SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

XIV CONGRESO CHILENO DE HIDRÁULICA

ANALISIS DE LA AMPLIACION DEL ESPIGON DE LA DESEMBOCADURA DEL RIO MATAQUITO

JUAN HERNÁNDEZ NÚÑEZ [1]
FELIPE COLLADO LIZAMA [2]

RESUMEN

El artículo que se presenta a continuación se enmarca dentro de un estudio de la desembocadura del río Mataquito realizado por el Instituto Nacional de Hidráulica (INH), por encargo de la Dirección de Obras Portuarias, y muestra la metodología y los criterios utilizados para evaluar la conveniencia de ampliar el espigón que existe actualmente en la desembocadura del río.

En primer lugar se dan a conocer los problemas que enfrenta la zona estudiada y las alternativas de solución propuestas en estudios anteriores. Centrándose en la ampliación de la obra, se eligen dos de las opciones sugeridas, para ser evaluadas desde el punto de vista de su funcionalidad y su estabilidad. La evaluación se hace comparando los patrones de propagación del oleaje y de la circulación de corrientes inducidas, utilizando principalmente parámetros asociados al clima de oleaje dominante. Las condiciones de oleaje y corrientes fueron evaluadas numéricamente con el modelo MIKE-21. Finalmente, conocidos los parámetros de diseño, se presenta la metodología usada para diseñar el nuevo espigón y se presentan los resultados obtenidos.

[1] Ing. Civil, Investigador del Instituto Nacional de Hidráulica
[2] Ing. Civil Matemático, PhD., Investigador del Instituto Nacional de Hidráulica

1 INTRODUCCION

El presente artículo presenta algunos de los resultados del estudio denominado "Mejoramiento de las Desembocaduras del Estero Marga-Marga y de los Ríos Mataquito, Carampangue y Queule", encargado al Instituto Nacional de Hidráulica (INH) por la Dirección de Obras Portuarias del Ministerio de Obras Públicas (DOP) y se centra en el análisis de la solución propuesta para estabilizar la desembocadura del río Mataquito a través de la ampliación del espigón existente en la boca.

En el Informe Técnico N°3 [Collado y Hernández, 1999] del estudio se realizó un profundo análisis hidrodinámico, utilizando el modelo MIKE21, con el objeto de estudiar el comportamiento de la desembocadura del río Mataquito. Para realizar el análisis, se recopilaron antecedentes que permitieron el conocimiento acabado de la topografía de la zona estudiada y del clima de oleaje imperante. Se caracterizaron oleajes con tres direcciones de propagación para cubrir lo más significativo del clima de oleaje y las correspondientes corrientes inducidas. Para la evaluación funcional de la obra se utilizó el clima reinante y para el análisis de estabilidad de la misma se utilizó el clima dominante.

La obra que actualmente encauza el río en la desembocadura es un espigón de aproximadamente 90m de longitud, con una cota de coronamiento en el cabezo de +4.3m NRS, que para efectos de modelación es concebido como una obra emplazada perpendicularmente a la línea de costa, y su funcionalidad hidráulica queda determinada exclusivamente por dos parámetros: longitud y cota de coronamiento.

Pese a la existencia de esta obra, durante las crecidas se han registrado problemas de erosión del borde costero aguas abajo del espigón. Para ilustrar estos problemas la figura 1 muestra la incidencia del oleaje sobre el borde costero durante el temporal de Junio de 1997, inmediatamente aguas abajo del espigón y la figura 2 muestra al espigón con claras evidencias de haber sido rebasado durante el mismo temporal.

