del elemento. Además, en las zonas de aguas someras, la rotura puede ser un factor limitante a la hora de determinar la altura de ola de diseño de estructuras marítimas, como los diques en talud.

Para abordar este proceso tanto de manera teórica como experimentalmente, Iversen (1952), Patrick y Wiegel (1954) y Galván (1958), propusieron cuatro tipos de rotura, siendo estos la rotura en *Descrestamiento (Spilling)*, en *Voluta (Plunging)*, en *Colapso (Collapsing)* y en *Oscilación (Surging)*. Los cuatro tipos de rotura pueden ocurrir en aguas someras, de acuerdo con la pendiente de la playa, pero solamente los tipos de rotura en descrestamiento y voluta se presentan también en aguas profundas.

Originalmente Iribarren y Nogales (1949), introdujeron el número de Iribarren, I_r , (Ec.2.68), como un indicador de cuando ocurría la reflexión o rotura en el talud y propusieron que el régimen de reflexión tenía lugar cuando $I_r > 2.3$.

$$I_r = \tan \varphi / \sqrt{H / L_0} \quad (2.68)$$

Donde, $\tan \varphi$ representa la pendiente de la estructura, H , la altura de ola y L_0 , la longitud en aguas profundas. Posteriormente Batjes (1974) propone el uso del número de Iribarren como un indicador del tipo de rotura que se presenta en un determinado talud. Los intervalos que define

el tipo de rotura que se presenta en función del valor que adquiera el número de Iribarren se muestran en la Tabla 2.2.

TIPO DE ROTURA	NÚMERO DE IRIBARREN
DECRESTAMIENTO (SPILLING)	$I_r < 1.0$
VOLUTA (PLUNGING)	$1.0 < I_r < 2.6$
COLAPSO (COLAPSING)	$2.6 < I_r < 3.1$
OSCILACIÓN (SURGING)	$3.1 < I_r < 4.0$
NO EXISTE ROTURA	$I_r > 4.0$

Tabla 2.2.- Rango de valores del número de Iribarren para los diferentes tipos de rotura.

En décadas pasadas han sido propuestos distintos modelos para predecir el lugar donde se presenta la rotura y por esta razón se denominan criterios de rotura. Dichas expresiones tratan de estimar de alguna forma la altura de ola en rotura inminente y la profundidad en la que ocurre. La mayoría de estos modelos presentan una relación entre la altura de rotura, H_b y la profundidad de donde tiene lugar, h_b , periodo T , longitud de onda en la rompiente L_b , pendiente del fondo m y la altura de ola en aguas profundas. En Anexo A se resumen los modelos para la estimación de la altura de rotura y profundidad a la que rompe la ola, desarrollados hasta el día de hoy.

2.3.5. Reflexión

El estudio de la reflexión es tan importante como los fenómenos antes descritos y se puede definir como la alteración de las características del oleaje al chocar con un obstáculo natural o artificial. Dicha alteración se manifiesta en un incremento en la altura de la ola; así mismo debido a éste efecto la zona de rotura se ve alterada, resultando en un desplazamiento de dicha zona, propiciado con ello cambios en la zona de disipación y consecuentemente cambios en el patrón de las corrientes y en el transporte de sedimentos. Debido al efecto de la difracción las ondas reflejadas pueden quedar atrapadas produciendo cambios importantes en la morfodinámica de las playas y en los campos de velocidades en la vecindad de la estructura.

En el ámbito experimental, uno de los problemas que surgen al realizar estudios en laboratorio relacionados al oleaje y en general a ondas sobre la superficie del agua, es la reflexión. Cuando el oleaje reflejado interacciona con el oleaje incidente, da lugar a uno nuevo, por lo que se debe tomar en cuenta el oleaje que se refleja y re-refleja en la pala generadora y paredes laterales del canal al realizar el análisis de los datos. Por las razones antes mencionadas es necesario contar con un sistema eficiente de disipación de energía en los canales de oleaje para minimizar dicho efecto y con ello poder simular lo más apegado posible a la realidad las condiciones de mar a las que estará sometida la estructura bajo estudio. Uno de los métodos más usuales para atenuar la reflexión en canales es el uso de playas artificiales; dichas playas son construidas de diversos materiales permeables, por ejemplo, de arena, grava, roca o combinación de estos materiales. Otra de las maneras de reducir el efecto de la reflexión es disponer de un sistema de absorción de reflexiones en la pala del generador de oleaje.

En el estudio de la reflexión se pueden encontrar dos extremos, uno de ellos es cuando el oleaje se propaga sobre una pendiente tendida y la disipación de energía se lleva a cabo gradualmente;

en éste caso la reflexión es despreciable, por otro lado, si el oleaje encuentra una pared vertical, la reflexión es casi completa, sin procesos de disipación, ni de rotura ni transmisión, dando lugar a una onda estacionaria. Entre estos dos extremos existen una gran variedad de situaciones intermedias.

Una de estas situaciones es cuando se tiene un talud impermeable, en este caso, parte del oleaje incidente se refleja y otra parte se disipa por efecto de la rotura; en el caso opuesto, si el talud es permeable se combinan los procesos de reflexión, rotura y transmisión. Otra situación se produce cuando se tiene una pared vertical permeable, donde parte del oleaje se refleja y el resto se transmite.

Para tomar en cuenta dicho efecto y evaluar que tan disipativa es una estructura, es utilizado el coeficiente de reflexión. Una de las formas aproximadas de estimar su valor es en función del oleaje incidente y reflejado.

$$C_r = \frac{H_r}{H_i} \quad (2.69)$$

donde H_r , es la altura reflejada y H_i , es la altura de oleaje incidente, obtenidas como resultado de la separación del oleaje incidente y reflejado de una señal de oleaje en el dominio del tiempo. También es posible evaluarlo a partir de los espectros de energía incidente, E_i y reflejado, E_r , esto en el dominio de la frecuencia (Ec. 2.70). Los métodos mencionados para evaluar el coeficiente de reflexión, son los más utilizados en investigaciones que son llevadas a cabo en laboratorio.

$$C_r = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}} \quad (2.70)$$

En la práctica diversos investigadores han propuesto una serie de formulaciones para la estimación de C_r . Miche (1951), bajo la hipótesis de una propagación de oleaje limitado, formula una expresión para estimar el coeficiente de reflexión para una playa inclinada.

$$\left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{\max} = \sqrt{\frac{2\gamma \operatorname{sen}^2 \gamma}{\pi}} \quad (2.71)$$

$$C_r = \begin{cases} \left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{\max} / \left(\frac{H_0}{L_0}\right) & \left(\frac{H_0}{L_0}\right) > \left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{\max} \\ 1 & \left(\frac{H_0}{L_0}\right) \leq \left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{\max} \end{cases}$$

donde la $\tan \gamma$, es la pendiente del fondo. Battjes (1974), propuso una expresión para pendientes suaves e impermeables en términos del número de Iribarren.

$$C_r = \begin{cases} 0.1\xi_p^2 & C_r < 1 \\ 1 & C_r > 1 \end{cases} \quad (2.72)$$

$$\xi_p = \frac{\tan \gamma}{\sqrt{H_s / L_0}} \quad (2.73)$$

Seeling (1984), presenta una ecuación para casos donde existe una pendiente suave en la estructura.

$$Cr = \frac{a\xi_p^2}{b + \xi_p^2} \quad (2.74)$$

donde a y b son coeficientes experimentales y tienen los siguientes valores:

$a = 1.0$ $b = 5.5$ para pendientes suaves

$a = 0.6$ $b = 6.6$ para pendientes rugosas

Con base a resultados de diferentes informes Van Der Meer (1988), deriva la siguiente expresión:

$$Cr = 0.071 \frac{\tan \phi}{P^{0.082} S_{op}^{0.46}} \quad (2.75)$$

$$S_{op} = \frac{2\pi H}{gT_p^2}$$

El valor de P , se encuentra en función del espesor de la capa principal, ver Figura 2.7.

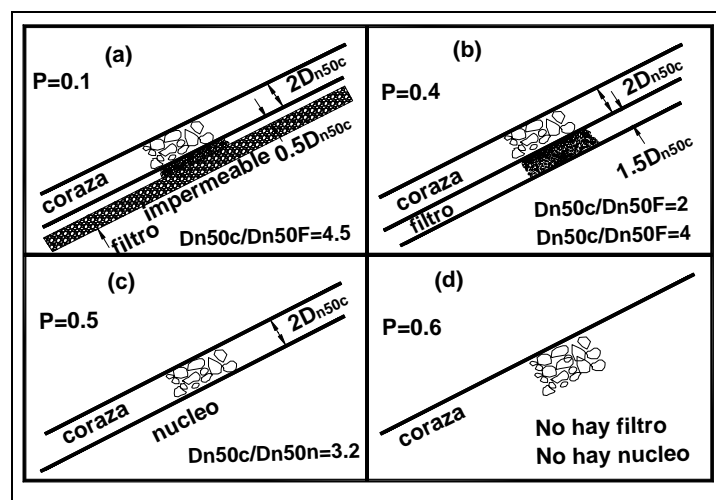


Fig.2.7.- Factor de porosidad para diversas estructuras, (Van Der Meer1998).

donde:

D_{n50c} diámetro nominal para un revestimiento de piedra.

D_{n50c} diámetro nominal del material del filtro.

D_{n50n} diámetro nominal del núcleo.

3 Flujo en estructuras

3.1. Introducción

Al incidir el oleaje sobre las estructuras, como diques en talud, se originan sobre las estructuras una serie de fenómenos físicos que suscitan una serie de acciones, como por ejemplo cargas externas e internas debidas al movimiento del agua sobre y dentro de la estructura, movimiento de las piezas que conforman las diferentes capas de la estructura, lo que repercute en su comportamiento e impactando en las áreas protegidas por tales estructuras de abrigo.

Los valores de tales procesos, como por ejemplo, la rotura, la transmisión, etc., están condicionados por el medio, es decir, la profundidad al pie de la estructura, pendiente del fondo y talud de la estructura; características del oleaje incidente (altura de la ola, periodo y ángulo de incidencia), parámetros estructurales, geometría, rugosidad y permeabilidad que dependen del tipo de material utilizado y forma de colocación de las piezas, así como de las capas que componen a la estructura, ver Figura 3.1.

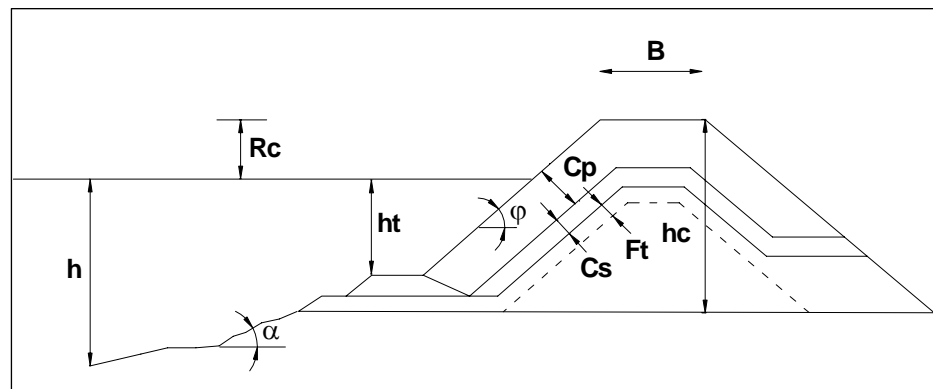


Fig.3.1.- Parámetros que afectan el flujo sobre la estructura.

B	ancho de la corona.
Cp	espesor de la capa principal.
Cs	espesor de la capa secundaria.
φ	talud de la estructura.
ht	profundidad al pie de la estructura. medido partir del nivel medio.
hc	altura de la estructura medida a partir del fondo.
h	profundidad.
Rc	altura del borde libre medido a partir de nivel medio.
α	pendiente del fondo.

3.2. Importancia en el diseño

El flujo en estructuras es relevante en la disipación de la energía del oleaje, pero también produce efectos adversos en la estructura, como incremento en la demanda y consecuentemente inestabilidad en parte o toda la estructura. Además de los daños que pudieran suscitarse en las estructuras, las áreas protegidas por estas pueden verse afectadas, originando con ello un impacto económico y social, de forma temporal o de forma prologada. Por estas razones es impotente predecir adecuadamente los fenómenos físicos asociados al flujo en estructuras, los cuales se describen a continuación.

3.3. Fenómenos asociados

Para describir las acciones inducidas por el oleaje sobre estructuras, se han dividido los fenómenos físicos a lo relacionado al ascenso máximo (run-up), descenso máximo (run-down), rebase (overtopping), transmisión, reflexión y rotura, estos últimos han sido tratados con mayor detalle en la sección anterior.

El run-up, se define como el nivel máximo que alcanza el agua al ascender por el talud, sin que exista rebase. Su adecuada predicción es importante por un lado en el diseño y modelación de los procesos relacionados a la erosión de playas y dunas. Por otro lado, a lo referente al diseño de estructuras marítimas, como diques en talud, espigones, escolleras, etc.; el conocimiento del run-up es uno de los parámetros que influyen en el diseño geométrico de éstas, ya que este proceso influye en la determinación de la altura del bordo libre para evitar el rebase del oleaje al lado protegido. Además, es una de las causas que originan un reflujo, tanto en estructuras como en la línea de costa, propiciando con ello un transporte de sedimentos y movimiento de las piezas en estructuras, como diques en talud.

El run-down, se define como la mínima elevación que puede alcanzar el oleaje al incidir sobre la estructura medido a partir del nivel medio del mar, siendo positivo si queda por arriba de dicho nivel y negativo si queda por debajo de éste. La cuantificación del descenso máximo es utilizado para determinar la distancia máxima por debajo del nivel medio del mar donde se colocarán las piezas de mayor tamaño, ya que define la longitud del tramo donde se presentan las velocidades más grandes, así mismo es utilizado para determinar el nivel del pie de la berma.

El rebase (overtopping), se define como la cantidad de agua que pasa a la zona protegida, medido como volumen de agua por ola por unidad de longitud del rompeolas (m^3/s por m). El rebase es un fenómeno violento que influye de manera importante, tanto en la etapa de diseño como durante la vida útil de las estructuras de protección litoral.

Por un lado influye en la determinación de la altura de la cresta del rompeolas en el caso de que el rebase requerido sea despreciable; y por el otro, al presentarse este fenómeno debido a un evento meteorológico extremo o por la acción de ciertas ondas que exceden un cierto valor umbral, tiene repercusiones en la respuesta de la estructura, tanto en el lado expuesto como en el lado no expuesto a la acción del oleaje. Además de provocar transmisiones no deseadas.

En diversas partes del mundo las estructuras marítimas, además de proporcionar áreas de calma y disipar la energía del oleaje, son utilizadas como caminos de transito de personas y vehículos, lo cual puede verse interrumpido por el efecto de rebase, ver Figura 3.2. En la Tabla 3.1 se dan algunos valores críticos tolerables para diferentes escenarios de riesgo y elementos afectados. Estos valores provienen de datos japoneses, De Gerloni (1991).



Fig.3.2.- Rebase del oleaje sobre un dique de protección que sirve además de camino.

m ³ /s por m	SEGURIDAD FUNCIONAL			SEGURIDAD ESTRUCTURAL	
	1000	Inseguro a cualquier velocidad	Muy peligroso	Daños estructurales	Daño aún con protección
100	Daño si el paseo no está pavimentado				
10	Dique en talud inseguro estacionado	Dique de hierva peligroso	Pequeños daños a accesorios	Daño si el talud interior no está protegido	
1		Dique en talud peligroso			
0.1		Dique vertical peligroso			
0.01	Dique vertical inseguro estacionado	inconfortable pero no peligroso		Sin peligro	
0.001	Seguro a cualquier velocidad	Humedo pero no inconfortable			
0.0001			Sin peligro		
	Vehiculos	Peatones	Edificios	Muros de contención	diques con revestimiento

Tabla 3.1.- Valores críticos de la descarga promedio por rebase, según De Gerloni (1991).

La transmisión, se define como la cantidad media de agua que sobrepasa la estructura y puede deberse a tres causas principales: por rebase, transmisión a través de los intersticios de la estructura y debido transmisión por los extremos de la estructura como consecuencia del efecto de la difracción. La cuantificación de la transmisión del oleaje es de importancia, por la mismas razones que el rebase.

3.4. Parametrización y Métodos de evaluación

Las investigaciones realizadas referentes a la estimación de los procesos relacionados al flujo en estructuras han sido diversas y a partir de ello se han propuesto variadas formulaciones para tratar de predecir dichos procesos. La mayoría de las formulas de predicción vinculados al flujo en estructuras se han desarrollado para diferentes condiciones de oleaje, pendientes y tipología de estructura y para una variedad de materiales de revestimiento. En parte por esta situación y debido a la complejidad de los procesos es necesario recurrir a la modelación numérica o física, cuando el proyecto así lo requiera.

En relación al *run-up*, se han llevado a cabo un sin fin de investigaciones para entender y tratar de predecir el ascenso máximo en estructuras, tanto para diques en talud como para diques verticales, permeables e impermeables, ver Anexo B. Entre las de mayor uso práctico se encuentra la desarrollada por Losada y Giménez Curto (1981), teniendo como bases investigaciones llevadas a cabo por el mismo y otros investigadores, Gümbak (1976), Ahrens (1987), Seelig (1980), e investigadores de Wallingford. Este modelo presenta la ventaja de permitir la determinación de las características estadísticas del run-up, una vez conocida la estadística del oleaje incidente.

$$\frac{R_u}{H} = A_u \left[1 - e^{-B_u I_r} \right] \tag{3.1}$$

La Ec. 3.1, es valida para condiciones de oleaje regular, donde A_u y B_u , son coeficientes de ajuste que dependen del tipo de piezas empleadas. En la Tabla 3.2, se muestran valores de los coeficientes, recopilados por Losada (1991) y Silva et al. (1998), para diferentes tipos de material.

Material	Porosidad	Diques Homogéneos			Núcleos impermeables		
		A_u	B_u	Referencia	A_u	B_u	Referencia
Rip-rap	0.31	1.80	0.46	Ahrens,1975	2.00	0.32	Ahrens,1968
Escollera	0.40	1.37	0.60	Gümbak,1976	1.89	0.40	Seeling,1980
Cubos	0.47	1.05	0.72	Jackson, 1968	-	-	-
Tetrápodos	0.50	0.93	0.75	Jackson, 1968	1.40	0.45	Dai & Kamel,1969
Dolos	0.56	0.70	0.82	Wallingford	1.19	0.53	Wallingford,1970

Tabla 3.2.- Valor se los coeficientes A_u y B_u , para diques homogéneos y con núcleo impermeable.

El valor de dichos coeficientes al utilizar otro tipo de material de revestimiento, se puede aproximar mediante las siguientes expresiones, donde n es la porosidad.

$$Diques\ Homogeneos \begin{cases} A_u = -4.706n + 3.293 \\ B_u = -1.569n + 0.038 \end{cases} \tag{3.2}$$

$$Diques\ con\ núcleo\ impermeable \begin{cases} A_u = -3.825n + 3.344 \\ B_u = -1.179n + 0.081 \end{cases} \tag{3.3}$$

Con el propósito de extrapolar los resultados para la condición de oleaje irregular, Silva et al. (1998), proponen un método para la estimación del run-up, aplicable a diferentes tipos de

material de revestimiento utilizado en la capa principal de diques en talud, como también para núcleos impermeables de porosidad diversa y cualquier probabilidad de excedencia.

Dicha formulación tiene como base el modelo presentado por Losada y Giménez Curto (1979) y bajo la hipótesis de que el run-up sigue una distribución de probabilidad de alturas de ola. La metodología es la siguiente:

1. Se determina el valor de los coeficientes A_u y B_u , mediante Ec. 3.2 o 3.3, según sea el caso.
2. Se estima la altura cuadrática media (Ec. 3.4) y el periodo medio (Ec.3.5).

$$H_{rms} = \left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i^2 \right)^{1/2} = \sqrt{8m_0} \quad (3.4)$$

$$\bar{T} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N T_i = \frac{m_0}{m_1} = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}} \quad (3.5)$$

3. Se cuantifica el numero de Iribarren y longitud de onda en aguas profunda, por lo tanto la Ec. 3.1, se reescribe de la forma siguiente

$$R_{u,rms} = H_{rms} A_u \left(1 - e^{-B_u I_{rms}} \right) \quad (3.6)$$

4. Se estima la probabilidad de excedencia para el run-up, aplicando una distribución de ola modificada, para un valor de excedencia deseada.
5. El resultado del paso 3 se multiplica por el resultado anterior para determinar el run-up real.

$$R_u = P_E R_{u,rms} \quad (3.7)$$

Donde P_E representa el valor de la probabilidad deseada de excedencia.

Otra de las formulaciones más difundidas para la estimación del run-up, es la propuesta por Ahrens (1988), siguiendo la metodología propuesta por Silva et al (1988), se expresa de la forma siguiente:

$$R_u = H_{rms} \frac{a I_{rms}}{1 + b I_{rms}} \quad (3.8)$$

Donde los parámetros a y b pueden estimarse a partir de las siguientes expresiones:

$$Diques Homogeneos \begin{cases} a = b(-5.5589n + 3.7954) \\ b = 3.9753n - 0.6774 \end{cases} \quad (3.9)$$

$$Diques\ con\ n\acute{u}cleo\ impermeable \begin{cases} a = b(-3.6922n + 3.5785) \\ b = 1.3971n + 0.0501 \end{cases} \quad (3.10)$$

donde n es la porosidad. El método propuesto por Silva et al. (1998), presenta resultados muy buenos, como se muestra en la Figura 3.3, donde se compara dicho método con el propuesto por Van Der Meer (1988, ver Anexo B). Para llevar acabo dicha comparación, el valor del run-up se adimensionalizo con la altura significativa, Hs, es decir, Ru_{%x}/Hs. Donde %x indica la probabilidad de excedencia que reporta Van Der Meer.

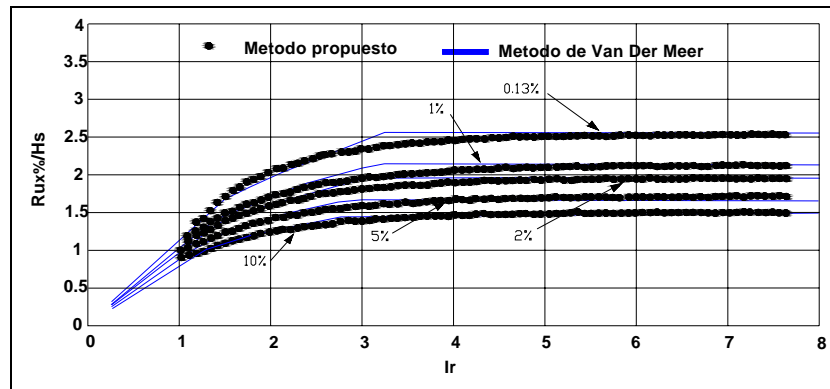


Fig.3.3.- Comparación del método propuesto por Silva et al. y el propuesto por Van Der Meer.

La formulación propuesta por Van Der Meer (1992), ha tenido también una amplia aplicabilidad práctica en la estimación del run-up. Dicha formulación presenta la ventaja de ser aplicable para diferentes niveles de excedencia.

$$\begin{aligned} R_{ux} / H_s &= a I_r & I_r < 1.5 \\ R_{ux} / H_s &= b I_r^c & I_r < 1.5 \\ R_{ux} / H_s &= d & I_r < 3.2 \end{aligned} \quad (3.11)$$

Donde los coeficientes de ajuste a, b, c, d, en la Ec. 3.8, han sido determinados para diferentes niveles de excedencia, %X, dichos valores se presentan en la Tabla 3.3.

Nivel de Excedencia (%X)	a	b	c	d
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
1	1.01	1.24	0.48	2.15
2	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
Significante	0.72	0.88	0.41	1.35
medio	0.47	0.60	0.34	0.82

Tabla 3.3.- Valor se los coeficientes a, b, c, d, para diferentes niveles de excedencia (Van Der Meer, 1992).

Kobayashi et al. (1987), presentan un modelo numérico para la estimación del run-up, aplicable a pendientes impermeables y rugosas y condiciones de oleaje irregular, y

posteriormente extendido por Kobayashi, Cox y Wurjanto (1990), para oleaje regular e irregular. Sin embargo, debido a la complejidad del proceso hidrodinámico, éste modelo presenta grandes limitaciones y solo permite tener una idea del proceso real. Van Gent et al. (1994) también presentan un modelo numérico para la estimación del flujo en estructuras.