Figura 1. Borde costero aguas abajo del espigón – Junio 1997

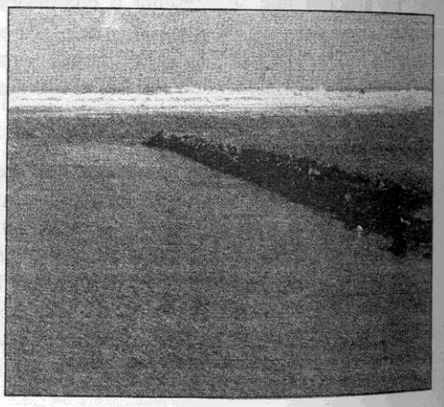


Figura 2. Rebase del espigón Junio 1997

En el Informe Técnico N°1 [Estellé y otros, 1997] se sugiere una defensa costera aguas abajo del espigón, ya que si la obra funciona como se espera, esta zona siempre se encontrará expuesta a la influencia marítima. Complementando la solución, se propone encauzar la ribera norte en la zona inmediatamente aguas arriba del espigón, a través de una curva suave que aumente las velocidades de escurrimiento y mantenga la desembocadura completamente despejada, dejando abierta la posibilidad de agregar un espigón adicional para potenciar la funcionalidad del espigón existente. El esquema de la propuesta se presenta en la figura 3.

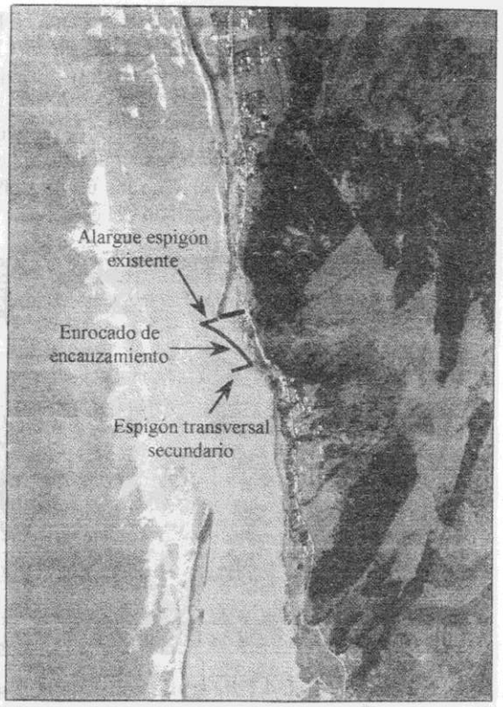


Figura 3. Propuesta de solución sugerida por el INH

En este artículo, centrado principalmente en la ingeniería conceptual de la ampliación de la obra, propuesta por el INH, sólo se presentarán los casos correspondientes a la condición de oleaje dominante (dirección Noroeste), tanto en lo que se refiere a las solicitaciones provocadas por acción del oleaje como a la funcionalidad hidrodinámica de la obra, para dos diferentes escenarios: a) Espigón existente con cota de coronamiento elevada, eliminando totalmente el rebase de la obra y b) Solución anterior complementada, alargando la obra a una longitud igual al doble de la actual.

2 Oscilaciones de la barra

En los últimos años se ha realizado un seguimiento mediante fotografías aéreas tomadas en diferentes estaciones del año y situaciones hidrográficas, que permite obtener importantes conclusiones acerca de la dinámica litoral de la desembocadura.

La figura 4 muestra la situación encontrada en Enero de 1996 donde se puede apreciar como la barra protege del ataque directo del mar a una importante fracción de la zona poblada, manteniendo un ancho en la boca de la desembocadura de unos 100m, sobrepasando varios cientos de metros al espigón emplazado en el sector.

Una situación muy diferente se presenta en la figura 5, que muestra la barra en Octubre de 1997, luego de la crecida de Junio del mismo año. En este caso se puede apreciar que la barra se ha retirado de la zona poblada, retrayéndose aproximadamente unos 400m al sur del espigón.

La hipótesis más probable acerca de la evolución histórica de la desembocadura es que ésta experimentó una migración sistemática hacia el Norte que fue interrumpida por la presencia de la Punta Roncura, presentando en los últimos años una oscilación que hace que la punta de la barra bascule en torno a la ubicación del espigón.

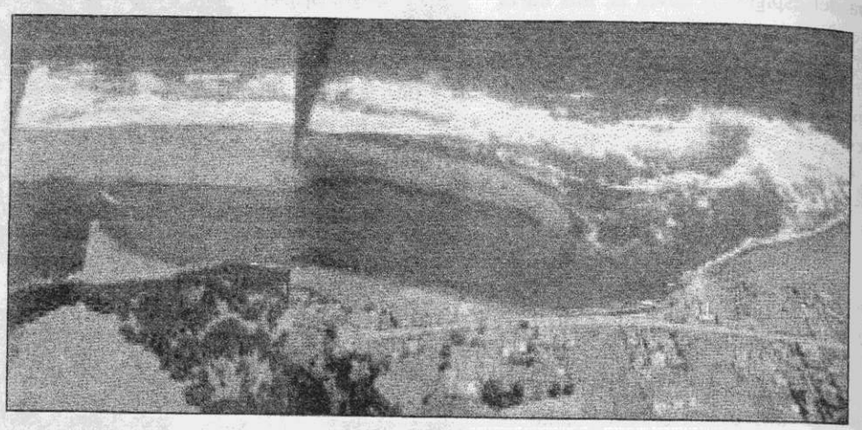


Fig. 4 Fotografía aérea de la desembocadura - Enero 1996

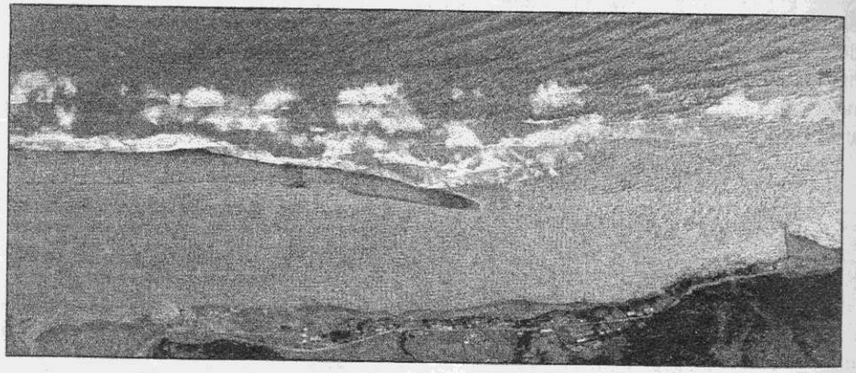


Fig. 5 Fotografía aérea de la desembocadura - Octubre 1997.

3 Oleaje dominante

En el estudio realizado por el INH se utilizó el módulo de propagación de oleaje PMS del modelo MIKE21. Se modelaron las olas provenientes de las direcciones Oeste, Noroeste y Suroeste (en aguas profundas) utilizando un período de 14s, por considerarlo como el más representativo de los distintos oleajes. Se utilizaron datos correspondientes a un período de retorno de 10 años por considerar que éste es un lapso de tiempo compatible con la vida útil de una obra como la analizada. Como era de esperar las condiciones más extremas quedaron asociadas a la dirección Noroeste y se pudo comprobar que la dimensión de la obra no modifica sensiblemente los resultados.

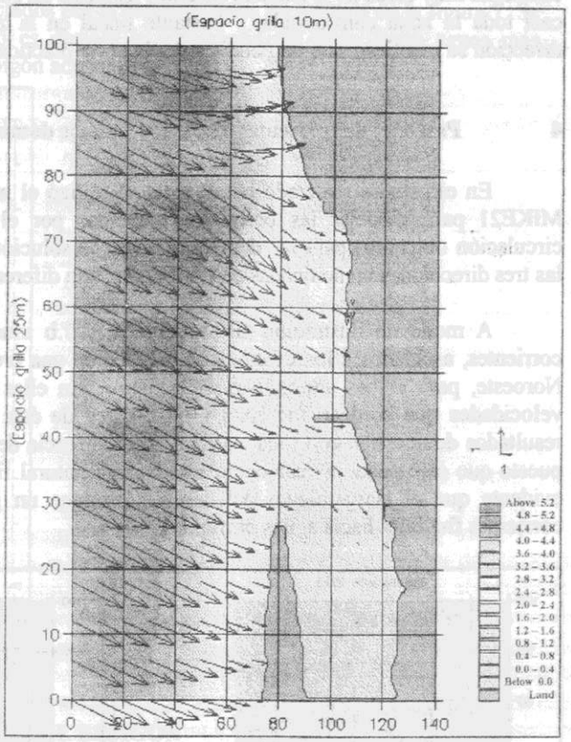


Fig. 6 Resultados de oleaje: Dir. NW, T=14s, H_0=7,67m

La carencia de mediciones de alturas de ola obliga a utilizar datos obtenidos con métodos indirectos. En este caso se utilizó el método SMB para generar el clima de oleaje, y posteriormente para extrapolar los valores extremos se utilizó una función de distribución probabilística tipo Weibul (para mayor detalle ver apartado 5.1 de Informe Técnico N°1 [Estellé y otros, 1997]). Los valores de altura de ola significativa en aguas profundas H_{so} para clima extremal son presentados en la tabla 1.