A diferencia del abundante trabajo realizado por diversos investigadores para la estimación del run-up, sea desarrollado muy poco trabajo relativo a la estimación del *run-down*; algunos trabajos en éste campo fueron llevados a cabo por Dai y Kamel (1969), Jackson (1968).

Van Der Meer (1988), propone una formulación para la estimación del run-down, en la cual considera la permeabilidad de la estructura, con un núcleo impermeable e permeable y un 2% de probabilidad de excedencia.

$$R_{d2\%} = 2.1\sqrt{\tan \varphi} - 1.2P^{0.15} + 1.5e^{-60S_{om}} \tag{3.12}$$

$$S_{om} = 2\pi H_s / gT_m^2$$

Donde T_m , es el periodo medio y P , es la porosidad cuyo valor depende de las características de la estructura (ver Figura 2.7). Losada y Giménez Curto (1981), proponen un modelo similar al utilizado para estimar el run-up, para cuantificar el run-down. Sin embargo, dicho modelo no presenta tan buenos resultados como el desarrollado para el run-up.

$$R_d / H = A_d (1 - \exp(B_d I_{r0})) \tag{3.13}$$

Donde A_d y B_d , son coeficientes de ajuste que dependen del tipo y colocación de las piezas en el talud. En la Tabla 3.4, se presentan los coeficientes de ajuste del modelo exponencial de descenso máximo.

Tipo de Pieza	A_d	B_d
Rip-rap	-1.10	-0.30
Escollera clasificada	-0.85	-0.43
Tetrápodos	-0.80	-0.45
Dolos	-0.75	-0.49
Quadrípodos	-0.80	-0.45
Cubos	-0.72	-0.42

Tabla 3.4.- Valor se los coeficientes A_d y B_d , para el modelo exponencial, Losada (1990).

En las primeras investigaciones realizadas para cuantificar el rebase, se utilizaba como indicador el volumen de agua que sobrepasaba la estructura en un intervalo de tiempo especificado. Más tarde, Saville (1958), realizo una serie de pruebas en modelos para cuantificar el rebase por unidad de longitud de la estructura. Posteriormente, Weggel (1976), propone una formula empírica, que predice la velocidad promedio del rebase, sin embargo, dicha formula no toma en cuanta la variación de la velocidad del agua y la profundidad durante el rebase. Owen (1980), propone una expresión para estructuras con taludes lisos y pendientes simples y compuestas, utilizando como parámetro adimensional el bordo libre relativo (F/H_s).

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{H_s}{gT_m^2}} \quad (3.14)$$

$$F_a = \frac{F}{H_s} \sqrt{\frac{H_s}{gT_m^2}}$$

Donde Q , es la descarga adimensional por rebase, q , es la descarga promedio, F , altura del bordo libre, T_m , periodo medio y H_s , altura significativa. Por otro lado Franco y Aminti (1988) y Bradbury (1998), realizaron una serie de pruebas para la estimación del rebase en estructuras con taludes rugosos y proponen la formula siguiente:

$$Q = \frac{q}{gT_m H_s} \quad (3.15)$$

$$F_a = \frac{F}{H_s} \frac{F}{T_m \sqrt{gH_s}}$$

De Waal y Van Der Meer (1992), realizaron un análisis sobre la estimación del rebase, concluyendo que éste puede ser clasificado en dos formas, lo cual obedece a si se presenta rotura (Ec. 3.16) o no del oleaje.

$$Q = \frac{q}{T_p \sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{2\pi H_s}{g \tan \varphi}} \quad I_r < 2 \quad (3.16)$$

$$F_b = \frac{F}{H_s} \frac{\sqrt{2\pi H_s / gT_p^2}}{\tan \varphi} \frac{1}{\gamma}$$

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \quad I_r > 2 \quad (3.17)$$

$$F = \frac{F}{H_s} \frac{1}{\gamma}$$

Donde γ , es un factor de reducción que toma en cuenta la influencia del someramiento, γ_h , la incidencia oblicua del oleaje, γ_β , así como la rugosidad, γ_f , e influencia de la berma, γ_b .

$$\gamma = \gamma_b \gamma_f \gamma_h \gamma_\beta \quad (3.18)$$

Siendo el mínimo valor que puede tomar la Ec. 3.18 de 0.5. Van Der Meer (1994) como resultado de sus investigaciones propone, para la estimación de dichos coeficientes, las siguientes expresiones:

$$\gamma_b = 1 - r_B (1 - r_{dh}) \quad 0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0 \quad (3.19)$$

donde, r_B , ancho de la berma y r_{dh} , localización de la berma con respecto al nivel medio, tales parámetros se definen como:

$$r_B = 1 - \frac{\tan \alpha_{eq}}{\tan \alpha}$$

$$r_{dh} = 0.5 \left(\frac{dh}{H_s} \right)^2 \quad 0 \leq r_{dh} \leq 1 \quad (3.20)$$

Los coeficientes γ_h y γ_β , se pueden evaluar mediante las siguientes expresiones:

$$\gamma_h = \frac{H_{2\%}}{1.4H_s} = 1 - 0.03 \left(4 - \frac{h_m}{H_s} \right) \quad \frac{h_m}{H_s} < 4 \quad (3.21)$$

$$\gamma_h = 1 \quad \frac{h_m}{H_s} \geq 4$$

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0022\beta \quad R_{u2\%}$$

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0033\beta \quad Q \quad (3.22)$$

Donde h_m , es la profundidad al pie de la estructura, β , es el ángulo de incidencia del oleaje expresado en grados, H_s , es la altura significativa. A lo referente al valor de γ_f , este depende del tipo de material.

En el Laboratorio del Instituto Danés de Hidráulica, Mogens, Sloth y Juhl (1998) realizaron experimentos inicialmente en taludes de roca para la estimación del rebase y más tarde utilizando piezas artificiales. Como resultado de sus experimentos, proponen la siguiente expresión:

$$Q = -0.3 \ln \left(\frac{2\pi H_s}{gT_p^2} \right) \exp \left(\frac{-2.9c}{H_s R_f} \right)$$

$$c = a_m^{0.3} (2F + 0.35B) \quad (3.23)$$

a_m pendiente del talud expuesto

B anchura de la cresta

Donde R_f , es un factor de reducción que toma en cuenta el tipo de pieza. Valores de dicho coeficiente para diferentes piezas se muestran en la tabla 3.5.

Material	R_f
Cubos	0.65
Roca de cantera	0.60
Roca lisa	0.65
Acropodos y dos capas de cantera	0.55
Dolos	0.45

Tabla 3.5.- Valor del coeficiente R_f .

Por otro lado, Silva y Govaere (1998), como resultado del análisis de estudios experimentales existentes sobre la estimación del rebase, proponen una metodología para la estimación del rebase máximo en función del R_{urms} (Ec.3.6) y la altura del bordo libre, F . Dicho método fue comparado con los resultados arrojados por el modelo RBREAK. Los resultados presentados por Govaere (1997), muestran que el método propuesto da resultados aceptables sobre la predicción de la descarga máxima por rebase. El modelo es el siguiente:

$$Q_{\max} = 0.57 \left((R_{urms} - F)^2 \sqrt{gH_{rms}} / R_{urms} \right) \quad (3.24)$$

Otros investigadores han propuesto modelos numéricos y diagramas como los desarrollados por Goda (1985) aplicables a diques y muros de protección formados por un núcleo impermeable y protegidas por un dique en talud.

Recientemente, se han propuesto modelos numéricos basados en un análisis lagrangiano, como el propuesto por Gotoh et al. (2005) y el desarrollado por Shao et al. (2006) que desarrollan el modelo SPH (Smoothed Particle Hydrodynamic). Los cuales han presentado resultados muy buenos.

La transmisión, se evalúa comúnmente a través de un coeficiente de transmisión, C_t . Una de las formas de expresarlo es como el cociente de la altura de ola transmitida e incidente y alternativamente en función de la energía del oleaje transmitido e incidente.

$$C_t = H_t / H_i = \sqrt{E_t / E_i} \quad (3.25)$$

Dado que dentro de una estructura porosa también existe transmisión del oleaje, se define un coeficiente de transmisión que toma en cuenta éste proceso, el cual se define como:

$$C_{ts} = H_{ts} / H_i \quad (3.26)$$

De esta forma el coeficiente de transmisión total se define como:

$$C_T = (C_t^2 + C_{ts}^2)^{1/2} \quad (3.27)$$

Las expresiones anteriores, son una de las formas más comunes de estimar el coeficiente de transmisión en laboratorio. En la práctica se han desarrollado una variedad de formulaciones para la evaluación de dicho coeficiente, tanto para diques en talud como para diques verticales,

rebasables y no rebasables. Entre las que se encuentra la propuesta por Numata (1976) válida para diques en talud.

$$C_t = 1 / (1 + \alpha_t / Ir) \tag{3.28}$$

$$\alpha_t = 1.48 (B_s / D)$$

Posteriormente Seeling (1980), propone una formulación para la evaluación del coeficiente de transmisión por rebase, valida para oleaje regular e irregular.

$$C_t = c \left(1 - \frac{F}{R_u} \right) \tag{3.29}$$

$$c = 0.51 - \frac{0.11B}{h}$$

Donde F es la altura del bordo libre, Ru, es el ascenso máximo, B, es el ancho de la estructura, h, es la altura de la estructura. En años recientes, Van Der Meer (1990) realiza un análisis de los trabajos llevados a cabo por Powell y Allsop (1985), Kahle (1985), Ahrens (1987) y del mismo y como resultado de dicha investigación desarrolla una formulación para la predicción del Ct, en función de la altura del bordo libre.

$$C_t = 0.80 \quad -2.00 < F / H_s < -1.13$$

$$C_t = 0.46 - 0.3F / H_s \quad -1.13 < F / H_s < 1.2 \tag{3.30}$$

$$C_t = 0.10 \quad 1.2 < F / H_s < 2.00$$

Daemen (1991) propone una expresión para la estimación del coeficiente de transmisión en función de la altura del bordo libre adimensionalizado con el diámetro nominal D_{n50} , la expresión para diques en talud es la siguiente:

$$C_t = a \frac{F}{D_{n50}} + b \quad a = 0.031 \frac{H_i}{D_{n50}}$$

$$b = -5.42S_{op} + 0.0323 \frac{H_i}{D_{n50}} - 0.0017 \left(\frac{B}{D_{n50}} \right)^{1.84} + 0.51 \tag{3.31}$$

$$S_{op} = \frac{2\pi H_s}{gT_p^2}$$

La expresión es valida para el siguiente intervalo:

$$1 < H_s / D_{n50} < 6 \quad 0.01 < S_{op} < 0.05 \tag{3.32}$$

y limitadas a un coeficiente de transmisión mínimo, $C_t=0.075$ y a un máximo, $C_t=0.75$. Años después D'Angremond, Van Der Meer y Rutger (1996) proponen las siguientes ecuaciones

para la evaluación del coeficiente de transmisión, tanto para diques en talud permeables (Ec.3.34) como para diques en talud impermeables (Ec. 3.35).

$$C_t = -0.4 \frac{F}{H_s} + \left(\frac{B}{H_s} \right)^{-0.31} (1 - \exp(-0.5I_r)) * 0.64 \quad 0.075 < C_t < 0.80 \quad (3.33)$$

$$C_t = -0.4 \frac{F}{H_s} + \left(\frac{B}{H_s} \right)^{-0.31} (1 - \exp(-0.5I_r)) * 0.80 \quad 0.075 < C_t < 0.80 \quad (3.34)$$

3.5. Metodología de análisis

Como se ha mencionado uno de los aspectos importantes a considerar en el diseño de cualquier obra marítima es la caracterización del oleaje, es decir, conocer la altura de ola de diseño y su periodo asociado. Dado que el oleaje tiene un comportamiento totalmente aleatorio, es necesario definir o representar dicho comportamiento mediante una variable aleatoria, como puede ser la altura significativa, definida como la media del tercio de las alturas más grandes. Dicha altura de ola es la más utilizada en el diseño y en varias formulaciones relacionadas con la transformación del oleaje y flujo en estructuras.

La muestra que se utiliza para realizar el análisis temporal y espectral de un estado de mar, es a partir de un registro de oleaje, medido por un dispositivo ubicado en un punto del mar y en caso de instalaciones experimentales, generalmente se utilizan sensores de nivel que registran las oscilaciones de la superficie del agua. Dichos registros pueden contener información no deseada que pueden llegar a falsear la información y consecuentemente alterar la información estadística de la muestra. Por lo cual es necesario llevar a cabo una serie de procesos antes de llevar a cabo cualquier cálculo en la estimación de las alturas y periodos de la ola.

Los pasos a seguir son la corrección del nivel medio, descretización de la señal, esto es determinar el valor de las alturas de ola y sus periodos asociados y finalmente los parámetros del oleaje, es decir, la altura y periodo medio, significativo, altura media cuadrática, etc.

4 Criterios de estabilidad

4.1. Introducción

Las estructuras más antigua utilizadas para la disipación de la energía del oleaje y proporcionar áreas de calma son los diques en talud o rompeolas. La disipación de la energía se lleva a cabo principalmente al provocarse la rotura sobre el talud, por efecto de fricción sobre y dentro de la estructura y por transmisión a través de ésta hacia el área protegida. Todos estos procesos, como se han mencionado en secciones anteriores, junto con otros que serán abordados en esta sección, repercuten en la estabilidad de la estructura. Atendiendo a la respuesta que presenta la estructura ante los procesos relativos al oleaje incidente, se han clasificado en dos grupos: las estructuras estáticamente estables, en las cuales el desplazamiento de las piezas que constituyen a la estructura debe ser mínimo o nulo durante la vida útil de la obra; y las dinámicamente estables, en ellas, el movimiento de las piezas es continuo hasta alcanzar un perfil, donde la capacidad de transporte es nula o mínima.

Dentro del capítulo se definirá el concepto, variables y parámetros relacionados a la estabilidad. Así como los criterios desarrollados para su evaluación y clasificación.

4.2. Definición

La estabilidad se puede definir como la capacidad que tienen los elementos que conforman las diferentes partes de la estructura a permanecer en su posición, ante las fuerzas desarrolladas por la incidencia del oleaje, las corrientes inducidas por éste o una combinación de ambos fenómenos. Siendo las únicas fuerzas que se oponen al movimiento las debidas a la fuerza la gravedad (peso propio de las piezas) y la fricción entre los elementos que conforman a la estructura. Atendiendo al tipo de estructura, ya sean diques verticales o en talud, se han clasificado los mecanismos de falla inherentes a la estabilidad de dichas estructuras. Así, en el caso de los diques verticales los principales mecanismos de falla son: deslizamiento, el vuelco, asentamientos diferenciales, fallo generalizado del lecho marino y erosión en la banqueta de apoyo; en lo relativo a diques en talud, Bruun (1979) sintetiza los posibles mecanismos de falla en once causas relacionadas con la estabilidad hidrodinámica y mecánica de las piezas, con aspectos geotécnicos y lo relativo a errores constructivos. Por tal razón, en los diques en talud, el movimiento de las piezas es utilizado como indicador de la estabilidad.

La estabilidad hidrodinámica de las piezas, se refiere a la oposición que presentan los elementos que constituyen las diferentes capas de la estructura al desplazamiento, debido a la incidencia del oleaje y flujo sobre la estructura. Entre los que se distinguen dos tipos de movimiento: cabeceos o giros de las piezas sobre su propio eje y el desplazamiento de las piezas hacia otras zonas de la estructura. Estos movimientos aumentan la compacidad del manto en determinadas zonas a costa de la disgregación de otras, facilitando un camino de producción de averías

Otro concepto importante relacionado a la estabilidad de las piezas, es la estabilidad estructural, que se define como la capacidad que tienen las piezas, naturales o artificiales, a resistir las cargas estáticas y dinámicas debidas al oleaje lo que implica que las piezas no deben presentar una ruptura, agrietamiento o fragmentación ocasionadas por dichas cargas.

En lo que se refiere a la estabilidad geotécnica, se considera el estado de la cimentación, siendo los principales mecanismos de falla, la licuefacción, que es una condición en la cual, el suelo pierde sus propiedades de resistencia súbitamente, como una consecuencia de la vibración del terreno, generalmente causado por un terremoto; asentamientos diferenciales y deslizamientos del suelo; incremento en la presión de poro (presión hidrostática), debida a la presión transmitida al suelo por la propia estructura y por las fuerzas debidas a la acción del oleaje; deslizamiento de las diferentes capas que conforman a la estructura, a consecuencia de pérdida de fricción entre los elementos y erosión del fondo, esto último también provoca inestabilidad al pie de la estructura dado origen a averías, ver Figura 4.1.

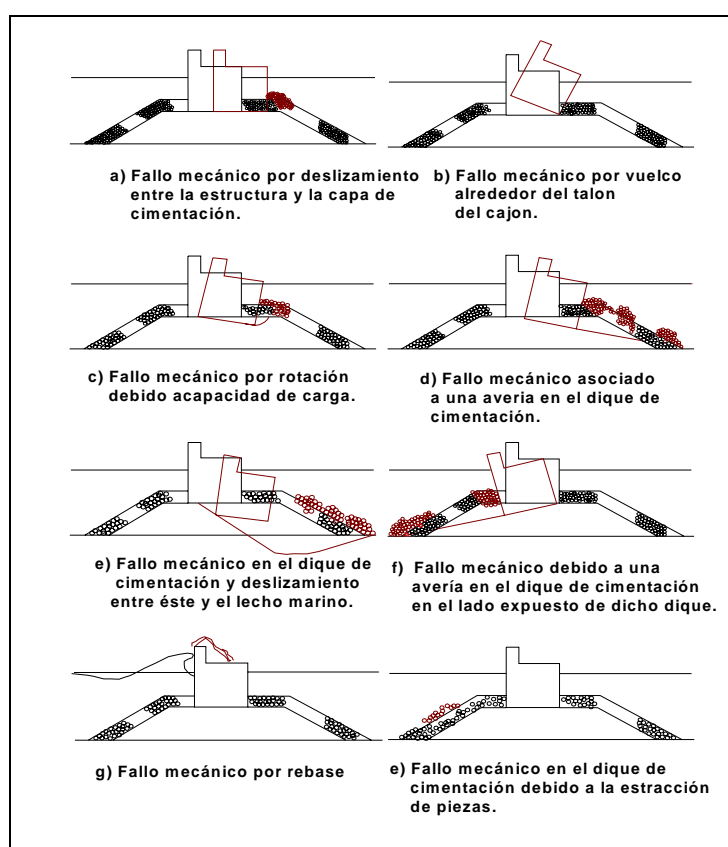


Fig. 4.1.- Mecanismos de fallo en diques en talud y verticales.

Otros parámetros que influyen en la estabilidad de los diques en talud y que ha motivado diversas investigaciones, son los relacionados a la permeabilidad (porosidad), ya que influye en la intensidad del flujo dentro y fuera de la estructura, lo que induce la presencia de fuerzas dinámicas que propician el movimiento de las piezas de las diferentes capas que constituyen a la estructura; la altura de ola, la cual va ligada con la duración del evento y el tipo de rotura. Respecto a éste último punto la rotura que más daño provoca es el tipo colapso seguida de la rotura en voluta, Kobayashi(1996).

El agrupamiento del oleaje también repercute en la estabilidad de las estructuras, ya que se ha visto que las olas de mayor magnitud aparecen en paquetes de ondas que poseen mayor energía, además de relacionarse con el número de ondas necesario para generar resonancia en

estructuras o voltear embarcaciones. Estudios relacionados sobre el ángulo de incidencia del oleaje, han demostrado que la inestabilidad de las piezas inicialmente es lenta bajo oleaje oblicuo, pero una vez iniciada la demanda, ésta se incrementa rápidamente. La forma de colocación de las piezas también tiene efectos en la estabilidad de los diques en talud, debido a que la fuerza necesaria para la extracción o movimiento de las piezas es menor debido a cambios en la rugosidad y permeabilidad de las diferentes capas.

4.3. Criterios de avería

Con el propósito de relacionar el estado de avería de un dique en talud con los parámetros de daño y con ello poder tener una información cualitativa del estado de la estructura, se han propuesto múltiples niveles de daño en función de las piezas desplazadas, por inspección visual. Con lo cual se evita la dependencia geométrica de los descriptores de daño, Gumbak (1978).

Iribarren (1955) propone dos niveles de daño, el inicio de avería y rotura total (avería de Iribarren). Posteriormente, Jackson (1968) define un único nivel de daño en función del volumen erosionado y el volumen original; Broderick y Ahrens (1982) precisaron el nivel de daño, como el área de erosión normalizada al cuadrado del diámetro equivalente de las piezas que conforman la coraza de la estructura; Owen y Allsop (1983) definen cuatro tipos de avería: movimiento no perceptible, (0), cabeceo con desplazamiento nulo de la pieza, (R); unidad desplazada a una distancia menor $0.5D_{n50}$, (1); unidad desplazada comprendida en el intervalo, $0.5D_{n50}$ y D_{n50} , (2); y unidad desplazada a una distancia mayor de D_{n50} , (3), D_{n50} , es el diámetro nominal de la pieza; Groeneveld y Nieuwenhuys (1984) estimaron el nivel de daño en función del porcentaje de piezas desplazadas, considerando un daño menor cuando el desplazamiento de las piezas es inferior a 3% en la coraza; moderado entre 3 y 5%, en este punto las piezas de la capa inferior del manto principal presentan un cabeceo; mayor entre el 5 y 30%, la extracción de piezas del manto inferior es considerada de 2 como máximo y total mayor a 30%, en éste punto el núcleo es expuesto a la acción del oleaje. Más tarde, Partensky y Schmidt (1986) valoraron el nivel de daño en función de la altura y rotación del elemento, comprendidos entre $1.25 h$, por encima y debajo del nivel medio del mar; h , representa la altura del elemento. En la Tabla 4.1, se muestra la clasificación de las diferentes mediciones de daño.

No. de clasificación	Rotación máxima	Desplazamiento
1	5°	Muy pequeño
2	15°	$h/6$
3	30°	$h/3$
4	45°	$h/2$
5	90°	$<h$
6	90°	desprendido

Tabla 4.1.- Clasificación del daño según Partensky y Schmidt (1986).

Losada et al. (1986) proponen tres niveles de daño, inicio de avería, (I.A), avería de Iribarren (A.I) y destrucción (D) posteriormente, Vidal et al. (1991) sugieren un cuarto nivel intermedio entre A.I y D, definido como inicio de destrucción (I.D), ver Figura 4.2.

El inicio de avería (*I.A*) es la condición en la cual el 5% de las piezas del manto principal han sido desplazadas una longitud equivalente al diámetro nominal, D_{n50} .

La avería de Iribarren (*A.I*), se presenta cuando la extensión de los huecos de la capa exterior del manto principal es tal, que el flujo empieza a actuar directamente sobre las piezas de la capa interior del manto principal y éstas son susceptibles de ser extraídas, es decir, cuando queda expuesta la segunda capa del manto principal.

Inicio de destrucción (*I.D*), este nivel de daño se inicia al presentarse la avería en la segunda capa interior del manto principal.

Destrucción (*D*), se produce cuando el manto secundario (filtro) es dañado y su material es extraído. Si las condiciones de oleaje no cambian, el daño progresa de tal manera, que el dique deja de cumplir las condiciones de servicio requeridas por el diseño.

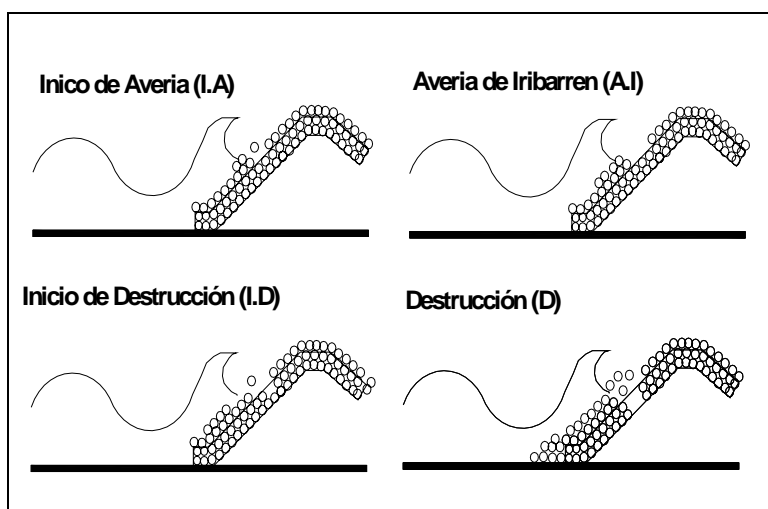


Fig.4.2-. Niveles de avería para la evaluación del daño en un dique en talud.