Tabla 1. Alturas de Ola por períodos y períodos de retorno

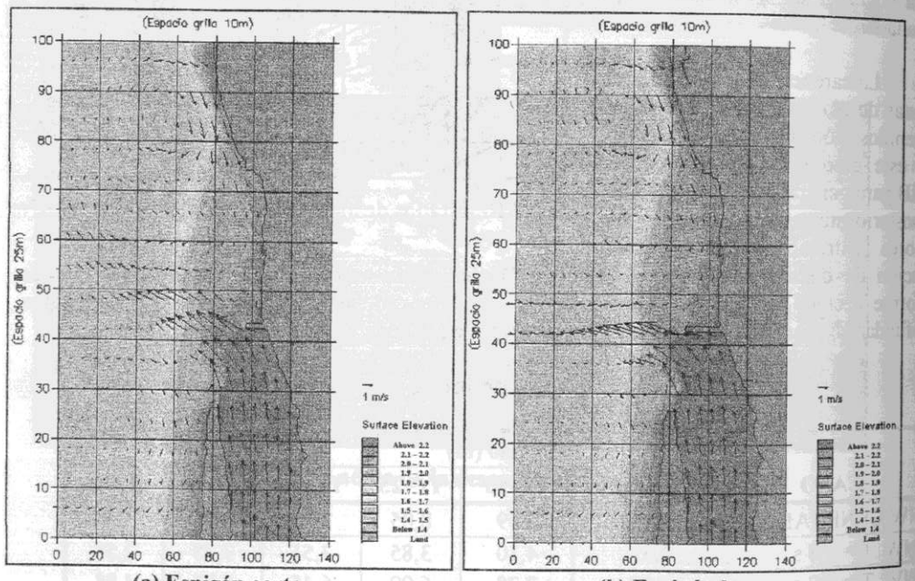
CASO	Hso (m)					
	Tr=100 años	Tr=50	Tr=25	Tr=10	Tr=5	Tr=1
NW GENERAL	9,12	8,59	8,05	7,32	6,75	5,35
NW T= 8 s	4,33	4,10	3,85	3,51	3,25	2,58
NW T= 10 s	7,75	7,38	6,99	6,45	6,01	4,85
NW T= 12 s	5,87	5,53	5,17	4,66	4,23	3,05
NW T= 14 s	10,63	9,77	8,89	7,67	6,70	4,17

La figura 6 muestra la gráfica obtenida para el caso de oleaje con dirección NorOeste y período de 14 segundos para un período de retorno de 10 años. El decaimiento de la altura de ola comienza muy cerca de la frontera exterior, teniendo un comportamiento decreciente a lo largo de casi toda la zona considerada, y bastante lineal en la zona de rompiente. Por otra parte, la dirección se mantiene casi perpendicular a la costa prácticamente todo el tiempo.

4 Patrones de corrientes asociados a oleaje dominante

En el estudio realizado por el INH se utilizó el módulo hidrodinámico HD del modelo MIKE21 para modelar las corrientes inducidas por el oleaje y comparar los patrones de circulación obtenidos para las dos alternativas de solución analizadas. Éstas se modelaron para las tres direcciones mencionadas anteriormente, con diferentes caudales de río.

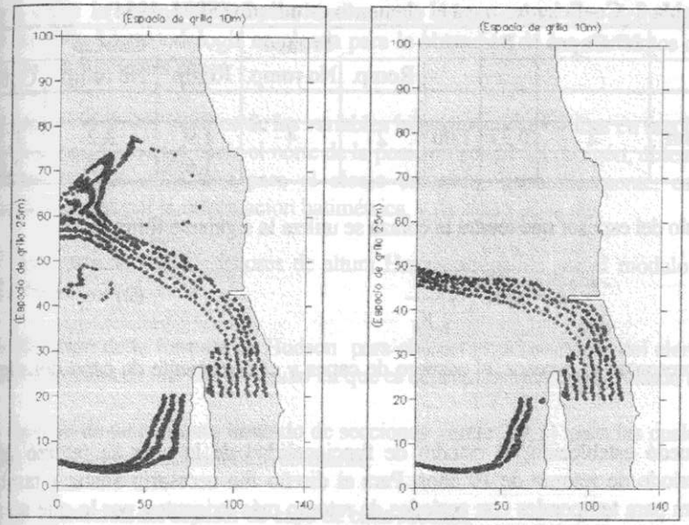
A modo de ilustración las figuras 7.a y 7.b muestran los patrones de circulación de corrientes, asociados a los efectos combinados de una crecida del río de 3000m^3/s y un oleaje Noroeste, para ambas alternativas de solución. En ellas se observa que en el río se generan velocidades que bordean los 2m/s y en la boca de éste alcanzan valores de 3 a 4m/s. Estos resultados demuestran con toda claridad la importancia de la interacción entre el río y el oleaje, puesto que éste puede actuar como una barrera natural frente al escurrimiento del río. Resulta evidente que el alargamiento del espigón produce un giro mucho más pronunciado de las corrientes fluviales hacia aguas profundas.



(a) Espigón corto **(b) Espigón largo**

Figura 7. Patrones de circulación de corrientes inducidas por un oleaje con dirección NW y un caudal de río de 3000m^3/s

Para obtener una información complementaria, también se modeló la trayectoria seguida por derivadores lagrangeanos arrojados aguas arriba del espigón. La figura 8 muestra la trayectoria seguida por derivadores advectados por la hidrodinámica presentada en la figura 7. Se aprecia que el efecto del espigón largo es desviar la trayectoria del flujo hacia aguas más profundas, respecto de la situación de espigón actual.



(a) Espigón corto **(b) Espigón largo**

Figura 8. Trayectoria derivadores lagrangeanos

5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL ESPIGÓN

5.1 Metodología de diseño

Para el diseño del espigón se utilizó la formula de Hudson, la cual describe paramétricamente el peso del elemento (W), en función de la altura local de la ola (H), el talud de la escollera cot α, los pesos específicos del material con que está construido el elemento y del agua (γ_e y γ_a respectivamente) y de un coeficiente de estabilidad K_d que depende del tipo de coraza:

$$W = \frac{H^3 \gamma_e}{K_d (\gamma_e / \gamma_a - 1)^3 \cot \alpha} \quad (1)$$

Dado que se dispone de una cantera local, para la coraza se utilizó roca de cantera pelmel.

Los valores de porosidad, coeficiente de capa y los coeficientes de estabilidad Kd (establecidos en función del talud, discriminándose si el elemento trabajará bajo condiciones de rotura o no, y si éste ocupará un lugar en el cabezo o el tronco), del elemento que constituye el espigón son presentados en la tabla 2.

Tabla 2 Coeficientes para el elemento estudiado (SPM, 1984)

Elemento	N° Capas	P	K_Δ	Tronco		Cabezo		
				Romp.	No romp.	Romp.	No romp.	Cot α
Roca angular random	2	0,37	1,00	2	4	1,9	3,2	1,5
						1,6	2,8	2,0

Para el cálculo del espesor que tendrá la coraza se utiliza la siguiente fórmula:

$$e = n\,K_\Delta \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma_e}} \qquad (2)$$

donde e, n y K_Δ representan el espesor, el número de capas y el coeficiente de capa del elemento respectivamente.

Como ya quedó establecido, el estudio de funcionalidad de la obra se realizó para un temporal con un período de retorno de 10 años. Para el diseño fue necesario analizar también la estabilidad de la obra para temporales con períodos de retorno más exigentes, por lo que se realizó una serie de pases de propagación de oleaje con condiciones fronteras correspondientes a alturas de ola en aguas profundas más severas. Los resultados demostraron que la altura de ola dentro del área de interés, para períodos de retorno superiores a 10 años, queda controlada por la profundidad. Para ilustrar este hecho, en la figura 9 se han representado las curvas de decaimiento de altura de ola para períodos de retorno de 10 y 100 años en un perfil paralelo al espigón, ubicado a 50m al norte de éste. Como puede observarse, éstas se superponen perfectamente en un punto que se encuentra a una distancia de la costa que excede con creces la máxima longitud del espigón.