En años recientes Ryu y Kim (1988) definen el nivel de daño en función del porcentaje del área erosionada respecto al total que se produce cuando la avería comienza a afectar el filtro, es decir, en avería de destrucción (*D*). Uno de los primeros investigadores en considerar el tiempo para la evaluación del daño fue Van Der Meer (1998) y posteriormente Melby y Kobayashi (1998), que además de utilizar el parámetro propuesto por Broderick y Ahrens (1982), para describir el daño general introducen nuevos parámetros de daño adimensionales. Recientemente, Kapdaslı y Cigizoglu (2003), proponen una formulación para evaluar el nivel de daño y consideran tres tipos de movimiento de las piezas, cabeceo (existe un movimiento de las piezas debido al oleaje incidente pero permanecen en su sitio); un desplazamiento corto (se origina un ligero desplazamiento de la pieza menor a su diámetro nominal) y rodamiento (el desplazamiento de las piezas es mayor a su diámetro nominal).

4.4. Variables a considerar

Uno de los objetivos relevantes en el diseño de estructuras marítimas, como diques en talud, es la determinación del peso de las piezas que conforman las diferentes partes de dichas estructuras. Estas deben ser capaces de resistir las cargas originadas por el oleaje y fenómenos físicos asociados. Teniendo en cuenta lo anterior, las variables a considerar en la estabilidad de

las piezas del manto principal son: la profundidad del agua al pie del talud, h , periodo del oleaje, T , altura de ola incidente, H_i , densidad del agua, ρ_w , densidad del material, ρ_s , viscosidad dinámica del agua, μ , aceleración debida a la gravedad, g , peso de las piezas, W , ángulo de incidencia del oleaje, θ_0 , ángulo de fricción interna θ_{fr} , rugosidad, ε , además de considerar un tipo de avería, nivel de daño, S , colocación de las piezas y geometría del dique. Lo que se puede expresar mediante la función siguiente:

$$F(h, T, H_i, \rho_w, \rho_s, \mu, g, W, \theta_0, \theta_{fr}, \varepsilon, S) = 0 \quad (4.1)$$

Dicha función se iguala a cero, debido a que el movimiento de las piezas debe ser nulo en principio.

Para tomar en cuenta en el diseño el nivel de daño visualizado en las estructuras, como se ha citado en secciones anteriores, diversos investigadores han propuesto una serie de parámetros en función de las piezas desplazadas. Entre la que se encuentra la propuesta por Jackson (1968), la cual es dependiente de la geometría de la estructura y de su longitud:

$$D(\%) = \frac{Vol_{erosionado}}{Vol_{region\ activa}} * 100 \quad (4.2)$$

donde la región activa se refiere al volumen original de material que se tiene en cada una de las capas o en caso de tenerse un dique homogéneo, es el volumen de material total que conforma a la estructura. A partir del valor del volumen de erosión se puede cuantificar el área erosionada, A_e :

$$A_e = V_{erosion} / L_e \quad (4.3)$$

donde L_e , es el ancho de la región erosionada, ver Figura 4.3. Broderick y Ahrens (1982) proponen una formulación para la evaluación del daño, la cual presenta la ventaja de ser independiente de la geometría de la estructura:

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad (4.4)$$

en el cual, D_{n50} , es el diámetro nominal de las piezas del manto principal (Ec.4.5) y A_e , es el área erosionada (Ec. 4.3). El término D_{n50} se determina de la forma siguiente:

$$D_{n50} = \left(\frac{M_{50}}{\rho_s} \right)^{1/3} \quad (4.5)$$

donde M_{50} , se define como el 50% del valor de la distribución de la curva masa. Para poder correlacionar los diferentes niveles de avería con el parámetro de daño S , Losada et al. (1986) proponen una serie de valores en función del talud de la estructura, ver Tabla 4.2.

$\cot \varphi$	Parámetro de daño S			
	$I.A$	$A.I$	$I.D$	D
1.5	1.5	2.5	6.5	12
2.0	2.0	3.0	8.0	14
3.0	2.5	3.5	9.5	16
4.0	3.0	4.0	11.0	18
5.0	3.0	4.0	11.0	18

Tabla 4.2.- Valor del parámetro de daño S para diferentes niveles de avería.

Más tarde Van Der Meer (1988), propone un modelo para la estimación del nivel de daño promedio, teniendo en cuenta la duración del evento.

$$\bar{S}(t) = 0.27 N_s^5 [1 - \exp(-0.0003 N_w)]$$

$$N_s = H_s / \Delta D_{n50} \quad (4.6)$$

$$\Delta = (\rho_s / \rho_w) - 1$$

$$N_w = t / T_m$$

donde N_s , es el número de estabilidad, introducido originalmente por Hudson (1959) y se considera como un factor de seguridad que toma en cuenta la existencia de ondas largas, Δ , es la densidad de masa relativa, N_w , representa número de olas y T_m , es el periodo medio. En años recientes Ryu y Kim (1994) determinaron un modelo similar al desarrollado por Jackson (1968), para estimar el nivel de daño en la estructura, y que se expresa de la forma siguiente:

$$D(\%) = \frac{A_e}{A_{eD}} * 100 \quad (4.7)$$

donde A_{eD} , es el área erosionada al inicio de avería de destrucción y A_e , es el área erosionada (Fig. 4.3).

Por otro lado, Melby y Kobayashi (1998), introducen nuevos parámetros adimensionales (Ec.4.8) y utilizan el modelo propuesto por Broderick y Ahrens (1982) para la estimación del daño general (Ec. 4.4):

$$E = d_e / D_{n50}$$

$$C = d_c / D_{n50} \quad (4.8)$$

$$L = l_e / D_{n50}$$

$$l_e = 2A_e / d_e$$

donde E es la máxima profundidad erosionada, C , es el mínimo espesor de recubrimiento que permanece sin afectaciones, L , es la máxima longitud erosionada a lo largo de la pendiente, dichos parámetros fueron normalizados en función del parámetro nominal, ver Figura 4.3.

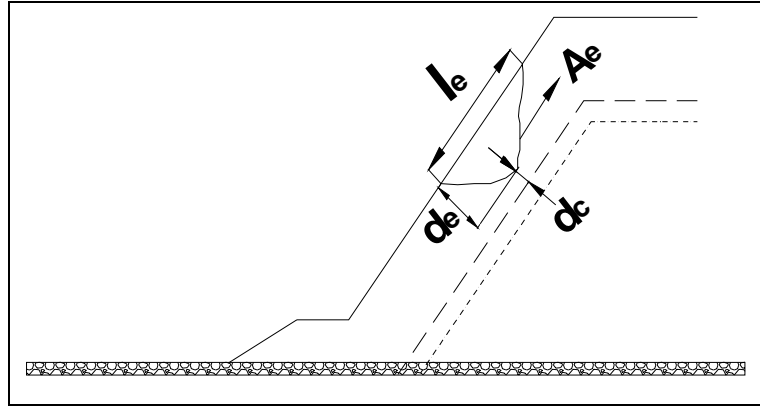


Fig.4.3-. Definición de los parámetros de la demanda según Melby y Kobayashi.

Así mismo, basados en el modelo propuesto por Van Der Meer (1988) para la evaluación del nivel de daño y asumiendo que $\bar{S}(t) = 0$, en $t = 0$, Melby y Kobayashi (1998), sugirieron que la demanda sigue la relación general siguiente:

$$\bar{S}(t) = a_s N_s^5 \left(\frac{t}{T_m} \right)^b \quad (4.9)$$

donde t , es el tiempo de duración del evento, H_s , es altura significativa, T_m , es el periodo medio, a_s y b , son coeficientes empíricos y N_s , es el numero de estabilidad.

Por su parte, Kapdasli y Cigizoglu (2003), proponen un modelo para la evaluación del nivel de daño considerando en su ecuación tres movimientos de las piezas simultáneamente:

$$S = \frac{0.25RBN + 0.5TBN + RLBN}{N_T} \quad (4.10)$$

donde RBN , es el número de bloques cabeceando, TBN , representa el número de bloques con un desplazamiento menor a su diámetro nominal y $RLBN$, se considera como el número de bloques desplazados a una distancia mayor a su diámetro nominal y N_T , es el número total de piezas en el manto principal.

El coeficiente de fricción, C_f , es otro de los parámetros que influyen en la estabilidad de los diques en talud; pruebas realizadas en modelos físicos a escala han demostrado que dicho coeficiente es equivalente a la tangente del ángulo de fricción interna del material, cuyo valor varía de acuerdo a la forma y colocación de los elementos. El coeficiente de fricción se define de la forma siguiente:

$$C_f = \tan \theta_{fr} \quad (4.11)$$

Para considerar los efectos del oleaje multidireccional, existen dos métodos. En uno se va modificando la altura de diseño, (Galland, 1994) y un segundo método consiste en modificar el coeficiente de estabilidad K_D . Generalmente, el segundo método es el más viable, ya que se puede estimar el valor del coeficiente K_D (Ec. 4.12) para cada tipo de pieza utilizada en el manto principal (Yu-Xu Yu et al., 2003):

$$K_D = \frac{H^3}{\Delta^3 D_{n50}^3 \cot \varphi} \quad (4.12)$$

La determinación del peso de las piezas, W , está condicionado por diferentes factores. Entre los más significativos se encuentran la altura de la ola, H , el talud de la estructura, φ , la densidad del agua, ρ_w , la densidad del material, ρ_s , el coeficiente de fricción, C_f , el periodo, T , el nivel de demanda permitido, S , la permeabilidad, P , la pendiente del fondo, α , la profundidad del agua, h , la altura de la cresta, h_c , el espesor del manto principal, γ_a , y el ángulo de incidencia del oleaje, θ_0 . Lo cual puede expresarse mediante la función siguiente:

$$W = f_1(H, \varphi, \rho_s, \rho_w, C_f) + f_2(T, H, \theta_0, P, \alpha, h, \gamma_a, h_c, S) + f_3(\dots) \quad (4.13)$$

La mayoría de las formulaciones propuestas incluyen los parámetros de f_1 , en tanto que el resto son introducidos como coeficientes y constantes de corrección. De las formulaciones desarrolladas para la estimación del peso de los elementos, entre las de mayor difusión se encuentra la presentada por Hudson (1958), desarrollada bajo condiciones de oleaje regular (Ec. 4.14), la presentada por Losada y Giménez C. (1979) desarrollada bajo condiciones de oleaje regular (Ec. 4.15) y las propuestas por Van Der Meer (1988) para condiciones de oleaje irregular y rotura en voluta y oscilación (Ecs. 4.16, 4.17), respectivamente.

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \varphi)^{1/3} \quad (4.14)$$

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left(A(I_r - I_{r0}) \exp(B(I_r - I_{r0})) \right)^{-1/3}$$

$$I_{r0} = 2.654 \tan \varphi \quad I_{r0} = \tan \varphi / \sqrt{H / L_0} \quad (4.15)$$

$$I_{rcrit} = I_{r0} - \frac{1}{B} \quad \Psi_{max} = -\frac{A}{Be}$$

donde las variables A y B en la Ec. 4.15, son coeficientes de ajuste que dependen del nivel de avería, colocación, tipo de pieza, así como del talud de la estructura. En la Tabla 4.3, se muestran los valores de dichos coeficientes para diferentes tipos de material. La función de estabilidad propuesta por Losada y Giménez Curto (1979), presenta un máximo, que corresponde a un mínimo de estabilidad de la estructura, que corresponde a I_{rcrit} y un Ψ_{max} .

Tipo de pieza	Cot α	A	B	I_{r0}	BC 95 %	BC. ψ_{max}
Escolleras (Inicio de Avería)	1.50	0.09035	-0.5879	1.77	1.41	0.0797
	2.00	0.05698	-0.6627	1.33	1.46	0.0462
	3.00	0.04697	-0.8084	0.88	1.35	0.0289
	4.00	0.04412	-0.9339	0.66	1.64	0.0285
Bloques paralel. a x a x 1.5 a (Inicio de Avería)	1.50	0.06819	-0.5148	1.77	3.28	0.1598
	2.00	0.03968	-0.6247	1.33	2.37	0.0554
	3.00	0.03410	-0.7620	0.88	1.77	0.0291
Tetrápodos (Inicio de Avería)	1.33	0.03380	-0.3141	1.99	1.64	0.0649
	1.50	0.02788	-0.3993	1.77	2.27	0.0583
	2.00	0.02058	-0.5078	1.33	1.93	0.0288
Escollera sin clasificar (Daño nulo)	2.50	0.1834	-0.5764	1.06	1.57	0.1838
	3.50	0.1819	-0.6592	0.76	1.50	0.1523
	5.00	0.1468	-0.6443	0.53	1.52	0.1274

Tabla 4.3.-Valores de los coeficientes A y B y banda de confianza, B.C, Losada y Giménez Curto (1979).

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad \xi_m < \xi_{mc} \quad (4.16)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \varphi} \xi_m^{-0.5} \quad \xi_m > \xi_{mc} \quad (4.17)$$

$$\xi_m = \tan \varphi / \sqrt{S} \quad S = 2\pi H_s / gT_m^2 \quad (4.18)$$

$$\xi_{mc} = \left[6.2P^{0.31} \sqrt{\tan \varphi} \right]^{1/P+0.5}$$

El término N_w , en las Ecs. 4.16 y 4.17, se denomina número de ola, con un límite máximo de 7500 para poder aplicar dichas ecuaciones, las cuales son validas para aguas profundas. Para la condición de aguas someras, experimentos realizados por Van Der Meer (1988a), con diques en talud 1:3 y profundidad limitada mostraron que para dichas condiciones la $H_{2\%}$, mostraba mejores resultados que la H_s , obteniendo las relaciones siguientes:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 8.7P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad \xi_m < \xi_{mc} \quad (4.19)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.4P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \varphi} \xi_m^{-0.5} \quad \xi_m > \xi_{mc} \quad (4.20)$$

En años recientes, Belfadhel y Lefebvre (1996) realizaron un estudio con el objeto de comparar cinco formulaciones referentes a la estimación del peso, utilizando para ello datos medidos en campo de varios tipos de escollera sin clasificar localizados en el complejo Hidroeléctrico *La Grande, Canadá*. Dichas formulaciones fueron las propuestas por Hudson (SPM, 1984), Sherbrooke University (1993), Koev (1992), formulas de Bertram y Van Der Meer (1988), de

los resultados obtenidos, concluyeron que las tres primeras formulaciones predicen adecuadamente el comportamiento observado en campo, en cuanto a las ecuaciones de Bertram, presentan valores por debajo de las otras formulaciones y su uso es poco común. En cuanto a las formulaciones propuestas por Van Der Meer, éstas se apegan a lo observado en campo para un criterio de demanda $S = 1, P = 0.2$:

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left[\cot^{2.31} \varphi P d^{0.6} / 1.88 \right]^{1/3} \quad (4.21)$$

$$P d = \frac{A_e \operatorname{sen} \varphi}{E p 2 H_z} * 100$$

La Ec. 4.21 es la formulación presentada por la Universidad de Sherbrooke, desarrollada para condiciones de oleaje regular, donde Pd , es el porcentaje de demanda, H_z , es la altura correspondiente al inicio de demanda, y A_e , es el área erosionada. La expresión presentada por Koev, fue derivada de un análisis estadístico de 21 expresiones desarrolladas bajo condiciones de oleaje regular, (Ec. 4.22):

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left[\cot^{1.5667} \varphi (H / L)^{0.3843} / 0.1421 \right]^{1/3} \quad (4.22)$$

La expresión anterior es estadísticamente válida para un peralte de la onda comprendido entre 0.04 y 0.1 y pendientes del talud de la estructura comprendidas entre 1.1 y 20. En el anexo C, se presenta un breve resumen de las formulaciones desarrolladas hasta el día de hoy, relacionadas a la estimación del peso de los elementos de revestimiento utilizados en la construcción de estructuras de abrigo, como diques en talud.

5 Diseño por riesgo

5.1. Introducción

En general son diversas las variables que intervienen en el diseño y ejecución de cualquier proyecto, la mayoría de dichas variables tienen un comportamiento aleatorio, con lo cual siempre existe la incertidumbre de ocurrencia de un evento que sobrepase un cierto valor o condición, para el cual fue planeado dicho proyecto. De acuerdo con la naturaleza del proyecto, se han desarrollado y propuesto diversos métodos para evaluar la probabilidad de ocurrencia de un evento extremo. Los elementos a considerar en el análisis de riesgo, principalmente son los agentes que pueden producir efectos significativos en la estructura y las acciones ejercidas por los agentes a corto, mediano y largo plazo en el ámbito social, económico y ambiental.

En lo relacionado al desarrollo de proyectos costeros, como la construcción de diques en talud, puertos, etc., su diseño se ha llevado a cabo mediante la utilización de códigos y normas existentes, en los cuales la variabilidad de los procesos que intervienen son definidos mediante factores de seguridad o descriptores estadísticos, como por ejemplo, la altura de ola significativa. Siendo lo anterior la base del diseño determinista. Debido a que los procesos asociados al oleaje y la respuesta de las estructuras son totalmente aleatorios, surge la necesidad de evaluar, mediante métodos estadísticos la ocurrencia de dichos eventos y con ello minimizar el riesgo de fallo o colapso de la estructura, siendo esto la base del diseño probabilista.

En el presente capítulo se definirá el concepto de riesgo así como, las variables a considerar en su análisis, haciendo énfasis en que lo referente al diseño de estructuras marítimas, metodología a seguir para su evaluación y estado del arte.

5.2. Concepto

El diseño por riesgo, es un método por medio del cual se intenta evaluar la posibilidad y frecuencia de ocurrencia de un evento (huracanes, terremotos, etc.); y que para el caso de las estructuras marítimas, la posibilidad de que superen un cierto valor umbral las alturas de ola utilizadas en el diseño; y que pueden repercutir en la estabilidad de las obras marítimas, interrumpiendo con ello temporal o definitivamente, total o parcialmente sus propiedades de servicio. Además el diseño por riesgo permite estimar de manera aproximada las consecuencias que se generarían al ocurrir tales eventos, permitiendo con ello, tener un criterio más amplio en la selección de los parámetros de diseño.

5.3. Estado del arte

Uno de los primeros en introducir los conceptos estadísticos para la estimación de la probabilidad de fallo, fue Meyer (1948) y posteriormente Freudenthal (1956). Pero no fue hasta los trabajos de Cornell (1970) cuando se asentaron las bases de la metodología de diseño probabilista y a partir de entonces ha tenido gran relevancia. Lo que dio origen a una clasificación de los métodos de diseño. Dicha clasificación se ha dividido en los denominados métodos de *Nivel I* o *tradicional*, en el cual la aleatoriedad de las variables es tomada en cuenta mediante factores de seguridad; métodos de *Nivel II*, basados en los momentos estadísticos y técnicas de optimización; y en los de *Nivel III*, en donde, para evaluar la probabilidad de falla, se utilizan procesos de integración o simulación.

Originalmente los coeficientes de seguridad fueron desarrollados para estudios referentes a la plasticidad. Dichos coeficientes se definen como un factor teórico por el cual es necesario multiplicar las cargas que actúan en determinada estructura para producir su colapso. Posteriormente, la determinación de dichos coeficientes dio origen a los denominados coeficientes de seguridad parcial, estos últimos se conocen de esta manera, por el hecho que definen un factor de seguridad para cada variable o grupo de variables. Este método fue desarrollado en la década de los 60's, para los códigos de diseño de estructuras de concreto.

En el ámbito del diseño de estructuras marítimas, uno de los primeros trabajos relacionados con el diseño probabilista o de riesgo fue presentado por Borgman (1963) que propuso tres modelos para evaluar la probabilidad de ocurrencia de un evento extremo, teniendo como base el periodo de retorno. Sin embargo, es a mediados de la década de los 80's cuando se inicia la aplicación al diseño por riesgo de estructuras marítimas, teniendo un mayor auge en Europa y Japón.

El Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC), realizó investigaciones relacionadas con la estabilidad y diseño por riesgo en diques en talud (1980,1986). En esta misma línea de investigación, Castillo (1987) presentó un trabajo relativo a la teoría de valores extremos en el diseño de estructuras marítimas.

En 1987, se constituye en España la denominada Comisión Técnica cuyo objetivo era elaborar una norma para la planeación, desarrollo y construcción de obras marítimas, bajo el programa ROM (Recomendaciones para Obras Marítimas), subsiguientemente en 2001 se lleva a cabo una revisión de los criterios generales y bases de cálculo presentadas en dichas normas. En estas normas se define el riesgo en función del carácter general de la obra, el cual es avaluado mediante dos índices, el Índice de Repercusión Económica (IRE) y el Índice de Repercusión Social y Ambiental (ISA). En dichas normas se proponen metodologías para verificar si la obra se considera segura bajo ciertas condiciones de diseño y operación, abarcando los tres niveles mencionados previamente.

Van Der Meer (1988), propone una aproximación probabilista para el diseño de diques en talud. Poco después, Burchart (1991) introduce los factores de seguridad parciales en el diseño de diques en talud y más tarde, Burchart y Sorensen (1999) establecen un sistema de factores de seguridad parciales para el diseño de diques verticales y en talud.

En cuanto a la aplicación del Nivel III, Harbitz (1986) y Shinozuka (1987), desarrollaron técnicas de simulación, que tenían la ventaja con respecto a otras de presentar simultáneamente la probabilidad de fallo y del error. Hanzawa et al. (1996) propusieron un método para predecir el nivel de demanda aplicado a un rompeolas de los denominados tipo compuesto. Posteriormente dicho método fue extendido por Duck Suh (2002) para tomar en cuenta la variabilidad de la dirección del oleaje. Por otro lado, la Unión Europea (1996-1999) realizó un proyecto de investigación denominado PROVERBS, para el desarrollo e implementación de métodos de diseño basados en un análisis probabilístico.

Shimosako y Takahashi (1998,1999), en su trabajo proponen un método de diseño basado en un análisis de fiabilidad, el cual poco después fue mejorado por Goda (2000). Mínguez et al. (2005), presenta un método basado en el análisis de sensibilidad orientado a la optimización de los costos en el diseño, basado en técnicas de descomposición. Recientemente se han aplicado algoritmos basados en redes neuronales para el diseño y análisis de fiabilidad, en éste rubro, Mase et al. (1995) utilizando datos elegidos aleatoriamente de los trabajos de Van der Meer (1988), condujeron dos modelos de redes neuronales para predecir el número de estabilidad y el nivel de demanda. Más tarde, en ésta misma línea de trabajo Kim D. H. y Park W. S (2005), muestran que la técnica basada en redes neuronales proporciona mejores resultados que los modelos empíricos para la estimación del número de estabilidad, sin embargo no mencionan nada respecto al nivel de la demanda.

En la Tabla 5.1, se presenta un resumen de los diferentes niveles utilizados para la probabilidad de falla de una determinada estructura bajo diferentes condiciones de operación.

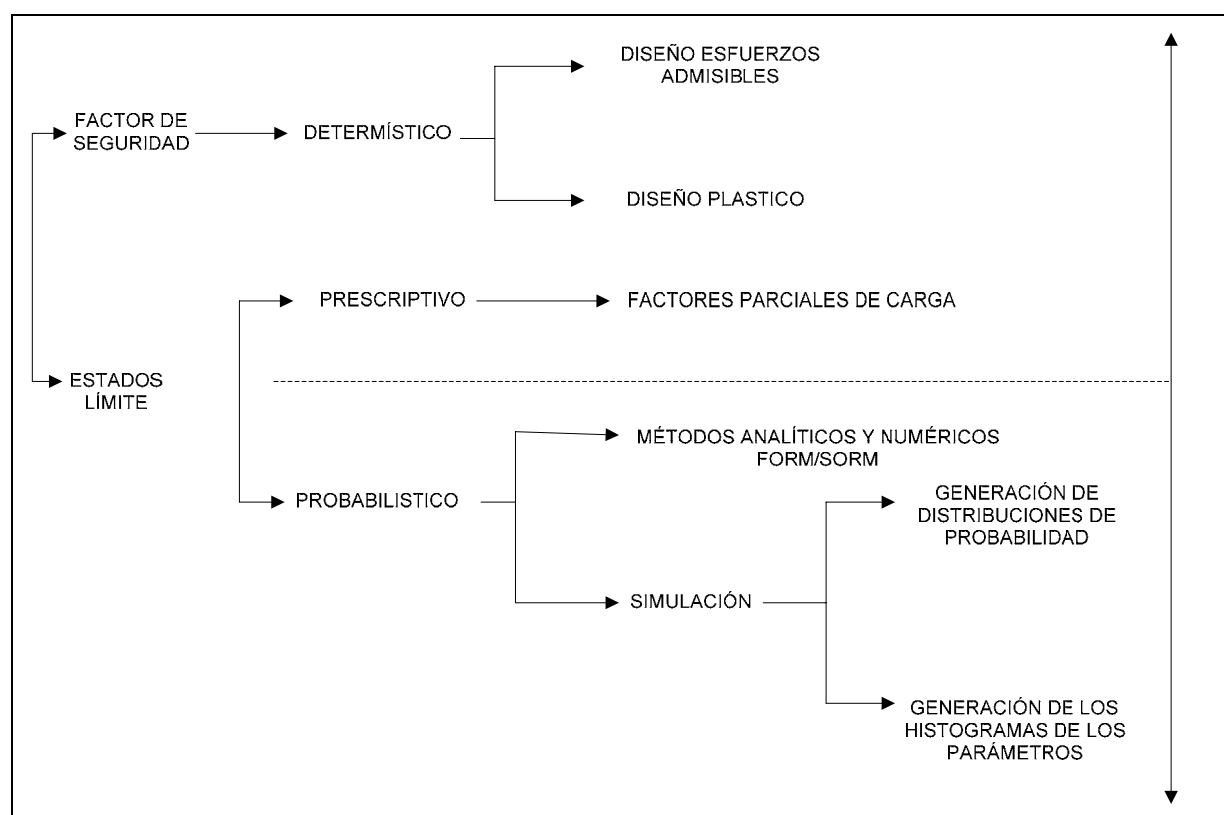


Fig.5.2-. Metodologías de diseño, Marek et al. 2001.

5.4. Variables y metodología

En esta sección se describirán las variables a considerar en el diseño de un dique en talud basado en el criterio de riesgo, así como la metodología a seguir para su aplicación.

5.4.1. Variables

En la concepción de cualquier proyecto se deben de tomar en cuenta una serie de variables o parámetros para garantizar en lo posible que la solución propuesta sea la más fiable y económica, implicando con ello la optimización del problema planteado. Dicho proceso envuelve los siguientes aspectos: a) delimitación del problema a resolver y procesos ligados a éste, b) análisis de las condiciones actuales y a un tiempo futuro, c) análisis de las alternativas de solución, d) evaluación de los efectos (ambientales, sociales y económicos) originadas de las diferentes propuestas de solución, e) comparación de las diferentes alternativas y, finalmente, f) elección del proyecto o alternativa más viable.

La evaluación de los aspectos sociales, su propósito es comparar los beneficios, costos e impacto, inmediatos y a largo plazo que un determinado proyecto pueda tener para la sociedad; el estudio económico, tiene como objetivo contestar a la interrogante de si es o no fiable realizar una inversión; la viabilidad económica, indicará si el mercado es o no sensible al servicio producido por el proyecto y la aceptabilidad que tendría en su consumo o uso. El estudio de viabilidad técnica, en el que se analizan las posibilidades materiales, físicas, espaciales y temporales del proyecto y a partir de ello cuantificar el monto de las inversiones y de los costos de operación; y lo relacionado al impacto ambiental, cuyo objetivo es evaluar los efectos adversos que se producirían al ejecutarse dicho proyecto en una comunidad o región dada y consecuentemente buscar y evaluar medidas de mitigación.

Además de los aspectos mencionados, relacionados con el diseño por riesgo, Castillo (2003) propone un método en el cual subdivide las variables involucradas en el diseño en cuatro subgrupos. Dichas variables son las relacionadas a la a) *Optimización de las variables de diseño, d* , b) *Variables de diseño que no pueden optimizarse, η* , c) *Parámetros aleatorios del modelo, ϕ* y d) *Variables dependientes o no básicas, ψ* .

Dentro del subconjunto relacionado a la *Optimización de las variables de diseño, d* están aquellas cuyo valor optimizan la función objetivo sujetas a ciertas restricciones, como por ejemplo minimizan el costo y en general son las que definen las dimensiones de la estructura a diseñar; en tanto que las Variables de diseño, η , son aquellas que tienen un valor fijo el cual es expresado ya sea por un código o sea fijado por el proyectista y por tal razón no pueden optimizarse, ejemplo de dichas variables se tienen las propiedades del material, costos, dimensiones geométricas, etc.; en tanto que los *Parámetros aleatorios del modelo, ϕ* , estos son los utilizados en el diseño probabilista y definen la aleatoriedad espacial y temporal, así como la dependencia de las variables consideradas en la estructura a diseñar o proyectar; y a lo concerniente a las *Variables dependientes o no básicas, ψ* , son todas aquellas variables cuyo valor puede ser obtenido o determinado a partir de los dos primeros tipos de variables mencionadas usando alguna formulación. Estas últimas son utilizadas para facilitar el cálculo y declaración del problema restrictivo, es decir de la función a optimizar.

Así mismo, se deben considerar los siguientes aspectos, (PIANC, 1980), en el diseño por riesgo: a) análisis de la estabilidad, el cual incluye: el estudio y evaluación de las cargas que ponen en peligro la estabilidad en conjunto y de los elementos individuales de la estructura en cuestión, tipos de esfuerzos que podrían ser usados en el análisis (estáticos, dinámicos, vibratorios, etc.); estudio de las cargas ambientales que pueden ser producidas por la hidrodinámica del oleaje y los procesos inducidos por éste y aerodinámicas originadas por el viento o combinación de ambos; estudios acerca de la determinación, en caso de que la estructura se utilice para el tráfico peatonal o vehicular, duración y valor de las cargas originadas por tal situación. En las regiones polares, evaluación de las fuerzas originadas por la formación de hielo y en las regiones de alta sismicidad, evaluar los esfuerzos originados por terremotos; b) determinar la posibilidad de ocurrencia combinada de circunstancias que producen la demanda de la estructura y con base en ello fijar su probabilidad de ocurrencia, y c) determinación de la vida útil de la estructura, que puede estar limitada por causas estructurales, reducción de su nivel de funcionalidad, etc.

Además de los aspectos mencionados, el riesgo que podría ser aceptado para una determinada estructura marítima, dependerá de sus características, de las vidas puestas en peligro, del propósito de la estructura, de la importancia de las instalaciones protegidas, así como de las propiedades y de la fiabilidad de los datos de diseño. El diseño por riesgo también incluye un análisis de sensibilidad, dicho análisis es el estudio de los efectos que se tienen al cambiar las variables que intervienen en el diseño, en este caso, el relacionado a las estructuras marítimas.

En el caso del diseño de diques en talud, y que es el tema del presente trabajo, las variables a considerar en el diseño por riesgo (atendiendo a la clasificación propuesta por Castillo (2003)), son:

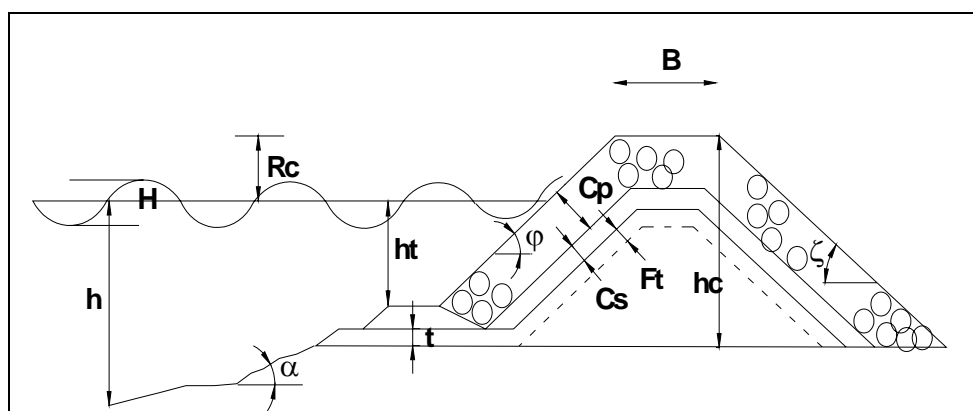


Fig.5.2.- Variables a considerar en el diseño probabilista en un dique en talud.

a) Variables de diseño a optimizar, d : ancho de la corona, B , talud del lado expuesto y protegido, φ, ζ , respectivamente, altura del borde libre, Rc , espesor del manto principal, Cp , espesor de las capas secundarias, Cs , espesor del filtro, Ft .

$$d = (B, \tan\varphi, \tan\zeta, Rc, Cp, Cs, Ft) \quad (5.1)$$

b) Variables fijadas en códigos o por el proyectista, η : costo por unidad de volumen del material utilizado en el manto principal, C_{pm} , capas secundarias, C_{ps} , filtro, C_{pf} , peso específico del material, γ_s , peso específico del agua, γ_w , aceleración debido a la gravedad, g , viscosidad

dinámica del agua, μ , ángulo de incidencia del oleaje, θ_0 , ángulo de fricción interna θ_{fr} , rugosidad, ε . Dependiendo de la función utilizada para la estimación del peso de los elementos, algunos coeficientes han sido preestablecidos, por un lado como resultado de la experimentación y por otro en función del tipo de elementos utilizados, geometría y colocación, como puede ser la porosidad, P , coeficientes de ajuste que dependen del nivel de avería, colocación y tipo de pieza y del talud del dique, C_{ef} .

$$\eta = \left(C_{pm}, C_{ps}, C_{pf}, \gamma_s, \gamma_w, g, \mu, \theta_0, \theta_{fr}, \varepsilon, P, C_{ef} \right) \quad (5.2)$$

c) Variables aleatorias, ϕ : características del oleaje, altura de ola, H , periodo asociado, T , talud del fondo, α , profundidad, h , marea astronómica, h_1 , mareas de tormenta, h_2 , parámetros geotécnicos del suelo, P_{geo} , parámetros sísmicos, P_{sis} .

$$\phi = \left(H, T, \alpha, h, h_1, h_2, P_{geo}, P_{sis} \right) \quad (5.3)$$

c.1) Variables estadísticas, κ son las que definen la variabilidad y dependencia de las variables aleatorias, altura de ola máxima, H_{max} , altura significativa, H_s , altura de ola media, $H_{1/2}$, altura de ola un décimo, $H_{1/10}$ y periodos asociados, periodo de ola máxima, T_{max} , periodo de ola significativa, T_s , periodo de ola medio, $T_{1/2}$, un décimo, $T_{1/10}$, por mencionar algunos, a lo relacionado con el análisis espectral, anchura espectral, ν , momento de orden cero, m_0 , momento de orden uno, m_1 , y momento de orden dos, m_2 , agudeza de pico, Q_p .

$$\kappa = \left(H_{max}, H_s, H_{1/2}, H_{1/10}, T_{max}, T_s, T_{1/2}, T_{1/10}, \nu, m_0, m_1, m_2, Q_p \right) \quad (5.4)$$

d) Variables auxiliares o no básicas, ψ : run-up, R_u , run-down, R_d , rebase, Q , número de Iribarren, I_r , peso de las piezas, W , geometría de los elementos, G_{ele} , fuerzas de arrastre, F_d , energía del oleaje, E , componentes de la velocidad, horizontal, u , vertical, w , longitud de onda, L , numero de onda, k , celeridad de la onda, C , niveles de daño, S , volúmenes de material del manto principal, V_{mp} , secundario, V_{ms} , filtro, V_{mf} , presión debida al oleaje, P_{ole} , cota de la berma, h_c , diámetro nominal, D_{n50} .

$$\psi = \left(R_u, R_d, Q, I_r, W, G_{ele}, F_d, E, u, w, L, k, C, S, V_{mp}, V_{ms}, V_{mf}, P_{ole}, h_c, D_{n50} \right) \quad (5.5)$$

5.4.2. Metodología

Por razones principalmente económicas no es posible construir obras que den protección ante todos los posibles mecanismos de falla. Por lo que se debe de buscar una dimensión óptima de la obra para el cual la suma de los daños más los costos de protección sean mínimos, como se muestra en la Figura 5.1.

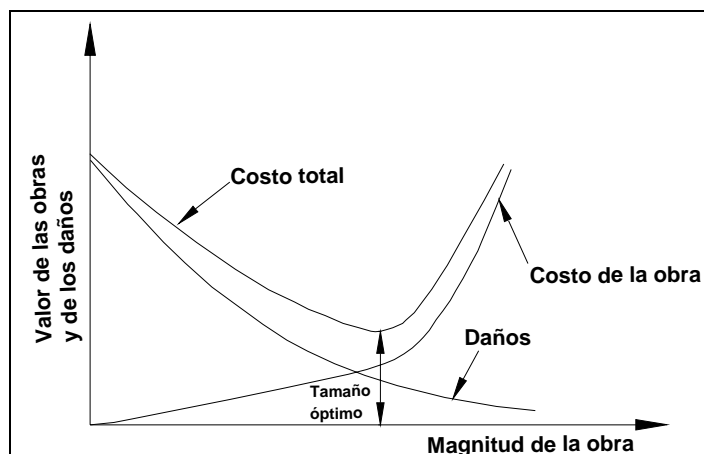


Fig.5.1-. Factores a considerar para la selección del tamaño óptimo de una obra.

Inicialmente para definir la seguridad de una obra se utilizaban los denominados coeficientes de seguridad. Entre los que se pueden distinguir dos métodos, el denominado coeficiente de seguridad global y el de los coeficientes parciales. El primer método consiste, en evaluar una ecuación de verificación, Z , que se define como el cociente de los términos favorables, S_i y desfavorables, F_j , entendiéndose por favorables aquellos términos que no contribuyen a un mecanismo de falla y desfavorables a aquellos que si contribuyen; y comparar dicho resultado con un coeficiente denominado de seguridad global (Ec. 5.6). El segundo método consiste en afectar los términos que constituyen la ecuación de verificación, Z_2 , definida en este caso como la diferencia entre los términos favorables y desfavorables, por unos coeficientes denominados parciales, (Ec. 5.7).

$$Z = \frac{\sum_{i=1}^n S_i}{\sum_{j=1}^n F_j} > F_s \quad (5.6)$$

$$Z_2 = \sum_{i=1}^n a_i S_i - \sum_{j=1}^n b_j F_j > 0 \quad (5.7)$$

Donde F_s es un valor mínimo admisible denominado coeficiente de seguridad global y a_i y b_i , son los denominados coeficientes parciales. Sin embargo dichos métodos no proporcionan información sobre la probabilidad de que se presente un mecanismo de falla.

Uno de los primeros métodos desarrollados para considerar la incertidumbre asociada a eventos, tales como sismos, tormentas, avenidas, etc., fue el periodo de retorno, que se define como el tiempo medio que transcurre entre dos eventos sucesivos estadísticamente independientes, el cual se expresa la forma siguiente:

$$T = \frac{1}{P} \quad (5.8)$$

donde P , es la probabilidad de ocurrencia de un evento en un periodo de tiempo considerado. Por lo tanto el periodo de retorno se define como el inverso de la probabilidad de ocurrencia de un evento en el periodo de tiempo establecido. Posteriormente se desarrollan métodos que además de verificar la obra frente a un modo de falla, proporcionan la probabilidad asociada a está. Dichos métodos se denominan de *Nivel II* y *Nivel III*.

El método de *Nivel II*, consiste en obtener la probabilidad de falla asociada a un punto de diseño. Dicho punto se define como la distancia mínima del origen a la superficie de falla, definida por la ecuación de verificación, ver Figura 5.2.

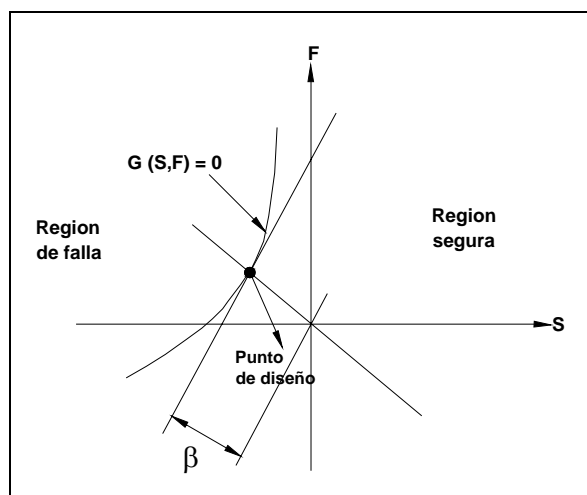


Fig.5.2-. Definición del punto de diseño.

La superficie de falla, $G(S, F)$, es definida por la ecuación de verificación. A diferencia de los métodos mencionados, los términos de dicha ecuación no son afectados por coeficientes parciales. β , es la distancia mínima medida del origen a la superficie de falla. De está forma la probabilidad de falla se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$P[G(S_i, F_i) \leq 0] = \int_0^{P_c} f(x_n) dx_n \quad (5.9)$$

Donde P_c , es un punto critico inicial que se puede estimar utilizando un método de los coeficientes parciales. Una de las formas de resolver la Ec. 5.9 es transformando las variables a gaussianas. La metodología a seguir es la siguiente:

1. Transformar las variables de proyecto que intervienen, S y F en variables gaussianas. Dichas variables incluyen: ubicación espacial y temporal, requisitos de explotación, geometría del tramo y del proyecto, propiedades del medio físico y de los materiales, agentes que pueden interferir con la obra y el entorno y sus acciones.

$$X_1, X_2, X_3, \dots, X_n \rightarrow Y_1, Y_2, Y_3, \dots, Y_n$$

2. Expresar la ecuación de verificación $G(X_1, X_2, \dots, X_n)$, en términos de las nuevas variables, $g(Y_1, Y_2, \dots, Y_n)$.

3. Estimar un punto crítico, P_c , inicial utilizando algún método de los coeficientes parciales.
4. Aplicar un algoritmo de optimización, para estimar la distancia mínima, β .
5. Calcular un nuevo punto crítico.
6. Continuar con la iteración hasta que los resultados se estabilicen.
7. Finalmente comprobar que el punto crítico satisface la ecuación de verificación.

Los métodos de *Nivel III*, utilizan técnicas de simulación para resolver la Ec. 5.9. Dichas técnicas consisten en generar un gran número de experimentos con base en muestras aleatorias artificiales del comportamiento de los parámetros del proyecto. Siendo el método más utilizado el de Monte Carlo. La idea de este método de simulación, consiste en describir la integral requerida como el valor esperado de alguna función con respecto a alguna distribución de probabilidad, es decir, que para cada variable X_i , se debe de tomar un valor aleatorio x_i , posteriormente se revisa si un estado límite ha sido sobrepasado mediante una función de verificación, esto se repite indefinidamente hasta que se cumpla una determinada condición, ver Figura 5.3. Entonces para N simulaciones, la probabilidad de falla se puede estimar mediante la siguiente expresión (Melchers, 2000).

$$P_f = \frac{n(g(X) \leq 0)}{N} \quad (5.10)$$

donde $n(g(X) \leq 0)$, corresponde al número de simulaciones para los cuales el resultado corresponde, en este caso, a un colapso de la estructura.

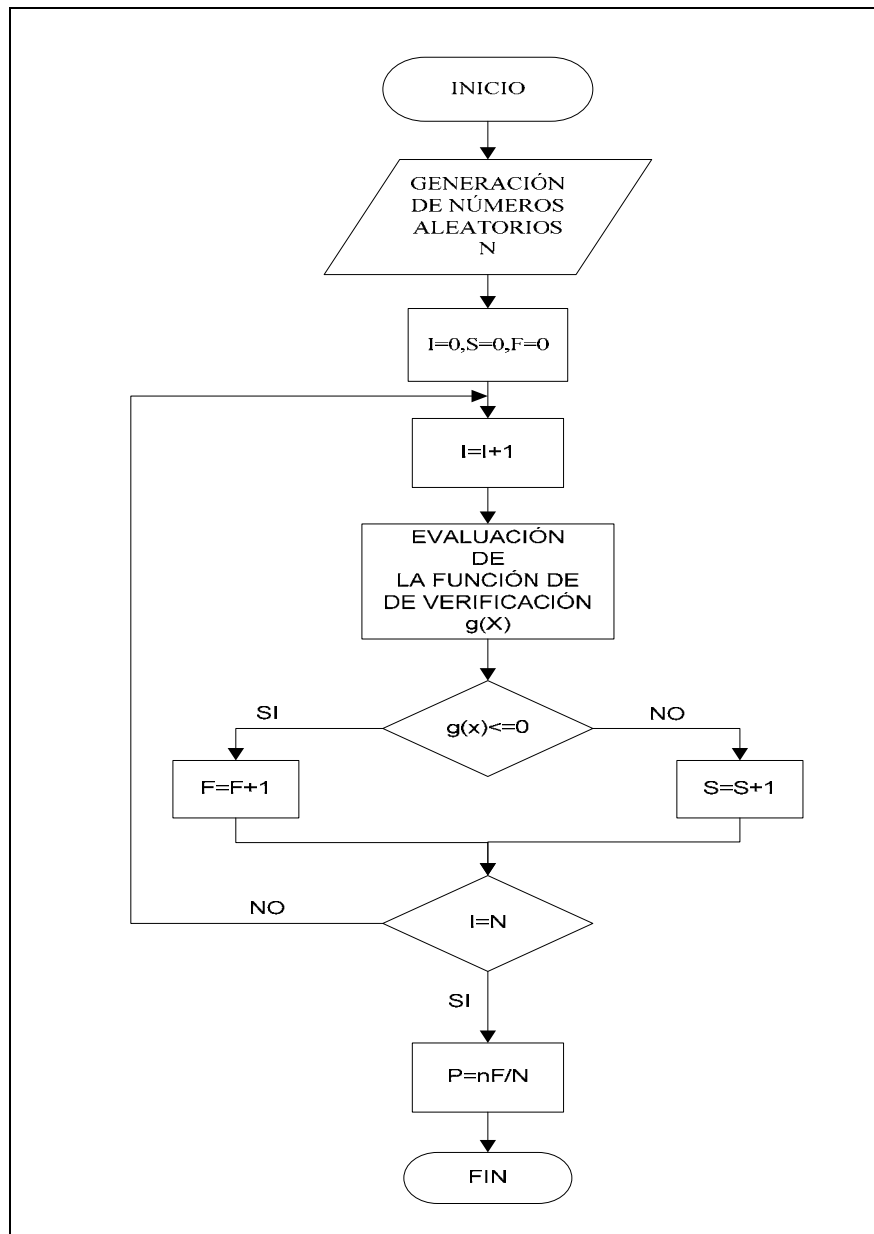


Fig.5.3-. Método de Monte Carlo.

donde i , es un contador, S , es un contador que indica el número de veces que se está del lado de la seguridad, F , es un contador que indica el número de veces que se está del lado desfavorable, nF , es el número de eventos desfavorables totales, N , indica el número de simulaciones, P , es el valor de la probabilidad de fallo.

6 Medición y análisis experimental

6.1. Introducción

Desde que ha existido interés por entender los procesos que ocurren en la naturaleza por parte del hombre, por un lado para provecho del mismo y por otro para predecir y mitigar sus efectos, se han realizado un sin fin de investigaciones en lo teórico y en lo experimental. Esto ha permitido tener un desarrollo significativo en el desarrollo de modelos matemáticos cada vez más complejos que describen a tales fenómeno naturales, como el oleaje. En lo concerniente al estudio de los efectos del oleaje en la morfodinámica de playas y diseño en estructuras, se ha tenido un gran avance en su descripción teórica, sin embargo, como ocurre con otros fenómenos relativos a la mecánica de fluidos y de otras disciplinas, aún es complejo reproducir todos los procesos que intervienen en la transformación del oleaje, al propagarse de aguas profundas hacia aguas someras. Por ello la investigación experimental tiene un papel relevante en el estudio de fenómenos tan complejos, como el oleaje. Aunado a esto se encuentran los modelos físicos, que son la reproducción de un sistema físico en la cual las mayores fuerzas dominantes actuando en el sistema son representadas en el modelo en correcta proporción con el sistema físico bajo estudio.