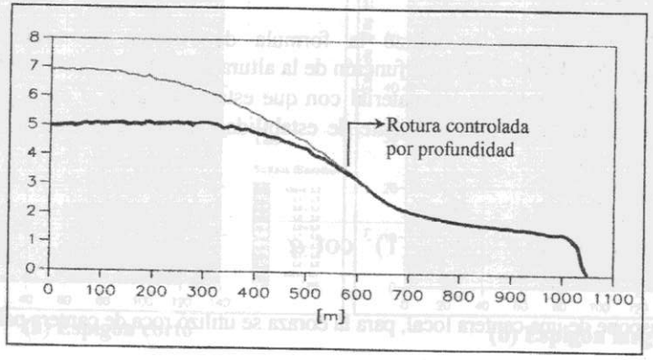


Figura 9. Curvas de decaimiento de altura de ola: línea gruesa: Tr = 10 años; línea fina: Tr = 100 años

Para el diseño se optó por utilizar el parámetro $H_{1/10}$. Este se relaciona con el parámetro H_{rms} que entrega el modelo de propagación, según:

$$H_{1/10} = 1{,}81\ H_{rms}$$

Es clave la obtención del peso óptimo que deben poseer los elementos empleados para construir la obra. La metodología empleada para la obtención de los elementos de la coraza queda resumida en los siguientes pasos:

1) Extracción de los perfiles de las variables hidrodinámicas básicas en una línea perpendicular a la playa, 50 metros hacia el norte de la posición actual del espigón, obtenidos a partir de los diagramas de refracción para el oleaje escogido. Específicamente, estos perfiles están conformados por la información batimétrica, y de altura de la ola.

2) Transformación de los valores de altura Hrms entregados por el módulo de propagación a valores $H_{1/10}$

3) Aplicación de la formula de Hudson para obtener el peso óptimo del elemento en cada uno de los puntos de una malla regular en que es conceptualmente subdividido el espigón.

4) Elección de un conjunto limitado de secciones (entre 2 y 3) para las cuales el peso óptimo del elemento será considerado constante.

5) Determinación del espesor de capa de cada sección.

Una vez establecido el peso de los elementos de la coraza del espigón, se procede al cálculo del peso de los elementos que constituirán el filtro y el núcleo del mismo. Para esto se utilizan las recomendaciones del Manual de Protección de Costas [4], las cuales sugieren un rango de pesos entre W/15 y W/10 para el filtro y entre W/4000 y W/200 para el núcleo, siendo W el peso de los elementos de la coraza (en cada sección).

Por otro lado, la cota de coronamiento de la obra queda determinada por el cumplimiento simultáneo de dos condiciones: por razones constructivas, la cota de coronamiento del núcleo debe sobrepasar el nivel de marea media; por razones funcionales, la cota debe ser tal que elimine por completo el rebase de las aguas del río.

Con respecto al ancho de coronamiento de la obra, este queda determinado por un ancho de coronamiento del núcleo tal que permita el acceso de maquinaria de construcción.

El cálculo del enrocado de protección al pie se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$W_p = \frac{H^3 \gamma_e}{N_s^3 (\gamma_e / \gamma_a - 1)^3} \qquad (3)$$

siendo W_p el peso del elemento utilizado para el pie de la obra y N_s^3 el número de estabilidad.

Una vez diseñado el enrocado de protección desde un punto de vista estrictamente marítimo se verifica que su diseño sea también correcto desde el punto de vista fluvial.

Si se considera que el peso de la roca puede ser obtenido asumiendo una roca esférica, en función de un diámetro D se tiene:

$$W_p = \frac{\pi D^3 \gamma_c}{6} \qquad (4)$$

Utilizando el criterio de arrastre crítico, se obtiene la siguiente relación empírica:

$$D = d_s \left(\frac{K (s-1)^{1/2} f(\theta)}{F_c} \right)^{1/m} \qquad (5)$$

donde el coeficiente numérico K, el exponente m y la función f(θ), dependen de cada autor; s es el peso específico del enrocado relativo al agua, D es el diámetro mínimo del enrocado estable y θ es el ángulo de inclinación del enrocado respecto de la horizontal. Mientras que F_c es el número de Froude definido para la condición de arrastre crítico:

$$F_c = \frac{V_c}{\sqrt{g\, d_s}} \qquad (6)$$

siendo V_c la velocidad media del escurrimiento para la condición de arrastre crítico.

La compatibilización entre los criterios marítimo y fluvial se impone finalmente verificando que el peso correspondiente al diámetro D, obtenido con la fórmula 5, no sobrepase al valor W_p dado por la fórmula 3.

5.2 Resultados

En primer lugar es determinado el peso de los elementos utilizados en la coraza del espigón. Para esto fue diseñado un programa informático que recoge la metodología explicada y entrega información gráfica, tanto nodal como por sección, de los parámetros de diseño más relevantes.

El talud considerado para el diseño de la coraza es 1,8:1 (H : V), obteniéndose los valores de K_d, para el cabezo, mediante interpolación de los valores presentados en la tabla 2.

La tabla 3, se resumen los valores de diseño obtenidos para la coraza, filtro, núcleo y protección al pie del espigón. Para la definición del número de secciones se consideró un cabezo de 40m y luego se definió un tronco de 80m y una sección de arranque de 70m.

Para la definición del cabezo (sección 1) se consideró apropiado que un largo de aproximadamente 20% de la longitud total del espigón es óptimo para un espigón de aproximadamente 200m. Las secciones 2 y 3, correspondientes al tronco y el arranque, fueron definidas tal que las secciones sean de una longitud similar y que el cambio en los pesos de los

elementos sea significativo. Luego de definidas las secciones a considerar para el diseño, se procedió a calcular los pesos, espesores y elementos por unidad de área.

Para la obtención de la cota de coronamiento de la obra, se ha recurrido al pase de corriente que considera un caudal de río de 3000m³/s (período de retorno de 10 años), y una configuración morfodinámica de barra extendida, poniéndose en el peor caso en que eventualmente la barra prograde hacia el norte, aún en presencia de un espigón alargado. Dicho pase muestra que la cota mínima sin rebase es +5,0m. Los menores espesores de coraza y filtro se dan en la sección de arranque, por tanto la cota de coronamiento del núcleo debe ser calculada considerando dichos espesores. Esta resulta ser +1,8m NRS. Se adopta un valor de 4m para el ancho de coronamiento del núcleo, considerando que la maquinaria de construcción utilizada no debiera ser de gran envergadura.

Tabla 3. Valores de diseño estructura espigón

	Sección 1 Cabezo	Sección 2 Tronco	Sección 3 Arranque
Largo (m)	40	80	70
Talud (H : V)	1,8 : 1	1,8 : 1	1,8 : 1
Cota Coronamiento (m)	5,6	5,3	5,0
	Coraza		
Peso (t)	6,0	4,5	3,0
Espesor (m)	2,6	2,4	2,2
Nº/100m2	73	89	105
	Filtro		
Peso (Kg)	400 – 750	300 - 550	220 - 400
Espesor (m)	1.2	1.1	1
Nº/100m2	350	429	524
	Núcleo		
Peso (Kg)	5 – 30	5 - 30	5 - 30
Cota Coronamiento (m)	1,8	1,8	1,8
	Protección al pie		
Peso (Kg)	1000	1000	1000
Espesor (m)	1.5	1.5	1.5
Talud (H : V)	2 : 1	2 : 1	2 : 1
B (m)	3,0	3,0	3,0

Obtenidos los pesos y espesores de las distintas capas que conforman la obra, se procede a diseñar un enrocado que protegerá el pie de la obra, considerando para el cálculo lo siguiente:

- profundidad más desfavorable, es decir, veril -2 NRS
- nivel de marea de sicigia, o sea, +1,8m NRS
- altura de ola de diseño en el cabezo igual a 2,8m
- 2 capas de roca

Estos parámetros de diseño conducen a una roca de 1000Kg para el enrocado de protección al pie. Para realizar la verificación del peso escogido, desde el punto de vista fluvial, se consideraron tres velocidades de escurrimiento del río (3; 4 y 5m/s), con una profundidad d_s de 3,8m y un talud de 2:1 y se calculó con coeficientes recomendados por 8 autores. La elección de un peso de 1000Kg es apropiada, ya que sobrestima los pesos que predice el criterio fluvial.