El uso de modelos físicos tiene la ventaja de integrar todos los procesos y debido a su tamaño reducido permite la recolección de datos a un costo reducido, que a diferencia de las mediciones realizadas en campo, que pese a que proporcionan mejores datos son costosas y dada la naturaleza de las variables su interpretación se dificulta, se tiene un mayor control durante el desarrollo del experimento, entre otras muchas ventajas. Sin embargo, la modelación física también presenta desventajas, como los efectos de escala, que surgen al no poder reproducir todas las variables relevantes en una correcta proporción con cada una de las otras que intervienen. Además de los efectos mencionados, existen los denominados efectos de laboratorio como son: la aparición de ondas largas y la presencia de ondas transversales, definidas como la oscilación perpendicular al sentido de propagación y sus características dependen de la geometría del canal. En el caso de la generación de ondas en laboratorio en dos dimensiones, dado que las ondas generadas tienen un perfil de velocidades diferentes en el medio que en la superficie, se originan otro tipo de ondas que compensan dicha diferencia, denominadas modos evanescentes, Goda (1997) y efectos de reflexión. Pese a estas dificultades los modelos físicos siguen y seguirán utilizándose, en estudios relacionados con problemas complejos.

6.2. Calibración del canal de oleaje

Para poder simular apropiadamente las condiciones de oleaje requeridas, se llevo a cabo la calibración del dispositivo utilizado para la generación de oleaje. La calibración se realizó en condiciones de oleaje regular, para diferentes profundidades, frecuencia y altura de ola, manteniendo activo el sistema de absorción dinámica durante todo el proceso y con ello minimizar el efecto de la reflexión. El tirante de agua inicial, h , se eligió tomando en cuenta la posición de los sensores del sistema de absorción dinámica, que se encuentran empotrados frente a la pala de generación a una altura de 20cm con respecto al fondo del canal, siendo la altura inicial $h_i=25\text{cm}$ hasta una máxima de $h = 80\text{cm}$. La altura de ola y frecuencia se eligieron de tal forma de que éstas no rompieran o presentaran alguna distorsión durante la realización del experimento, como una consecuencia del efecto de someramiento y del periodo de generación. Así mismo, se tuvo cuidado de que las ondas generadas cupieran en el canal, esto es, que la longitud de onda generada fuera mucho menor a la longitud del canal. Los datos se resumen en la Tabla 6.1.

Fr (Hz)	0.25	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
h (m)	0.25	0.30	0.40		0.50	0.55	0.60	0.65	0.70		0.80			
H (m)	0.01		0.03		0.05				0.09		0.11			

Tabla 6.1.- Valores de la frecuencia, profundidad y altura de ola utilizados en la calibración del canal.

En este caso, la variación de la superficie libre se registró utilizando un solo sensor de nivel, el cual fue colocado aproximadamente al centro del canal; la posición del sensor se ubicó de esa manera para garantizar que el instrumento de medición se encuentra a una distancia equivalente a dos veces la longitud de la onda máxima generada y con ello, evitar el registro de ondas secundarias (modos evanescentes) al momento de simular un estado de mar, ver Figura 6.1. Dicha longitud se estimó utilizando la ecuación de la dispersión (Ec.2.8), que es función de la profundidad y el periodo.



Fig.6.1.- Sensor de nivel utilizado para la medición de la variación de la superficie libre.

El parámetro utilizado para realizar la calibración del canal fue la función de transferencia, PTF, la cual relaciona el desplazamiento de la pala y el valor de la altura de ola generada. Dicha función para el caso de un generador tipo pistón, se define de la forma siguiente:

$$\frac{H}{S} = \frac{4\operatorname{senh}^2 kh}{\operatorname{senh} 2kh + 2kh} \quad (6.1)$$

El valor del desplazamiento de la pala, S , se tomó directamente del registrado por el software de generación y como valor representativo del estado de mar generado a la altura de ola significativa, H_s . Este último valor se obtuvo una vez llevado a cabo el análisis temporal de los registros de las señales obtenidas de las pruebas realizadas.

6.3. Descripción del experimento

Con el propósito de evaluar la influencia que tiene la reflexión, así como la forma del perfil de equilibrio que desarrollan las estructuras bajo la incidencia del oleaje, se llevo a cabo una serie de experimentos. Para lo cual se construyeron dos diques en talud, con propiedades geométricas diferentes, sometidos a condiciones de oleaje regular e irregular; utilizando como material constructivo cubos de concreto de 3x3x3cm.

Durante la realización de los experimentos se mantuvo constante la profundidad h , y el periodo, T . Para el caso de oleaje irregular se utilizó un espectro tipo JONSWAP. La altura inicial del oleaje se eligió de forma tal que fuera inferior a la ola que era capaz de generar el movimiento de las piezas en el talud inicial. Se realizaron dos tipos de ciclos, el primero siempre se lleva a cabo, en éste la duración de las tandas fue de 10min y corresponde a las condiciones de oleaje regular, en tanto que para las condiciones de oleaje irregular fue de 30min. Durante la ejecución de dicho ciclo se realizó el conteo de las piezas movidas, esto para ambas condiciones de oleaje simulado. Si el número de piezas que se movían era mínimo en tres pruebas consecutivas (para éste, caso de estudio se considero un límite de 3 piezas), el ciclo termina y se considera que el perfil ha alcanzado un estado de equilibrio, posteriormente, se incrementa la altura de ola; dicho incremento era de un centímetro. En este caso, a la conclusión de cada ciclo, se obtenía la geometría del talud deformado.

El ciclo dos tiene como objetivo verificar que el nuevo perfil deformado sea estable para las alturas de ola inferiores a la altura de ola del ciclo 1, incluyéndose está última. Para el caso de estudio se utilizo como altura de verificación aquellas donde se observó el inicio de avería ($I.A$), avería de Iribarren ($A.I$), inicio de destrucción ($I.D$) y destrucción (D), manteniendo un tiempo de duración de 10min., para las condiciones de oleaje regular; en tanto que para las condiciones de oleaje irregular se llevo a cabo una tanda larga cuya duración fue de 30 horas continuas, utilizándose como altura de ola de verificación la máxima generada para está condición. Los datos iniciales utilizados en cada uno de los estados de mar simulados, se presentan en la Tabla 6.2 y Tabla 6.3.

Dique 1:1.5	UNAM	
	Oleaje regular	Oleaje irregular
Lado del cubo (L)	3cm	3cm
Profundidad (h)	54cm	54cm
Periodo (T)	1.315seg.	1.5774seg
Altura de ola inicial (H_i)	9.0cm	7.2cm
Altura del dique (h)		84cm
Ancho de la corona		16.5cm
Espesor		80cm
Peso específico		2.2ton/m ³

Tabla 6.2.- Datos iniciales para las condiciones de oleaje regular e irregular para la estructura cuyo talud expuesto fue 1:1.5.

Dique 1:2	UNAM	
	Oleaje regular	Oleaje irregular
Lado del cubo (L)	3cm	3cm
Profundidad (h)	54cm	54cm
Periodo (T)	1.315seg.	1.5774seg
Altura de ola inicial (H_i)	13.0cm	7.2cm
Altura del dique (h)		84cm
Ancho de la corona		16.5cm
Espesor		80cm
Peso específico		2.2ton/m ³

Tabla 6.3.- Datos iniciales para las condiciones de oleaje regular para la estructura cuyo talud expuesto fue 1:2.

Los diques ensayados, fueron del tipo homogéneo, es decir, no cuentan con un núcleo y constan de una sola capa y un mismo material. Las pendientes, tanto en el lado expuesto como en el lado protegido fueron: en la estructura a) 1:2 en el lado expuesto y en el lado protegido 1:1 y en la estructura b) la pendiente en el lado expuesto fue de 1:1.5 y en el lado protegido 1:1.25. En la Figura 6.2 se muestran los taludes expuestos iniciales.

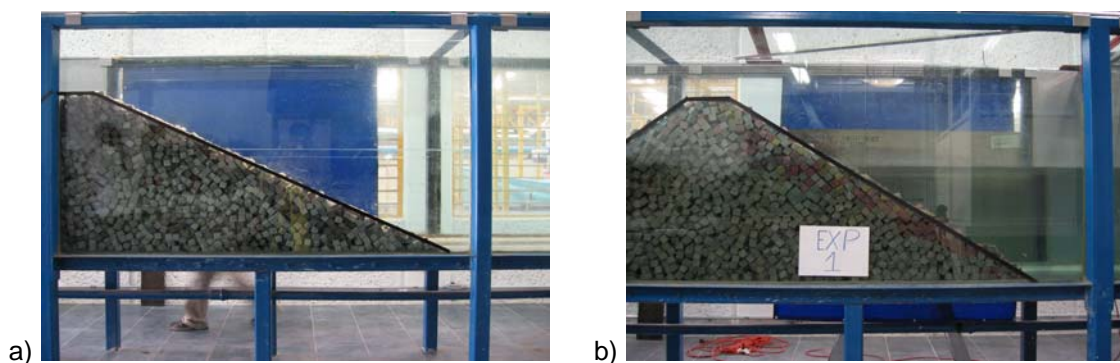


Fig.6.2.- Diques ensayados en la UNAM, perfiles iniciales a) dique cuyo talud expuesto fue 1:2, b) dique cuyo talud expuesto fue 1:1.5.

Los ensayos se realizarán en el laboratorio de hidráulica marítima del Instituto de Ingeniería, UNAM. El cual, posee un canal de oleaje de 37m de longitud, 0.80m de ancho y 1.2m de profundidad y un generador de oleaje tipo pistón impulsado por un motor eléctrico. El generador cuenta con un sistema de absorción dinámica que minimiza los efectos de la reflexión y en la parte final del canal con una playa disipativa construida habase de rocas y grava, ver Figura 6.3.



Fig. 6.3.- Dispositivo de generación de oleaje.

6.3.1. Metodología

Para evaluar el efecto de la reflexión en la estabilidad de las estructuras, se utilizó el coeficiente de reflexión, $Cr = H_r / H_i$, donde H_i es la altura de ola incidente y H_r es la altura de la ola reflejada. Para determinar el valor de la altura incidente y reflejada, se llevó a cabo una separación de dichos valores del registro de los diferentes estados de mar medidos en laboratorio. Existen diversos métodos para hacerlo, los cuales se dividen en dos grupos atendiendo al número de puntos de medición que se consideren para precisar el nivel de la superficie libre: los que contemplan dos registros temporales de la superficie libre (métodos en dos dimensiones) y los que consideran tres o más series de oleaje (métodos en tres dimensiones). Otra clasificación se basa en el tipo de oleaje para el que fueron desarrollados, unidireccionales (normal a la estructura) o multidireccionales. Siendo el método más utilizado el propuesto por Mansard y Funke (1980) el cual tiene como base los trabajos realizados por Marcou (1969). Dicho método fue recientemente mejorado por Baquerizo (1995).

El método emplea tres puntos para la medición de las oscilaciones en superficie libre del agua, entre los cuales debe de existir una gran coherencia, es decir, que físicamente las tres series registradas deben ser manifestaciones del mismo fenómeno (misma ola). La función de coherencia $\gamma_{ij}(f)$ toma valores entre 0 y 1, donde un valor cercano a la unidad implica una buena correlación. Así, para garantizar la correlación entre los puntos de medición, así como la solución de las ecuaciones que describen la onda incidente y reflejada, es necesario que los sensores se encuentren dentro de un intervalo de espaciamiento, $\pi/10 \leq k\Delta x \leq 9\pi/10$, en donde, Δx , es la distancia máxima y mínima entre sensores, respectivamente y k es el número de onda.

En la Figura 6.4, se muestra la distribución de los sensores de nivel utilizados para medir la oscilación de la superficie libre durante la realización de los experimentos, así como la distancia mínima y máxima que debe existir entre los sensores para garantizar una buena correlación.

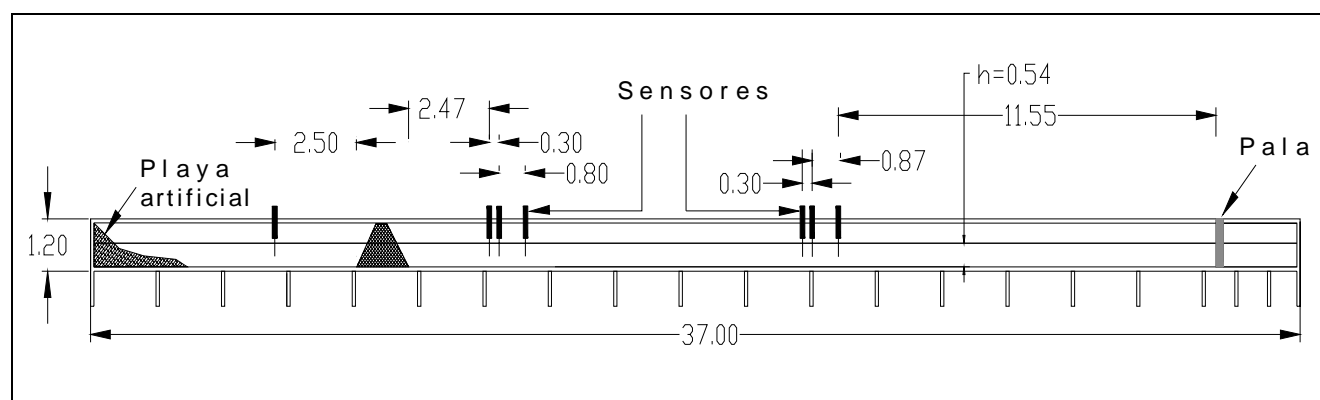


Fig. 6.4.- Disposición de los sensores (unidades en metros).

Para tener información cuantitativa acerca de la deformación del perfil, éste se dividió en cinco secciones, y a partir de ello se obtuvo un perfil promedio representativo. Este último perfil se subdividió a su vez en tres zonas, y para cada una de ellas se calculó su pendiente. Los valores de las pendientes servirán para determinar si la condición de equilibrio alcanzada por las estructuras bajo las diferentes condiciones de oleaje a las que fue sometidas son similares.

6.4. Resultados

En este apartado se presentan los resultados obtenidos del análisis de las pruebas realizadas, sobre la estabilidad de diques en talud sometidos a diferentes condiciones de oleaje, considerando como principal agente al debido a la reflexión. Así mismo se presentan los resultados relativos a la deformación del perfil. Por tal motivo los resultados se subdividen en dos puntos, uno relacionado con la estabilidad del dique y otro referente a la deformación del perfil.

6.4.1. Estabilidad del dique

Para relacionar el efecto que tiene la reflexión en la estabilidad del dique, se utilizó como indicador el número de piezas desplazadas en cada uno de los experimentos. Dicho número se comparó con el correspondiente valor del coeficiente de reflexión obtenido a partir de los registros de oleaje medido en el laboratorio. Así, los resultados relativos al dique cuyo talud fue 1:1.5, bajo condiciones de oleaje regular, se presentan en la Figura 6.5 y en la Figura 6.6 se visualiza la evolución del coeficiente de reflexión en función de la altura de ola generada. En éste caso los valores de la altura de ola representados en el gráfico, es con el objeto de visualizar el comportamiento del coeficiente de reflexión al ir incrementando dicho valor, desde una altura inicial hasta la máxima posible generada. Los correspondientes al dique con talud expuesto 1:2 se presentan en las Figuras 6.7 y 6.8.

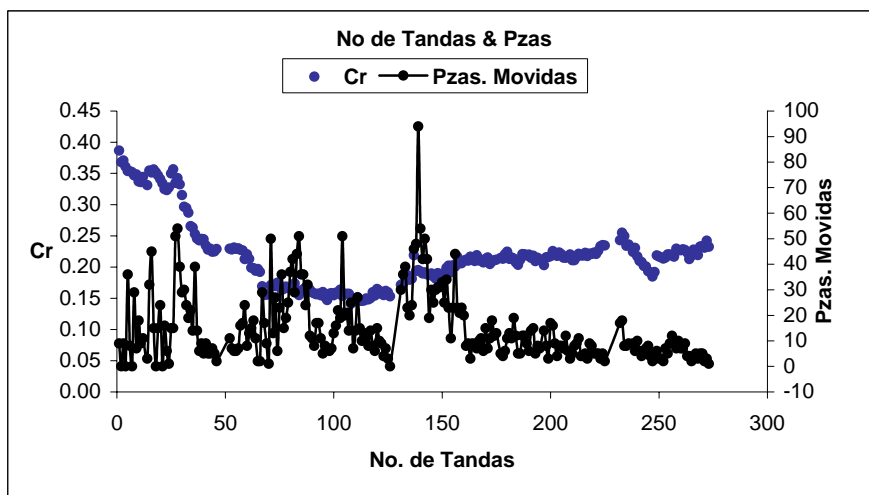


Fig. 6.5.- Evolución de la demanda para dique con talud 1:1.5 y oleaje regular.

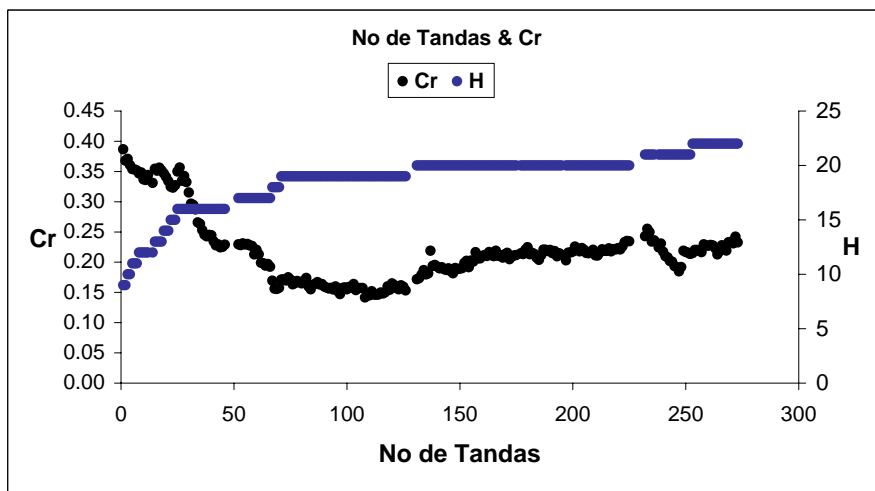


Fig. 6.6.- Desarrollo de la reflexión a lo largo del tiempo, para dique con talud 1:1.5 y oleaje regular.

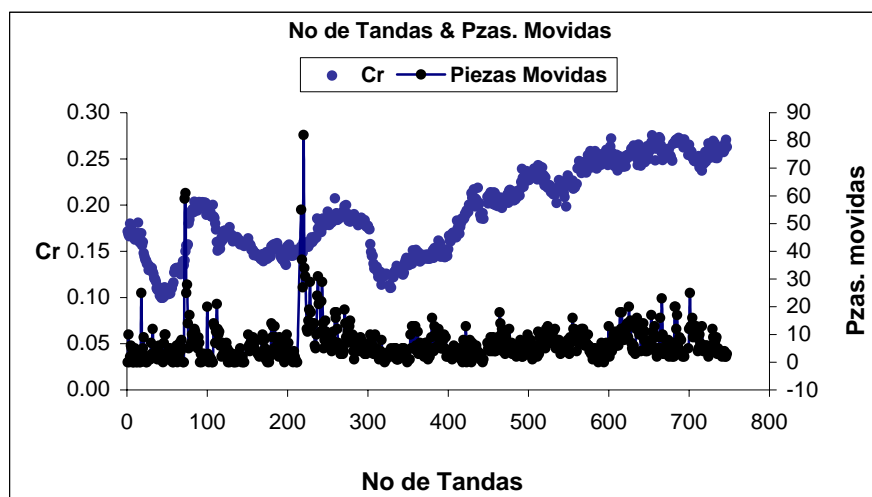


Fig.6.7.- Evolución de la demanda para dique con talud 1:2 y oleaje regular.

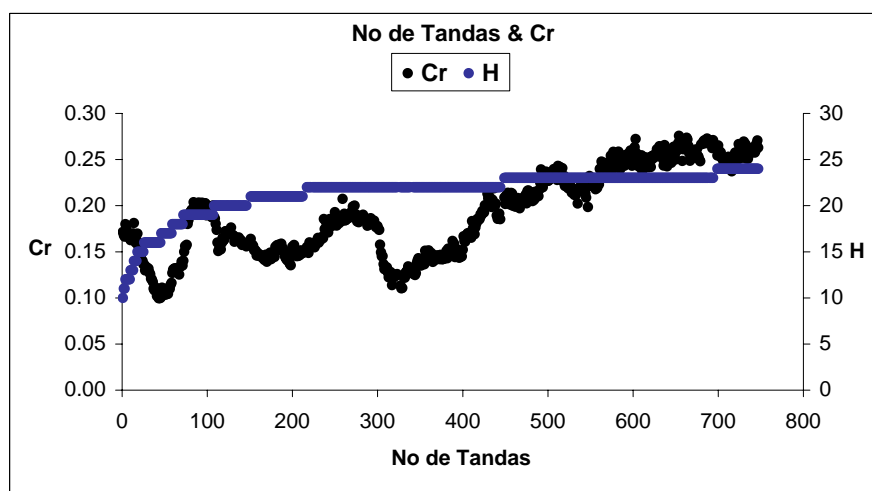


Fig. 6.8.- Desarrollo de la reflexión a lo largo del tiempo para dique con talud 2:1 y oleaje regular.

Los resultados correspondientes a las condiciones de oleaje irregular, para los diques con talud expuesto 1:1.5 y 1:2, relacionadas a la evolución de la demanda y coeficiente de reflexión, se presentan en las figuras siguientes.

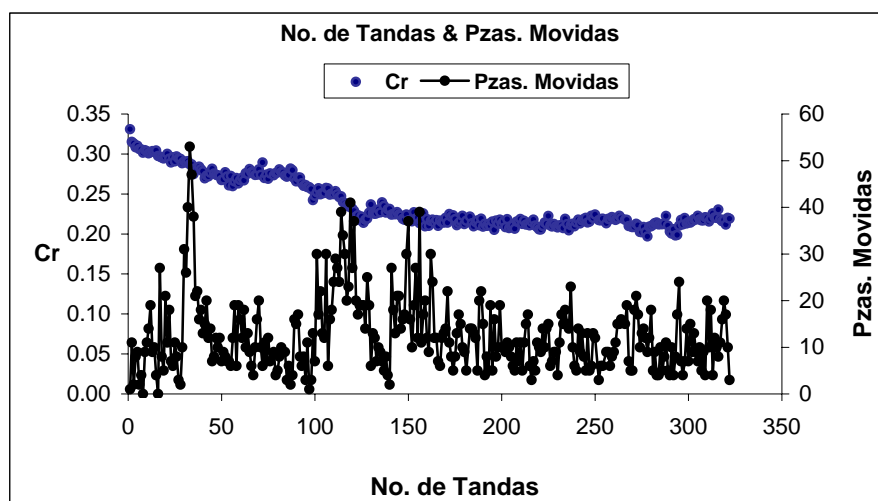


Fig. 6.9.- Evolución de la demanda para dique y talud 1:1.5 y oleaje irregular.

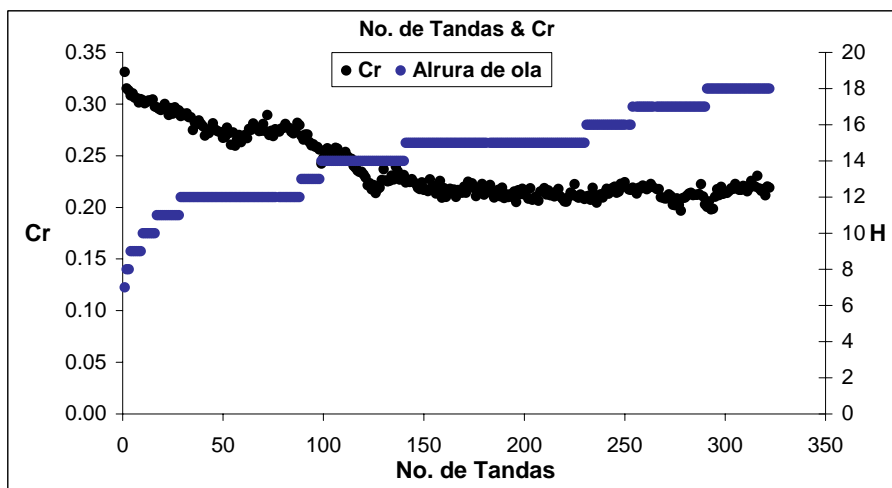


Fig. 6.10.- Desarrollo de la reflexión a lo largo del tiempo para dique con talud 1:1.5 y oleaje irregular.

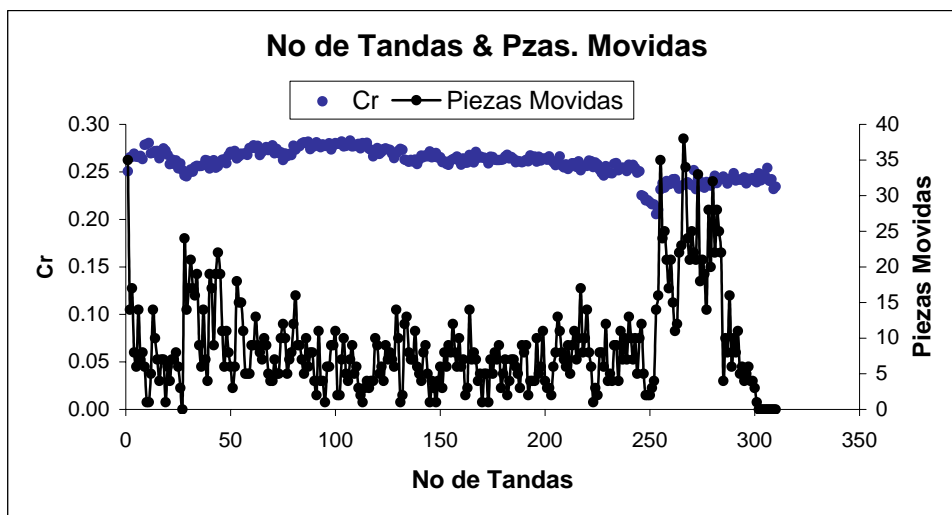


Fig. 6.11.- Evolución de la demanda para dique 1:2 y oleaje irregular.

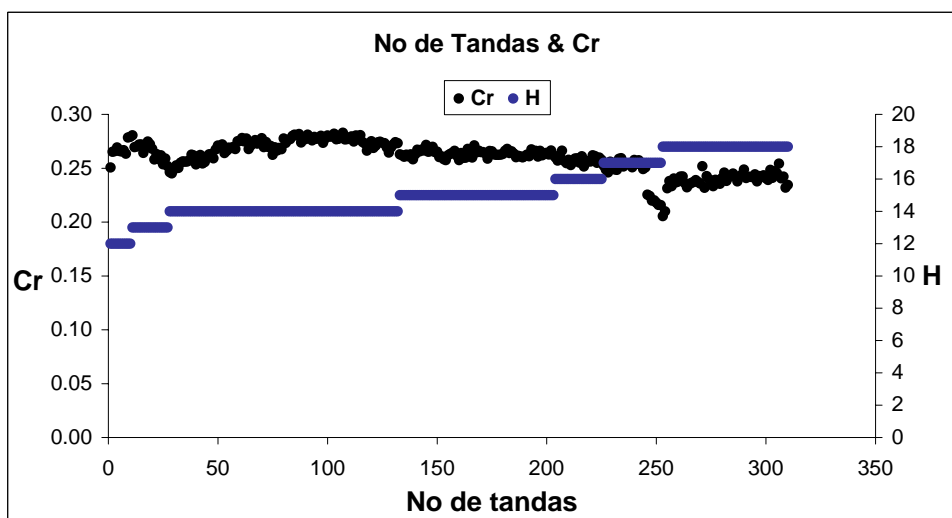


Fig. 6.12.- Desarrollo de la reflexión a lo largo del tiempo para dique con talud 1:2 y oleaje irregular.

Se puede apreciar que el número de piezas desplazadas está influenciado, entre otras cosas, por la pendiente del talud, condiciones de oleaje y valor de la altura de ola generada. En lo que toca a la reflexión, su valor está condicionado por el valor de la altura de ola generada y la repercusión sobre la estabilidad es significativa inicialmente, ya que posteriormente, pese a que la capacidad de transporte de las piezas se reduce, el coeficiente de reflexión se va incrementando en función de la altura de ola generada.

Además, durante la realización de los ensayos, se observó que para las condiciones de oleaje regular el movimiento de las piezas fue más significativo en la parte final de las pruebas que para las condiciones de oleaje regular.

Durante el desarrollo de los ensayos, el tipo de rotura predominante fue el tipo voluta, aunque inicialmente se presentó, en combinación, la rotura en colapso y oscilación. Como un efecto de la evolución de la pendiente del talud y consecuentemente de la variación la reflexión, la zona de rompiente cambiaba constantemente, siendo más notorio en el talud 1:1.5, que en el talud 1:2, en el cual la mayor parte del tiempo se presentó al pie de la corona.

6.4.2. Deformación del perfil

Al irse deformando el perfil, la forma que adquiere éste, una vez que la capacidad de transporte de los elementos se reduce a un mínimo, es semejante a una "S". Lo cual se puede apreciar en las figuras siguientes, que corresponden a los eventos en los cuales se ha concluido el primer y segundo ciclo; y se ha medido el perfil deformado.

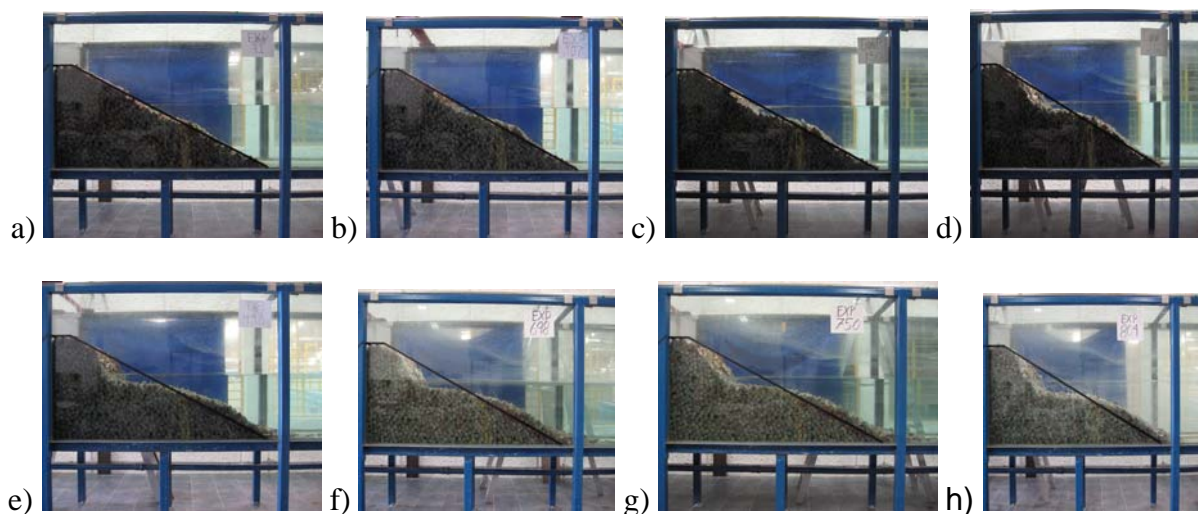


Fig.6.13.- Evolución del perfil para el talud 1:2 y oleaje regular: a) H=18cm. b) H=19cm. c) H=20cm d) H=21cm., e) H=22cm. f) H=23cm. g) H=25cm h) H=26cm.

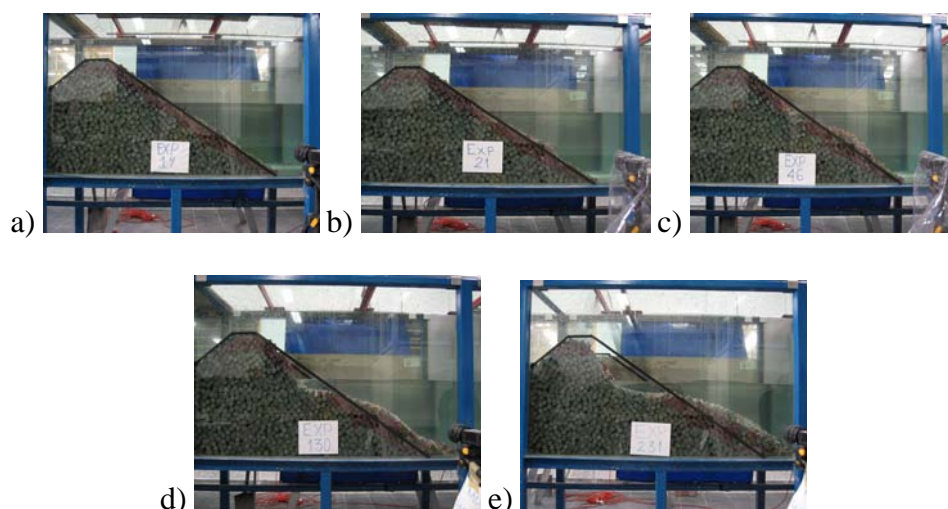


Fig.6.14.- Evolución del perfil para el talud 1:1.5 y oleaje regular: a) H=14cm., b) H=16cm. c) H=19 cm. d) H=20cm. e) H=20cm.

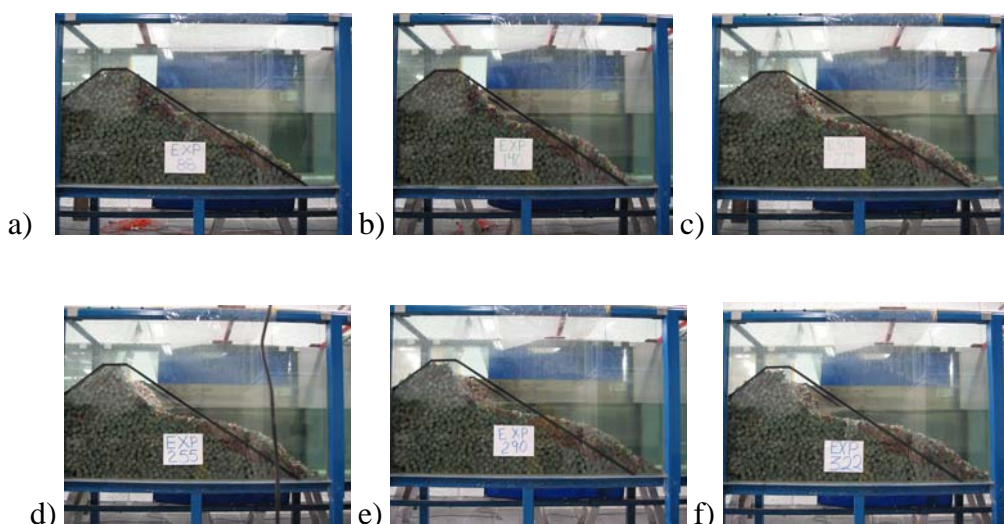


Fig.6.15.- Evolución del perfil para el talud 1:1.5 y oleaje irregular: a) H=12cm. b) H=14cm. c) H=15cm d) H=16cm. e) H=17cm. f) H=18cm.

Con el propósito de obtener un valor cualitativo del perfil deformado, los diques ensayados se dividieron en cinco secciones paralelas a la dirección del flujo. Dichas secciones estaban separadas a una distancia constante entre si. Cada sección se subdividió a su vez en secciones, donde, los primeros 20cm, correspondieron a la sección de la corona, siendo el incremento de $\Delta x=5\text{cm}$ y de este punto en adelante el incremento fue de $\Delta x=10\text{cm}$. A partir de estos se obtuvo un perfil promedio representativo. Los perfiles representativos, así como las zonas en que se dividieron se presentan en las figuras siguientes.

Los resultados relativos al perfil deformado correspondientes a la estructura con talud 1:2 y condiciones de oleaje regular se resumen en las Figuras 6.16a y 6.16 b; los valores de las pendientes de cada una de las zonas en que se dividieron los perfiles promedio representativos se presentan en la Tabla 6.4 y en la Tabla 6.5 el valor de las alturas de ola correspondientes a los criterios de avería propuestos por Losada et al. (1986).

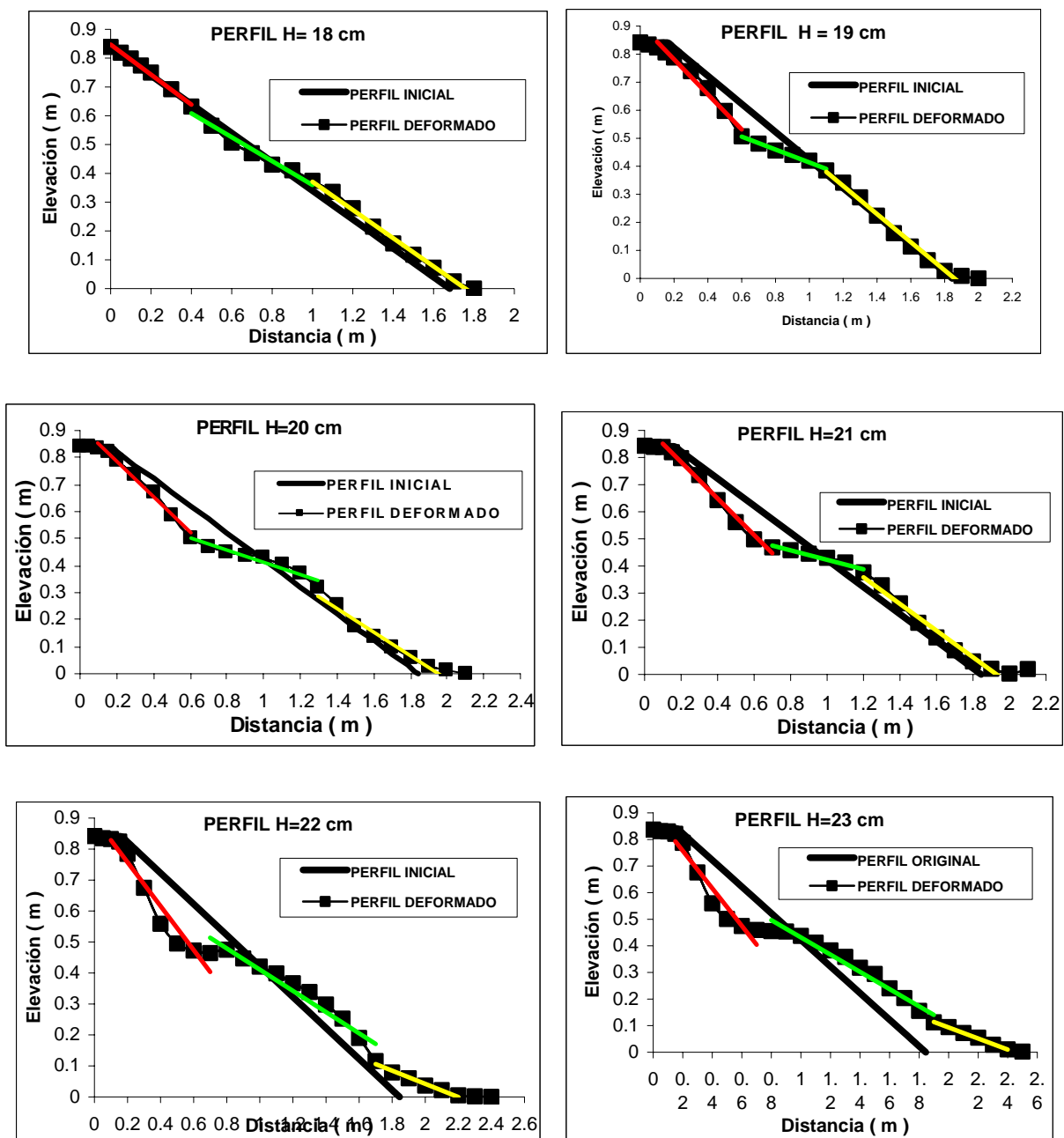


Fig.6.16a.- Evolución del perfil correspondiente al dique cuyo talud expuesto es 2:1 y oleaje regular.

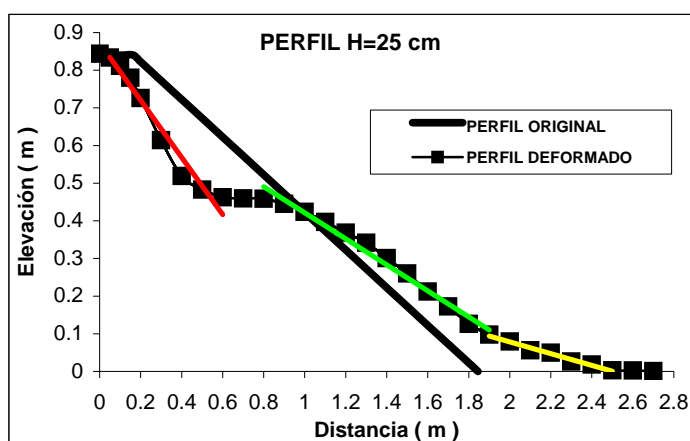


Fig.6.16b- Evolución del perfil correspondiente al dique cuyo talud expuesto es 2:1 y oleaje regular.

		RESUMEN DE PENDIENTES							
DESCRIPCION	ZONA	18	19	20	21	22	23	FINAL	H _{MAX} (cm)
INCLINACION	1	27.51	32.01	34.01	33.98	40.00	35.22	37.19	26
	2	22.48	12.99	12.85	9.91	18.57	19.09	19.08	
	3	26.09	26.64	23.79	26.15	12.04	11.72	8.86	

Tabla 6.4.- Valores de las pendientes correspondientes a las zonas características en que se divide el perfil, cuyo talud expuesto es 1:2 y oleaje regular.

ALTURAS DE AVERIA					
H (cm)	I.A	A.I	I.D	D	H _{MAX}
	11	16	19	19	26

Tabla 6.5.- Altura de ola correspondiente a cada uno de los criterios de avería utilizados para la verificación correspondiente al dique cuyo talud expuesto es 1:2 y oleaje regular.

Siguiendo la misma línea de análisis, los resultados del perfil deformado para el talud 1:2 y condiciones de oleaje irregular se presentan en las Figura 6.17. En la Tabla 6.6 se resumen los valores obtenidos de las pendientes de las zonas en que se dividió el perfil promedio y en la Tabla 6.7 los valores de las alturas de ola para la cual se presentó los diferentes tipos de avería propuesto por Losada et al. (1986)

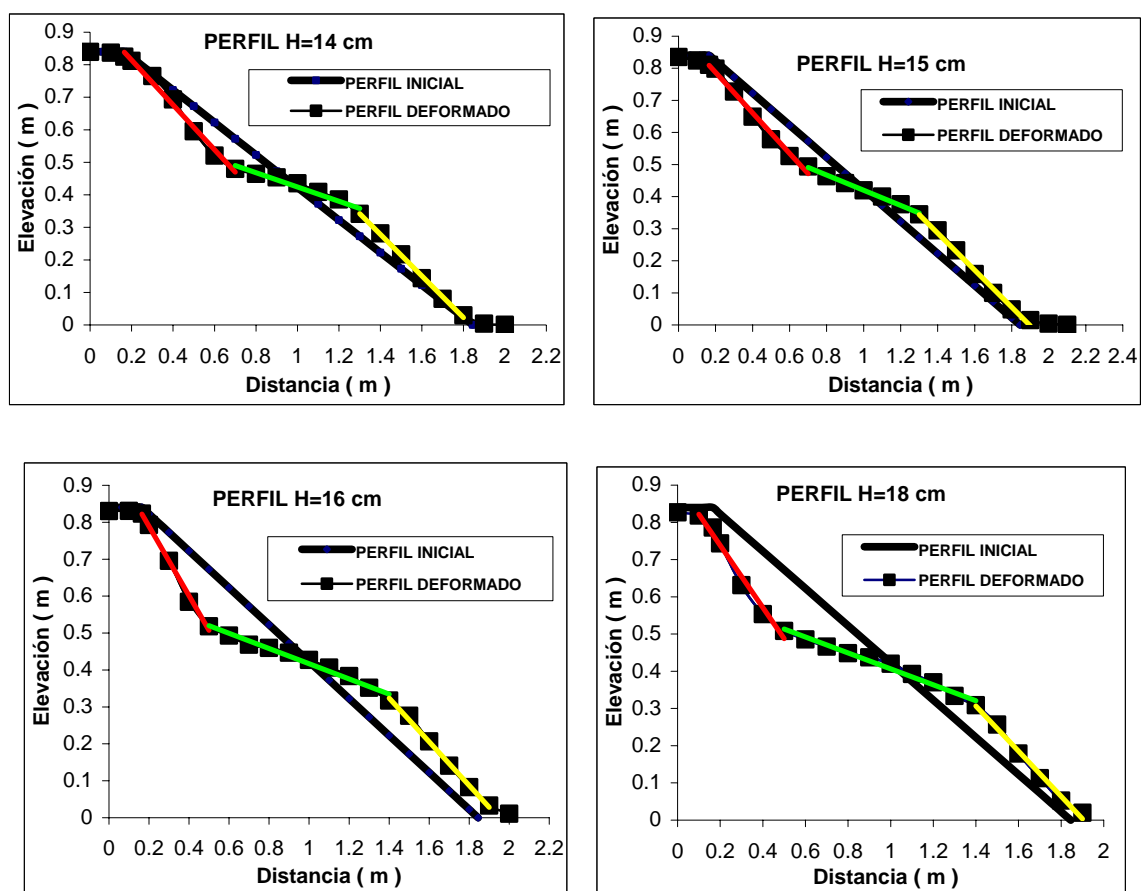


Fig.6.17.- Evolución del perfil correspondiente al dique cuyo talud expuesto es 1:2 y oleaje irregular.

		RESUMEN DE PENDIENTES				
DESCRIPCION	ZONA	14	15	16	FINAL	H_{MAX} (cm)
INCLINACION	1	34.59	32.24	43.21	39.87	18
	2	12.41	13.33	11.66	12.06	
	3	32.59	29.97	30.57	31.23	

Tabla 6.6.- Valores de las pendientes correspondientes a las zonas características en que se divido el perfil, cuyo talud expuesto es 1:2 y oleaje irregular.

ALTURAS DE AVERIA					
H (cm)	I.A	A.I	I.D	D	H_{MAX}
		12	14	14	15

Tabla 6.7.- Altura de ola correspondiente a los criterios de avería correspondiente al dique cuyo talud expuesto es 1:2 y oleaje irregular.

Los resultados correspondientes a la deformación del perfil, para la estructura con talud 1:1.5, y condiciones de oleaje regular se resumen en la Figura 6.18, y en la Figura 6.19 para las condiciones de oleaje irregular. Los datos pertenecientes a las pendientes de las zonas en que se dividió el perfil promedio y el valor de las alturas de olas para las cuales se presentó los tipos de avería, propuestos por Losada et al. (1986), en la Tabla 6.18, Tabla 6.19^a y 6.19^b, Tabla 6.20 y en la Tabla 6.21, para las condiciones de oleaje regular e irregular, respectivamente.

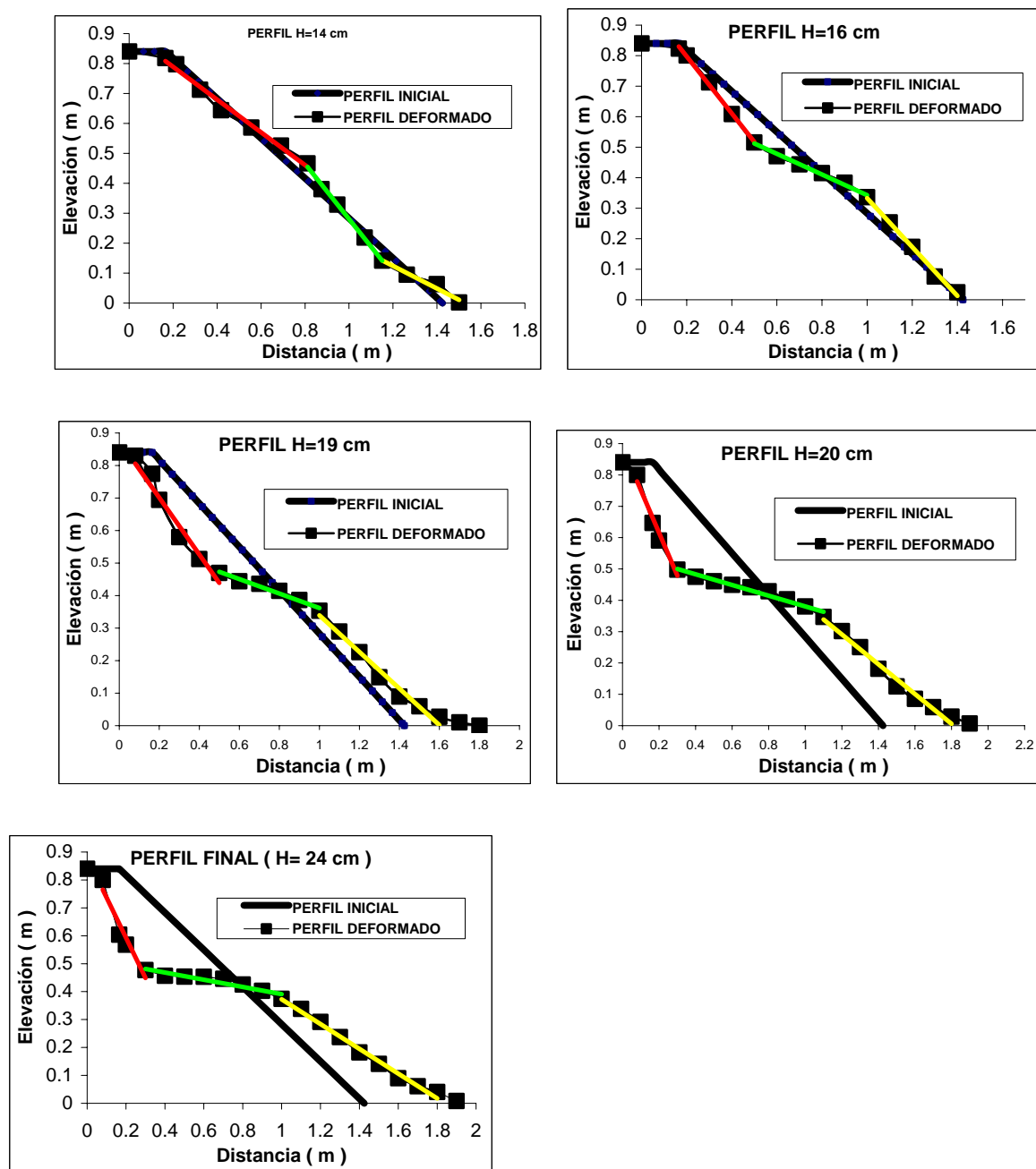


Fig.6.18.- Evolución del perfil correspondiente al dique cuyo talud expuesto es 1:1.5 y oleaje regular.