6 Conclusiones

La alternativa de solución consistente en alargar el espigón al doble de su longitud actual y elevar su cota de coronamiento hasta impedir totalmente el rebase, demostró ser conveniente en lo que a funcionalidad se refiere, ya que encauza los flujos hacia aguas profundas en forma más eficiente, alejándolos de la zona poblada donde en años anteriores se han producido graves problemas de erosión del borde costero. Escogida como la mejor opción, se procedió a realizar los respectivos estudios de estabilidad de esta alternativa. Estos condujeron a un espigón de 3 secciones, con un cabezo de 40m, un tronco de 80m y un arranque de 70m, manteniéndose la misma orientación del espigón actual. Los tamaños de los elementos de roca calculados con la fórmula de Hudson son ventajosos en cuanto a costos, razón por la cual el uso de este tipo de material se hace incuestionable, más aun considerando que el espigón actual también está construido con el mismo material. La cota de coronamiento fue escogida en +5.0m NRS para eliminar todo riesgo de rebase para caudales de crecidas con períodos de retorno inferiores a 10 años. Los cálculos también demostraron que un elemento de 1,0t para la protección al pie de la estructura resulta suficiente para garantizar el buen comportamiento de la estructura. Finalmente, cabe destacar que el ancho del núcleo fue establecido en 4.0m, obedeciendo esencialmente a criterios constructivos.

7 Bibliografía

1. Juan Font. Estudio de Ingeniería Conceptual Avanzada para el Estero Marga-Marga y para los Ríos Mataquito, Carampangue y Queule" desarrollado por la Empresa Consultora INCOSTAS, 1996.

2. Estellé, L., Molina, J. y Borchert, M. Informe Técnico N°1, del estudio Mejoramiento de la Desembocadura del Río Mataquito, 1997.

3. Collado, F. y Hernández, J.E. Informe Técnico N°3, del estudio Mejoramiento de la Desembocadura del Río Mataquito, 1999.

4. Manual de Protección de costas de U.S. Army Coastal Engineering Research Center, 1987

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

XIV CONGRESO CHILENO DE HIDRAULICA

ESTIMACION DEL CAUDAL UTIL DE EXTRACCION DE BOCATOMAS EN CAUCES DE REGIMEN PLUVIAL

JOSE HORMAECHEA C. (1)
LUDWIG STOWHAS B. (2)

RESUMEN

La escala de tiempo normalmente utilizada en modelos de operación y planificación de recursos hidráulicos, es la escala mensual, utilizándose como información base para los análisis, la estadística de caudales medios mensuales. De esta manera, se filtra la variabilidad intermensual del caudal natural, induciendo a cometer errores sistemáticos por exceso en la estimación del caudal útil extraído en bocatomas, pues se ignoran los caudales perdidos durante los intervalos de tiempo en que el caudal natural supera la capacidad de la bocatoma, al igual que los caudales deficitarios en los intervalos en que el caudal natural es inferior al caudal medio mensual. En el presente trabajo se efectúa un análisis de los errores que se cometen en la estimación de los caudales extraídos al utilizar estadísticas mensuales, respecto del valor obtenido al trabajar con estadística diaria, para cuencas de tipo pluvial en régimen natural de la región central de Chile, proponiendo relaciones empíricas para corregir dicho error, basadas en algunos estadígrafos de las estadísticas de caudales utilizadas. Las relaciones propuestas dependen del tipo de información base que se disponga y permiten reducir en forma significativa los errores sistemáticos en la estimación del caudal útil extraído en bocatoma.

(1) Ingeniero Civil, USM
(2) Ingeniero Civil, Prof. Universidad Técnica Federico Santa María