		RESUMEN PENDIENTES				
ALTURAS DE OLA (cm)	ZONA	14	16	19	20	FINAL (H=24cm)
INCLINACION	1	28.68	43.01	41.09	53.80	55.15
	2	42.72	18.71	12.53	9.69	7.37
	3	20.65	38.68	29.33	25.43	23.95

Tabla 6.8.- Valores de las pendientes correspondientes a las zonas características en que se divide el perfil, cuyo talud expuesto es 1:1.5 y oleaje regular.

ALTURAS DE AVERIA					
H (cm)	I.A	A.I	I.D	D	H _{MAX}
		9	12	12	19

Tabla 6.9.- Altura de ola correspondiente a cada uno de los criterios de avería utilizados para la verificación correspondiente al dique cuyo talud expuesto es 1:1.5 y oleaje regular.

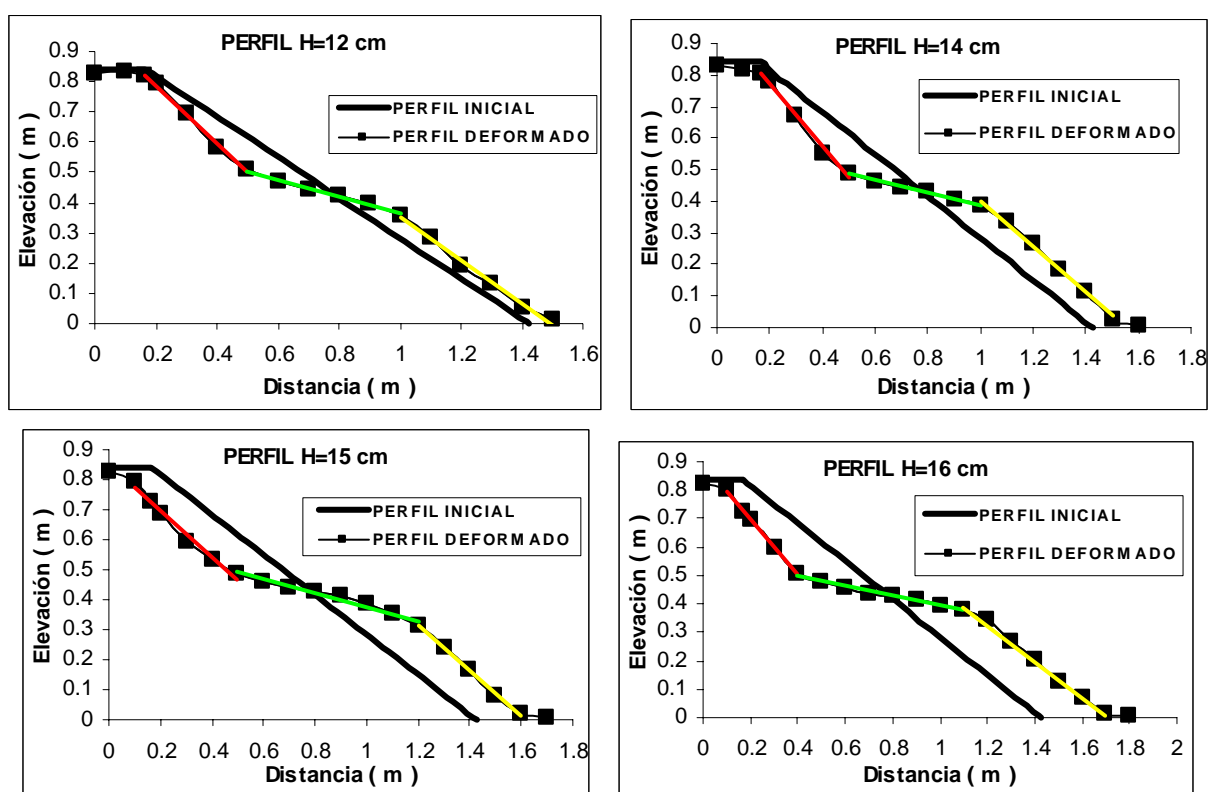


Fig.6.19a.- Evolución del perfil correspondiente al dique cuyo talud expuesto es 1.5:1 y oleaje irregular.

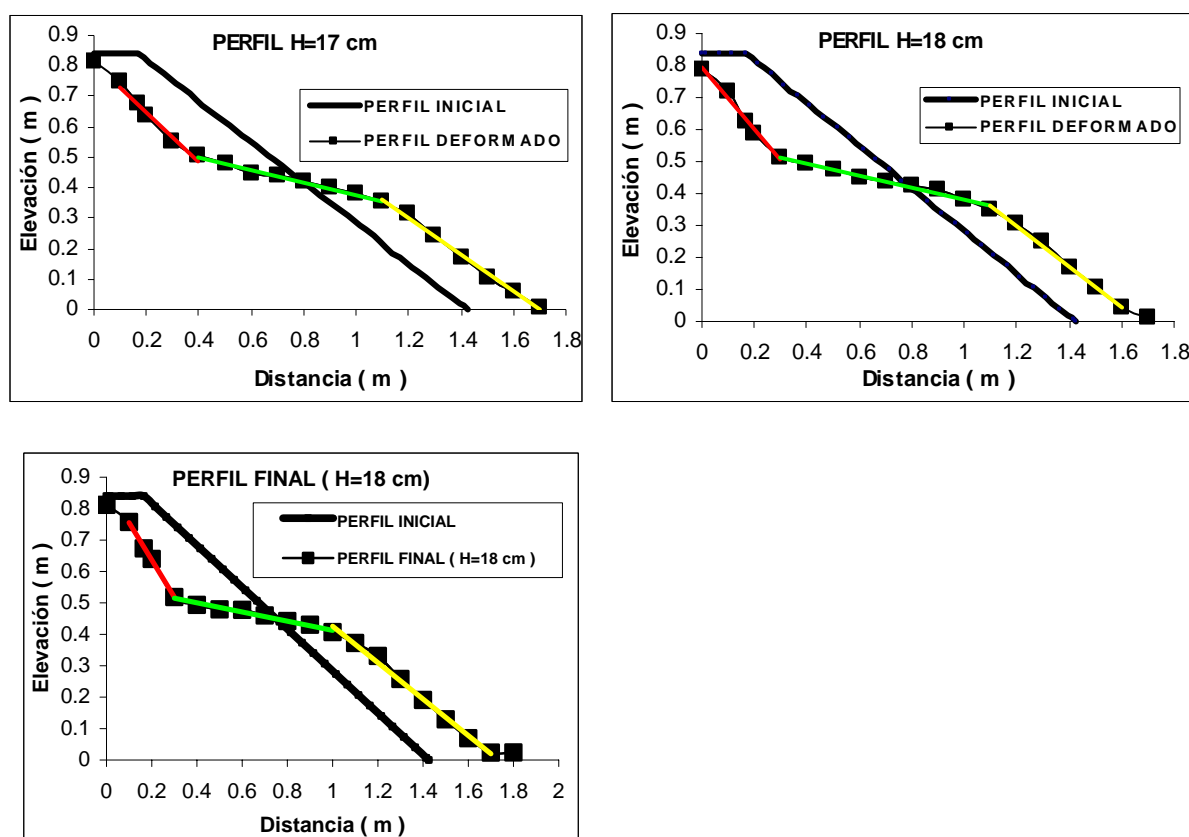


Fig.6.19b.- Evolución del perfil correspondiente al dique cuyo talud expuesto es 1.5:1 y oleaje irregular.

		RESUMEN PENDIENTES						
DESCRIPCION	ZONA	12	14	15	16	17	18	FINAL
INCLINACION	1	43.95	44.75	37.60	43.63	39.10	44.16	49.83
	2	15.81	11.55	13.06	9.85	11.39	10.88	8.33
	3	35.12	35.92	36.99	32.35	31.27	32.48	30.12

Tabla 6.20.- Valores de las pendientes correspondientes a las zonas características en que se divido el perfil, cuyo talud expuesto es 1:1.5 y oleaje irregular.

ALTURAS DE AVERIA					
H (cm)	I.A	A.I	I.D	D	H _{MAX}
	8	11	12	14	18

Tabla 6.21.- Altura de ola correspondiente a los criterios de avería correspondiente al dique cuyo talud expuesto es 1:1.5 y oleaje irregular.

Durante el desarrollo de los experimentos se observó que la zona que presentaba un grado mayor de erosión fue en la zona correspondiente a la corona. En dicha zona la parte central fue la más erosionada, que en los extremos de la estructura, adquiriendo la forma semejante a una herradura hacia el final de las pruebas. Lo cual se observó para ambas condiciones de oleaje a las que fueron sometidas las estructuras bajo estudio.

De los resultados relativos a las pendientes, se aprecia que la geometría de los perfiles deformados cuando la capacidad de transporte de las piezas se ha reducido al mínimo, son semejantes. Sin embargo, dicha geometría está condicionada por el tipo de oleaje simulado. Esta situación se debe a que la energía del oleaje necesaria para propiciar el movimiento de las piezas se ve influenciada por la magnitud de la altura de ola, la cual depende de las características del oleaje simulado, como se puede apreciar en las Tablas correspondientes.

7 Conclusiones

Con base a los objetivos planteados y lo observado en laboratorio se concluye lo siguiente:

- Los procesos relacionados al flujo en estructuras son diversos, no obstante, los más significativos en el diseño de estructuras marítimas son el run-up, el rebase y la rotura.
- En lo relativo a la estabilidad de los diques en talud, la estabilidad hidrodinámica y estructural de las piezas son los parámetros más relevantes a considerar en la elección del material de revestimiento de las capas principales de las estructuras durante la etapa de diseño.
- Las principales fuerzas que se oponen al movimiento son las debidas a la gravedad y fricción entre elementos.
- El principal indicador del daño utilizado para determinar el nivel de avería en diques en talud es el movimiento de las piezas. Siendo el parámetro propuesto por Broderick y Ahrens (1982) el más difundido para estimar el nivel de daño en la estructura, ya que presenta la ventaja de que es aplicable a cualquier geometría, sin embargo no considera la duración del evento.
- La metodología propuesta por Losada et al. (1986), para la evaluación del daño, proporciona muy buenos resultados sobre la condición de daño en que se encuentra la estructura de forma fiable y rápida.
- A lo relativo a la determinación del peso de las piezas, W , la mayoría de las formulaciones desarrolladas no consideran sistemáticamente todos los parámetros envueltos en la Ec. 4.18. A pesar de que se ha tenido un gran avance en los modelos para la estimación del peso de las piezas, muchas de ellas aún no son de utilidad práctica. Por ello siguen en boga las propuestas por Hudson y Van Der Meer. Además dichas formulaciones solo consideran las características del oleaje incidente.
- La caracterización propuesta por Castillo (2003), de las variables involucradas en el diseño de estructuras marítimas, presenta grandes ventajas ya que permite de forma clara identificar la naturaleza de las variables.
- A lo relacionado al diseño basado en un análisis probabilístico, su aplicabilidad práctica en la ingeniería de costas aún es limitada. Esto se debe a que el diseño probabilista, desde un punto de vista práctico es aun complejo de abordar, a pesar del desarrollo computacional de hoy en día.

Conclusiones generales de los resultados experimentales

- El tipo de rotura que se presentó durante el desarrollo de los experimentos fue el de tipo oscilación, colapso y en voluta, siendo ésta última la que predominó la mayor parte del tiempo. El primer tipo no originó una avería significativa, salvo pequeños movimientos de las piezas. Sin embargo, al presentarse la rotura en colapso, causaba una suspensión de las piezas originando con ello el movimiento de éstas y consecuentemente puntos vulnerables de inestabilidad y posteriormente al presentarse la rotura en voluta, propiciaba que las piezas inestables se desplazaran hacia otras zonas del talud.

-
- Inicialmente se observó que la extracción de las piezas fue más marcada en uno de los extremos de la estructura que en el resto; lo cual obedece a la presencia de corrientes inducidas por el oleaje. Dicha extracción, conforme se fue deformando el perfil, fue más acentuada en la parte central de la estructura originando una deformación semejante al de una herradura. Esto implica que las corrientes originadas por el oleaje en las estructuras también juega un papel importante en la estabilidad de los elementos de la estructura.
 - Otro de los efectos observados, fue el constante cambio de la zona de rotura, siendo más relevante al inicio de los experimentos y durante las condiciones de oleaje regular y para el talud 1:1.5 que en el talud 1:2. Dicho cambio es una consecuencia del efecto de la reflexión. Ésta variación se fue atenuando conforme se iba deformando el dique.
 - La colocación de los elementos que conformaban a los diques ensayados fue aleatoria sin presentar un patrón de acomodo definido, no obstante al irse deformando el perfil, las piezas fueron adoptando un reacomodo en forma de laja y un contacto cara a cara entre elementos.
 - La deformación que adquiere el perfil cuando alcanza la condición de equilibrio es semejante a una “S”. En éste punto la capacidad de transporte de las piezas se reduce y el perfil no presenta cambios significativos, pese a que aun existe movimiento de piezas.

Del análisis de los resultados, se concluye lo siguiente:

- La magnitud del coeficiente de reflexión, el cual fue utilizado como parámetro para cuantificar el efecto de la reflexión en la estabilidad de las estructuras, esta determinado por el valor de la altura de ola simulada y por las características del oleaje a las que se ve expuesta la estructura.
- El efecto de la reflexión en la estabilidad de las estructuras, inicialmente es significativa, sin embargo una vez que la estructura alcanza un estado de equilibrio dinámico éste efecto deja de ser significativo, esto a pesar de que el valor del coeficiente de reflexión se incrementa.
- La energía del oleaje necesaria para propiciar el movimiento de las piezas, esta ligado a la magnitud de la altura de ola. Dicho valor, para las condiciones en que se llevaron a cabo los experimentos, se vio influenciado principalmente debido al efecto de someramiento y capacidad de generación. La capacidad de generación se refiere a la rotura del oleaje originado, en éste caso, por la velocidad que adquiere la pala al momento de la generación del estado de mar debido a que se tiene un valor pequeño del periodo. Éste efecto se presento para las condiciones de oleaje irregular; así conforme se fue incrementando la altura de ola, dicho efecto se fue presentado con mayor frecuencia.
- La geometría del perfil deformado al final de los experimentos, tanto para oleaje regular como irregular, son muy similares y las diferencias existentes son una consecuencia del punto anterior.

8 Anexos

Anexo A.- Formulaciones para la estimación de la altura de rotura

En ésta sección se presentan un las formulaciones desarrolladas para la estimación de altura de rotura existentes hasta el momento.

AUTOR	AÑO	MODELO	CORRECCIÓN
McCowan	1894	$H_B = 0.78 h_B$	-
Miche	1944	$\frac{H_B}{L_B} = 0.142 \tanh\left(2\pi \frac{h_B}{L_B}\right)$	-
Le Mehaute y Koh	1967	$H_b = 0.76H_0 \left(\frac{H'_0}{L_0}\right)^{-1/4} m^{1/7}$	$H'_0 = H_0 k_d k_r k_f$
Galvin	1969	$H_b = h_b \frac{1}{1.40 - 6.85m} \quad m \leq 0.07$ $H_b = \frac{h_b}{0.92} \quad m > 0.07$	-
Collins y Weir	1969	$H_b = h_b (0.72 + 5.6m)$	-
Goda	1970	$H_b \leq 0.17L_0 \left(1 - \exp\left(-1.5 \frac{\pi h_b}{L_0} (1 + 15m^{4/3})\right)\right)$	-
Weggel	1972	$H_b = \frac{h_b T^2 1.56 / (1 + \exp(-19.5m))}{gT^2 + h_b 43.75 (1 - \exp(-19m))}$	-
Komar y Gaughan	1972	$H_b = 0.56H_0 \left(\frac{H_0}{L_0}\right)^{-1/5}$	-
Sunamura y Horikawa	1974	$H_b = H_0 m^{0.2} \left(\frac{H_0}{L_0}\right)^{-0.25}$	-
Madsen	1976	$H_b = 0.72h_b (1 + 6.4m)$	-
Batjes y Janssen	1978	$H_b = 0.14L_b \tanh\left(\left(\frac{0.8}{0.88}\right)\left(\frac{2\pi h_b}{L_b}\right)\right)$	-
Ostendorf y Madsen	1979	$H_b = 0.14L_b \tanh\left[\left(0.8 + 5m\right)\frac{2\pi h_b}{L_b}\right] \quad m \leq 0.1$ $H_b = 0.14L_b \tanh\left[\left(0.8 + 5(0.1)\right)\frac{2\pi h_b}{L_b}\right] \quad m > 0.1$	-
Sunamura	1980	$H_b = 1.1h_b \left(\frac{m}{\sqrt{H_0/L_0}}\right)^{1/6}$	-

AUTOR	AÑO	MODELO	CORRECCIÓN
Singamsetti y Wind	1980	$H_b = 0.575H_0 m^{0.031} \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{-0.254}$ $H_b = 0.937h_b m^{0.031} \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{-0.13}$	-
Ogawa y Shuto	1984	$H_b = 0.68H_0 m^{0.09} \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{-0.25}$	-
Batjes y Stive	1985	$H_b = 0.14L_b \tanh \left[\left(0.5 + 0.4 \tanh \left(\frac{33H_0}{L_0} \right) \right) \frac{2\pi h_b}{0.88L_b} \right]$	-
Seyama y Kimura	1988	$H_b = h_b \left\{ 0.16 \frac{L_0}{h_b} \left(1 - \exp \left(-0.8\pi \frac{h_b}{L_0} (1 + 15m^{4/3}) \right) \right) - 0.96m + 0.2 \right\}$ $h_b = 1.25 \left\{ 0.16 \frac{L_0}{h_b} \left(1 - \exp \left(-0.8\pi \frac{h_b}{L_0} (1 + 15m^{4/3}) \right) \right) - 0.96m + 0.2 \right\}$	-
Larson y Kraus	1989	$H_b = 1.14h_b \left(\frac{m}{\sqrt{H_0/L_0}} \right)^{0.21}$	-
Hansen	1990	$H_b = 1.05 \left(\frac{mL_b}{h_b} \right)^{0.2}$	-
Smith y Kraus	1990	$H_b = h_b \left\{ \frac{1.12}{1 + \exp(-60m)} - 5 [1 - \exp(-43m)] \frac{H_0}{L_0} \right\}$ $H_b = H_0 (0.34 + 2.47m) \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{-0.30 + 0.88m}$	-
Dally	1990	$h = mx \quad H = \Gamma h \quad \Gamma \approx 0.35 - 0.40$ $\frac{H}{H_b} = \sqrt{\left[\left(\frac{h}{h_b} \right)^{\frac{k}{m} - 0.5} (1 + \alpha) - \alpha \left(\frac{h}{h_b} \right)^2 \right]}$ $\frac{H}{H_b} = \left(\frac{h}{h_b} \right) \sqrt{1 - \beta \ln \left(\frac{h}{h_b} \right)^2} \quad k/m = 2.5$ $\alpha = \frac{k\Gamma^2}{m(2.5 - k/m)} \left(\frac{h_b}{H_b} \right)^2$ $\beta = \frac{5}{2} \Gamma^2 \left(\frac{h_b}{H_b} \right)^2$	-
Kamphuis	1991	$H_b = 0.127 \exp(4m) L_b \tanh \left(\frac{2\pi h_b}{L_b} \right)$	-
Gourlay	1992	$H_b = 0.478 \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{-0.28}$	-

Anexo B.- Formulaciones para la estimación del Run- up

En el apartado se presenta las formulaciones desarrolladas, tanto en décadas pasadas como en años recientes acerca de la estimación del ascenso máximo de forma analítica.

Autor	Año	Formulación	Aplicabilidad
Wassing	1942	$R_{u2\%} = 8H_s \tan \varphi$	Pendientes suaves
Miche	1944	$\frac{R_u}{H} = \sqrt{\frac{\pi}{2\varphi}}$	Aguas profundas y taludes muy pronunciados
Hall y Watt	1953	$R_u / H = k(S)(H/h)^{a(S)}$ $k(S) \begin{cases} 11S^{0.67} & 0.09 \leq S = \tan \varphi \leq 0.2 \\ 3.05S^{-0.13} & 0.2 \leq S \leq 1 \end{cases}$ $a(S) \begin{cases} 1.9S^{0.35} & 0.09 \leq S \leq 0.2 \\ 1.15S^{0.02} & 0.2 \leq S \leq 1 \end{cases}$ $S = \tan \varphi$	Debido a una onda solitaria y para diversas pendientes
Kaplan	1955	$R_u / H = 0.381(H/L)^{-0.316} \quad S = 1/30$ $R_u / H = 0.206(H/L)^{-0.315} \quad S = 1/60$ $S = \tan \varphi$	Para ondas largas y pendientes empinadas
Hunt	1959	$\frac{R_u}{H} = I_r$	Taludes lisos y rotura del oleaje en voluta y descrestamiento
Keller	1961	$\frac{R_u}{H} = \sqrt{\frac{\pi}{2\varphi}} \left[\tanh kh \left(1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right) \right]^{1/2}$	Para pendientes no uniformes
Keller	1964	$\frac{R_u}{H} = \left[J_0^2 \left(2\varphi^{-1} \sqrt{\sigma^2 h/g} \right) + J_1^2 \left(2\varphi^{-1} \sqrt{\sigma^2 h/g} \right) \right]^{-1/2}$	para taludes con pendiente variable
Le Laméhauté	1968	$R_u = \frac{2\alpha_1 A_1}{1 - \beta_2} \sqrt{\frac{\pi}{2\varphi}}$	Considerando el efecto de resonancia
Battjes	1974	$R_{u2\%} / H_s = C \tan \varphi / \sqrt{H_s / L_m}$ $C \begin{cases} 1.49 & \text{oleaje tipo Swell} \\ 1.87 & \text{oleaje tipo Sea} \end{cases}$	Valido para pendientes Regulares y rotura tipo voluta

Autor	Año	Formulación	Aplicabilidad
Ahrens y Macartney	1975	$\frac{R_u}{H} = \frac{a_{ah} I_r}{1 + b_{ah} I_r}$ $a_{ah} \begin{cases} 0.988 & \text{dos capas de dolos} \\ 0.956 & \text{dos capas de escollera} \end{cases}$ $b_{ah} \begin{cases} 0.703 & \text{dos capas de dolos} \\ 0.398 & \text{dos capas de escollera} \end{cases}$	Para estructuras impermeables y oleaje regular
Le Laméhauté	1976	$R_u / H = 2 \quad I_r > 4$ $R_u / H = 2.5 \left(\frac{I_r - 2.5}{3} \right) \quad 2.5 \leq I_r \leq 4$ $R_u / H = 2.5 \left(\frac{I_r - 2.5}{3} \right) \quad 2.5 \leq I_r \leq 4$ $R_u / H = I_r \quad I_r \leq 2.5$	Taludes lisos
Losada y Giménez Curto	1981	$\frac{R_u}{H} = A_u [1 - e^{-B_u I_r}]$	Basada en datos experimentales de otros investigadores, valida para oleaje regular
H.Mase y Y. Iwagaki	1984	$R_u / H_0 = a (\tan \varphi)^b (H_0 / L_0)^c$ $R_u / H_0 = d (\tan \varphi / \sqrt{H_0 / L_0})^e$	Condiciones de oleaje aleatorio y pendientes suaves
Waltom et al.	1989	$\frac{R}{H_0} = (2\pi)^{1/2} \left(\frac{\pi}{2\varphi} \right)^{1/4}$	Para pendientes suaves, uniformes e impermeables y sin rotura del oleaje
Mase	1989	$\frac{R_{\max}}{H_0} = 2.32 \xi^{0.77} \quad \frac{R_{2\%}}{H_0} = 1.86 \xi^{0.71}$ $\frac{R_{1/10}}{H_0} = 1.70 \xi^{0.71} \quad \frac{R_{1/3}}{H_0} = 1.38 \xi^{0.70}$ $\frac{\bar{R}}{H_0} = 0.88 \xi^{0.69}$	Para pendientes de 1/5 a 1/30 e impermeables y condiciones de oleaje irregular
Scott	1992	$R_u / H_{m0} \cong 1 / \sqrt{H_{m0} / L_0}$	Playas de baja pendiente

Autor	Año	Formulación	Aplicabilidad
Van Deer Meer	1993	$R_{ui} / H_s = a I_r \quad I_r < 1.5$ $R_{ui} / H_s = b I_r^c \quad I_r < 1.5$ $R_{ui} / H_s = d \quad I_r < 3.2$	Para pendiente suave acción de oleaje irregular y diques homogéneos permeables e impermeables
Pilarckzyk y Zeidler	1996	$R_{u2\%} / H_s = 1.75 I_{rp} \quad I_{rp} < 2.5$ $R_{u2\%} / H_s = 3.5 \quad I_{rp} > 2.5$	Diques en talud lisos e impermeables
Pilarckzyk y Zeidler	1996	$R_u = R_{us} v_r v_B v_\beta$ $R_{us}, \text{ ascenso sobretalud liso}$ $v_r, \text{ factor de reducción por fricción}$ $v_B, \text{ factor de reducción por rugosidad}$ $v_\beta, \text{ factor de reducción por incidencia oblicua}$	Diques con talud rugosos y con núcleo impermeable
Silva y Govaere	1997	$R_{u_{rms}} = H_{rms} Au \left(1 - e^{-B_u I_{rms}} \right)$	Consideran que el run-up sigue un distribución de ola, taludes rugosos y oleaje irregular

Anexo C.- Formulaciones de estabilidad

En el presente anexo se presenta un resumen del desarrollo de las formulaciones utilizadas para la estimación del peso de los elementos utilizados en la construcción de diques en talud (Rompeolas).

Autor	Año	Modelo	Condiciones de oleaje en que fueron desarrolladas
Castro	1933	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left[k (\cot \varphi + 1)^2 \sqrt{\cot \varphi - 2 / \rho_s} \right]^{1/3}$	Oleaje regular
Iribarren	1938	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K^{1/3} (\cos \varphi - \operatorname{sen} \varphi)$	Oleaje regular
Mathews	1948	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left(K \frac{H}{T} (\cos \varphi - 0.75 \operatorname{sen} \varphi)^2 \right)^{1/3}$	Oleaje regular
Epstein, Tirrel	1949	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K^{1/3} (\tan \theta_{fr} - \tan \varphi)$	Oleaje irregular
Hickson, Rodolf	1951	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left(K \frac{H}{T} \right) \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$	Oleaje irregular
Larras	1952	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K^{1/3} (\cos \varphi - \operatorname{sen} \varphi) \frac{\operatorname{senh} \frac{4\pi z}{L}}{2\pi H}$	Oleaje irregular
Hudson, Jackson	1953	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K^{1/3} \frac{(\tan \theta_{fr} \cos \varphi - \operatorname{sen} \varphi)}{\tan \theta_{fr}}$	Oleaje irregular
Baudevin	1955	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left(K \left(\frac{\cot \varphi - 0.8}{1.12 - 0.15 \cot \varphi} \right) \right)^{1/3}$	Oleaje irregular
Hudson	1958	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \varphi)^{1/3}$	Oleaje irregular
Goldschtein, Kononenko	1959	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K \tan^{1.83} \varphi)^{1/3}$	Oleaje regular
SN-92-60	1960	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left(K \frac{H}{L} \sqrt{1 + \cot^3 \varphi} \right)^{1/3}$	Oleaje regular
Svee	1962	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K \cos \varphi$	Oleaje regular
Rybchesky	1964	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left(K \frac{H}{L} \right) \cos \varphi \sqrt{\cot \varphi}$	Oleaje regular
Iribarren	1965	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K^{1/3} (\tan \theta_{fr} \cos \varphi - \operatorname{sen} \varphi)$	Oleaje regular

Autor	Año	Modelo	Condiciones de oleaje en que fueron desarrolladas
Metelicyna	1967	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K^{1/3} \cos(23^\circ + \varphi)$	Oleaje regular
Taylor	1973	$H_D = 0.388W_{50}^{3/8} (b \cot \varphi)^{3/5} \tanh(2\pi h/L) \varphi$ $H_D = 0.388W_{50}^{3/8} (0.75 \cot \varphi)^{3/5} \quad h/L > 0.5$	-
SPM	1977	$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \varphi)^{1/3}$	Oleaje regular
Losada-Gimenéz-Curto	1979	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left(A(I_r - I_{r0}) \exp(B(I_r - I_{r0})) \right)^{-1/3}$ $I_{r0} = 2.654 \tan \varphi \quad I_{r0} = \tan \varphi / \sqrt{H/L_0}$	Oleaje regular
SPM	1984	$\frac{H_{1/10}}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \varphi)^{1/3}$	Oleaje regular
Hedar	1986	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left(\frac{6}{\pi} \right)^{1/3} \left[\frac{Bf_1(\gamma_p) \cos \varphi}{A(h_b/H_b + 0.7)(\tan \theta_{fr} + 2)} \right]$	Oleaje regular
Ryu y Sawagari	1986	$W \geq \left[\frac{\gamma_w (5.4Q_p + 17.73) \tan \varphi}{\gamma_s^{1/3} (D + 36.3) \tan \theta_{fr}} \right]^{3/2} H_{1/3}^3$	Oleaje Irregular
Medina.McDougal	1988	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \frac{1.86}{1.27} \sqrt{\frac{2}{\ln N_w}} (K_D \cot \varphi)^{1/3}$	-
Van Der Meer	1988	<p><i>Aguas profundas</i></p> $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad \xi_m < \xi_{mc}$ $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \varphi} \xi_m^{-0.5} \quad \xi_m > \xi_{mc}$ <p><i>Aguas someras</i></p> $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 8.7P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad \xi_m < \xi_{mc}$ $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.4P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \varphi} \xi_m^{-0.5} \quad \xi_m > \xi_{mc}$ $\xi_m = \tan \varphi / \sqrt{S} \quad S = 2\pi H_s / gT_m^2$ $\xi_{mc} = \left[6.2P^{0.31} \sqrt{\tan \varphi} \right]^{1/P+0.5}$	Oleaje Irregular

Autor	Año	Modelo	Condiciones de oleaje en que fueron desarrolladas
Kaku, Kobayashi y Ryu	1991	$W \geq \frac{\gamma_s H_{1/3}^3}{\left[P^{-0.13} \left(S / \sqrt{N_w} \right)^{0.2} (\cot \varphi)^{0.5} \xi_m^P \right]^{0.3} (\gamma_s / \gamma_w - 1)^3}$ $\begin{cases} S \cong 2.69 N_s^2 \tan \varphi - 2.41 & N_s > N_c \\ S = 0 & N_s \leq N_c \end{cases}$	Oleaje Irregular
Koev	1992	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left[\cot^{1.5667} \varphi (H/L)^{0.3843} / 0.1421 \right]^{1/3}$	Oleaje regular
Ben Belfadhel et al. (Sherbrooke University)	1993	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left[\cot^{2.31} \varphi P d^{0.6} / 1.88 \right]^{1/3}$ $P d = \frac{A_e \sin \varphi}{E p 2 H_z} * 100$	Oleaje regular
Ryu y Kim	1994	$W \geq \left[\frac{\gamma_w (1.19 Q_p + 3.88)}{\gamma_s^{1/3} (D / A N_w^{0.25} + 5.82)} \frac{\tan \varphi}{\tan \theta_{fr}} \right]^{3/2} H_{1/3}^3$ $A = 0.194 \cos \left(\frac{(2.3 - 0.005 D) - \xi_{1/3}}{2} \right)$	Oleaje irregular

9 Bibliografía

- Anders Hedar P., 1985, "Armor Layer Stability of Rubble-Mound Breakwaters", *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 112, No. 3, pp. 343-351.
- Ahrens John P. y Heimbaugh Martha S., 1988, "Irregular Wave Run-Up on Riprap Revetments", *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 114, No. 4, pp. 524-530.
- A. Hughes Steven, 1993, "Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering", *Advanced Series Ocean Engineering*, Vol. 7, pp. 1-15.
- Baquerizo Azofra A., 1995, "Reflexión del Oleaje en Playas", Tesis doctoral, Santander, Universidad de Cantabria, España
- Ben Belfadhel M y Lefebvre, 1996, "Comparison and Evaluation of Different Riprap Stability Formulas Using Field Performance", *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 122, No. 1, pp. 8-14.
- Bruun P. 1989, "Harbor Planning, Breakwaters, and Marine Terminals", *Port Engineering*, Vol. 1, 4ª edición, pp. 442-541.
- Bruun P., 1976, "Parameter Affecting Stability of Rubble Mounds", *Journal of the Waterways and Harbors and Coastal Engineering Division*, Vol. 102, No. WW2, pp. 141-164.
- Borgman E. L., 1963, "Risk Criteria", *Journal of the Waterways and Harbors Division*, Vol. 89, No. WW3, pp. 1-35.
- Burcharth Hans F., 1999. "State of the Art in Conceptual Design of Breakwater", *Coastal Structures*, Vol. 1, pp. 3-20.
- Castillo Enrique, Conejo A. J., Minués R. Castillo C., 2003, "An Alternative Approach for Addressing the Failure Probability-Safety Factor Method with Sensitivity Analysis", *Reability Engineering & system Safety*, ELSEVIER, pp.207-216.
- Catro E., 1933, "Diques de Escollera", *Revista de Obras Públicas*.
- Cheong-Ro K. y Byung-Kyu S., 1999, "Stability Criteria of Rubble Mound Structures Under the Irregular Sea conditions", *Coastal Structures*, Vol. 1, pp. 223-230.
- Desiré J. M., 1985, "Comportamiento de un Sistema Granular Bajo Flujos Oscilatorios. Aplicación a Diques Rompeolas de Bloques Paralelepípedicos", Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria.
- Duck Suh Kyung, Kweon Hyuck-Min y Yoon Hyun Deok, 2002, "Reliability Design of Breakwater Armor Blocks Considering Wave Direction in Computation of Wave Transformation", *Coastal Engineering Journal*, Vol. 44, No. 4, pp. 1-22.
- Douglass Scott L., 1990, "Estimating Extreme Values of Run-Up", *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 118, No. 2, pp. 220-224.
- Echávez Aldape G., 1996, "Introducción a los Modelos Hidráulicos de Fondo Fijo y a la Ingeniería Experimental", *Universidad Nacional Autónoma de México*, pp. 7-27.
- Epstein H. y Tyrrel F., 1949, "Design of Rubble Mound Breakwaters", 17 Int. Navigation Congress, Lisbon. Section 2-4.

- Ergin A. Gumbak A. r. y Melía Y.A., 1989, “Rubble Mound Breakwaters whit S-shape Design”, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 115, No. 2, pp.579-593.
- G. Stewart y E. Melchers R., 1977, “Probabilistic Risk Assessment of Engineering systems”, Chapman & Hall, pp. 1-15.
- Govaere Vicarioli G. A., 1997, “Acción del Oleaje Sobre Estructuras Marítimas no Rebasables”, Tesis de Maestría, UNAM.
- Goda Yoshimi y Takagi H., 2000, “A Reliability Design Method of Caisson Breakwaters with Optimal Wave Heights”, *Coastal Engineering Journal*, Vol. 42, No. 4, pp. 357-387.
- G. Dean R. y A. Dalrymple R., 2002, “Coastal Processes with Engineering Applications”, Cambridge University Press, pp. 3-6.
- Gumbak A. R, 1976, “The Stability of Rubble Mound Breakwaters in relation to Wave Breaking and run-down Characteristics and to the $\xi = \tan\alpha \cdot T/\sqrt{H}$ number”, Div. of Port and Ocean Engineering, The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway, Rep. 1-1976.
- Horikawa K., 1988, “Nearshore Dynamics and Coastal Processes”, University Of Tokyo Press, pp. 49-77.
- H. Harlow E., “Rubble Mound and Artificial Stone Breakwaters” *Coastal Structures*, Cap. 17, pp., 859-860.
- Iribarren R., 1938, “Una Formula para el Cálculo de los Diques en Escollera”, M. Bermejillo Usabiaga, Pasajes, Guipúzcoa, España.
- Kim D. H y Park W. S., 2005, “Neural Network for Design and Reliability Analysis of Rubble Mound Breakwaters”, *Ocean Engineering*, ELSEVIER, pp. 1332-1349.
- Kobayashi N. y K. Jacobs B., 1985, “Riprap Stability Under Wave Action”, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 111, No. 3, pp. 552-566.
- Kobayashi N. y Wurjanto A., 1989, “Wave Overtopping on Coastal Structures”, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 115, No. 2, pp. 235-251.
- Kumar Chakrabarti S., 1994, “Offshore Structure Modeling”, World Scientific, Vol. 9, pp.1, 75-76,113-118,130-135.
- Le Méhauté B. 1976, “An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves”, Springer-Verlang, N.Y. pp. 197-238.
- Larras J., 1952, “L'équilibre sous-marin d'un massif de matériaux soumis a la boue”, *Le Génie Civile*, Septiembre.
- Leméhaute B. y Y. Koh Robert C., 1968, “A Synthesis on Wave Run-Up”, *Journal of the Waterways and Harbors Division*, Vol. 94, No. WW1, pp. 77-92.
- Losada M.A y Giménez-Curto L.A.,1979, “An Aproximation to the Failure Probability of Maritime structure Under Sea State”, *Proc. 5th POAC*, Trondheim, Norway, pp. 1269-1281.
- Losada M. A. y Giménez-Curto L.A.,1979^a, “The Joint Influence of the Wave Height and Period on the Stability of Rubble Mound Breakwaters in Relation to Iribarren's Number”,*J. of Coastal Eng.*, Vol. 3, pp. 77-96.
- Losada M.A. y Giménez-Curto, 1981, “An Approximation to the Failure Probability of Maritime Structures Under a Sea State”, *Coastal Engineering*, Vol. 5, pp. 147-157.
- Losada M.A. y Desiré, 1985, “Random Response of Mound Breakwaters Under Wave Attack”, *Proc. of the Iceland Coastal and River Symp.*, pp. 267-357.

- Marek P., Gustar M, Sánchez-Silva, 2002, “Nuevos Conceptos para la Evaluación Cualitativa en el Diseño Estructural”, *Revista Internacional de Desastres e Infraestructura Civil*, pp. 1-14.
- Mase H., 1989, “Random Wave Run-Up Height on Gentle Slope”, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 115, No. 5, pp. 649-661.
- Mei C. Chiang, 1989, “The Applied Dynamics of Ocean Surface Waves”, *Advances Series on Ocean Engineering*, Vol. 1, pp. 504-505.
- Melby J.A., 1999, “Damage Progression and Variability on breakwater Trunks”, *Coastal Structures*, Vol.1, pp. 309-315.
- Mendenhall William y Sincich T, 1997, “Probabilidad y Estadística para Ingeniería y Ciencias”, Prentice-Hall Hispanoamericana, S.A., México, pp. 203-255.
- Medina R. J. y T. Hudspeth R., “Breakwater Armor Damage due to Wave Groups” *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 120, No. 2, pp. 179-198.
- Philip L. F y Losada Iñigo J., “El Modelado Matemático de la Propagación del Oleaje en Ingeniería de Costas”
- Quiñones Huerta José L., 2004, “Análisis de ondas y reflexión en laboratorio”, Tesis de Licenciatura, UNAM, Noviembre de 2004.
- Rattanapitikon W. y Shibayana T., 2000, “Verification and Modification of Breaker Height Formulas”, *Coastal Engineering Journal*, Vol. 42, No. 4, pp. 389-406.
- Rivera Arriaga, Villalobos Zpata G. J., Adeath Azuz I. y May Rosado F., 2004, “El manejo costero en México”, Centro-EPOMEX, Universidad Autónoma de Campeche, México, pp. 1-4, 164-177.
- ROM 0.0,2001, “Procedimiento General y Bases de Cálculo en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias”, Parte 1, Puertos del Estado, España.
- Sorensen J. D. y Burcharth H. F., 2000, “Reliability Analysis of Geotechnical Failure modes for Vertical Wall Breakwaters”, *Computers and Geotechnics*, ELSEVIER, pp. 225-245.
- Takahashi Shigeo, 1996, “Desing of Vertical Waters”, Programa para Obras Marítimas, ROM, Puertos del Estado, España, pp. 3-25.
- Van der Meer J. W. y P.F.M. Janssen J., 1994, “Wave Ru- up and Wave Overttoping at Dikes and Revemests” *Delft Hydraulics*, Netherlands, pp. 1-13.
- Van Der Meer, 1997, “Breakwater Desing”, *Lecture Notes*, International Institute for Infrastructural, Hydraulic and Environmental Engineering, Netherlands, pp. 1-123.
- Van Der Meer J. W., 1988, “Deterministic and Probabilistic Desing of Breakwater Armor Layers”, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 114, No. 1, pp. 66-80.
- Van Der Meer J. W. y M. Stam Cor-Jan, 1992, “Wave Run-Up on Smooth and Rock Slopes of Coastal Structure”, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 118, No. 5, pp. 534-550.
- Vidal C. y Losada M. A., 1990, “Stability of Mound Breakwater’s Head and Trunk”, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 117, No. 6, pp. 570-587.
- Vidal C., Losada M.A., Medina R. y Losada E. I, 1994, “Análisis de la Estabilidad de Diques Rompeolas”, *Coastal Engineering*, Vol.1, No.1, pp. 17-34.
- Van Hijun E., 1974, “Equilibrium Profiles of Coarse Material Ander Wave Attack”, Proc. 14th ICCE, Copenhagen, Denmark, Chapter 54.

- Van Hijun E. y Pilarczy K.W., 1982, "Equilibrium Profile and Longshore Transport of Coarse Material Under Regular and Irregular Wave Attack", Delft Hydraulics, Publication No. 274, the Netherland.
- W. Dingemans M., 1997, "Water Wave Propagation Over Uneven Bottoms", Advances Series on Ocean Engineering, Vol. 13, pp. 248-250, 473-474.
- Yagci O., Kapdasli S. y Cigizoglu H. K., 2003, "The Stability of the Antifer Unist used on Breakwaters in Case of Irregular Placement", Ocean Engineering, ELSEVIER, Vol. 31, pp. 1111-1127.
- Yu Yu-Xiu, Liu Shu-Xue y Zhu Chuan-Hua, 2001, "Stability of Armour Unist on Rubble Mound Breakwaters Ander Multi-Directional Waves", ", Coastal Engineering Journal, Vol. 44, No. 2, pp. 179-201.
- Y. Hudson R., 1959, "*Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters*", Journal of the Waterways and Harbors Division, Vol. 85, No. 3, pp. 93-119.

Lista de símbolos

a, b, c, d	parámetros de ajuste
a_m	pendiente del talud expuesto
a_s	coeficiente de ajuste
A	amplitud
A_u, B_u, A_d, B_d	coeficientes de ajuste
A.I	avería de Iribarren
A_e	área erosionada
B	ancho de la corona
b_0, b_1	distancia entre rayos
C	celeridad de la onda
C_f coeficiente	de fricción
C_g	celeridad de grupo
C_p	espesor de la capa principal
C_r	coeficiente de reflexión
C_s	espesor de la capa secundaria
C_0	celeridad de la onda para aguas profundas
C_t	coeficiente de transmisión
C_{ts}	coeficiente de transmisión dentro de la estructura
C_T	coeficiente de transmisión total
D	destrucción
D%	porcentaje de daño
D_{n50}	diámetro nominal
D_v, D_R	nivel de demanda
E	energía
E, C, L, l_e	coeficientes de ajuste
E_i	espectro de energía incidente
E_r	espectro de energía reflejado
F	flujo de energía, altura del bordo libre
g	aceleración debida a la gravedad
h	profundidad
h_c	altura de la estructura medida a partir del fondo
h_m	profundidad al pie de la estructura
ht	profundidad al pie de la estructura medido partir del nivel medio
H	altura de ola
H_r	altura de ola reflejada
H_i	altura de ola incidente
H_{rms}	altura de ola cuadrática media
H_s	altura de ola significativa
I_r	número de Iribarren
I.	A inicio de avería
I.D	inicio de destrucción
k	número de onda
k_i, k_y	componentes del numero de onda
k_r	coeficiente de refracción

k_s	coeficiente de someramiento
k_D	coeficiente de ajuste
L	longitud de onda
L_e	ancho del área erosionada
L_0	longitud en aguas profundas
M_{50}	50% del valor de la distribución de la curva masa
m_0, m_1, m_2	momento de orden cero, uno y dos
N	vector normal, número de olas incidentes
N_s	número de estabilidad
N_c	número de estabilidad crítica
N_w	número de ola
n	vector unitario
P	porosidad
$P(x,y,z)$	vector de presión
P_E	probabilidad de excedencia
P_d	coeficiente de ajuste
P_{oc}	probabilidad de ocurrencia del evento
Q	descarga adimensional por rebase
Q_p	agudeza de pico
q	descarga promedio por rebase
R_c	altura del bordo libre medido a partir de nivel medio
R_d	descenso máximo
R_f	factor de reducción
R_u	ascenso máximo
S	nivel de daño
t	tiempo
T	periodo
\bar{T}	periodo de ola media
$\tan\phi$	pendiente de la estructura
$\tan\gamma$	pendiente del fondo
u,v,w	componentes de la velocidad
U_r	número de Ursell
Vol	volumen
$V(x,y,z)$	vector velocidad
V_{rg}	valor del riesgo
V_{cs}	valor asignado a las consecuencias debido a un evento extraordinario
W	peso
x,y,z	coordenadas
α	altura relativa
α	pendiente del fondo
α_c	coeficiente de ajuste
β	peralte de la onda, ángulo de incidencia del oleaje
ξ_p	parámetro de similaridad de surf
ε	rugosidad
ϕ	potencial de velocidades
γ	factor de reducción

γ_h	factor de reducción debido a someramiento
γ_β	factor de reducción debido a incidencia oblicua del oleaje
γ_f	factor de reducción debido a la rugosidad
γ_b	factor de reducción debido a influencia de la berma
η	perfil de la superficie libre
φ	talud de la estructura
λ	profundidad relativa
μ	viscosidad dinámica
θ	argumento
θ_0	argumento para condición de aguas profundas, ángulo de incidencia del oleaje
θ_{rf}	ángulo de fricción interna
ρ	densidad
ρ_s	densidad del material
ρ_w	densidad del agua
σ	frecuencia angular
Ω	argumento
∇	gradiente
∇^2	laplaciano
Δ	densidad relativa

10 Futuras líneas de trabajo

- Conducir pruebas a diferentes escalas, bajo las mismas condiciones de oleaje simulado y utilizando la misma tipología de elementos utilizados en la construcción de las estructuras bajo estudio y taludes propuestos.
- Una segunda etapa sería realizar pruebas bajo las mismas condiciones de operación, pero proponiendo otros taludes tanto en el lado expuesto como en el protegido.
- Modelar el efecto que tiene la construcción del núcleo y capas secundarias.
- Diseñar algún tipo de pieza que eventualmente pueda ser más estable y robusta que las de uso actual.
- Una tercera etapa, sería la referente a la ejecución de pruebas con otros elementos utilizados en la construcción de diques en talud tanto, natural como prefabricado. En este preciso punto dichas pruebas se llevarían a cabo con la geometría propuesta originalmente.