

MINISTERIO DE PLANIFICACIÓN FEDERAL, INVERSIÓN PÚBLICA Y SERVICIOS
SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS
SUBSECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS

INSTITUTO NACIONAL DEL AGUA LABORATORIO DE HIDRÁULICA

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE
BLOQUES PREMOLDEADOS DE HORMIGÓN
BETONPLAN[®] SOBRE SUELOS COHESIVOS



Informe LH – 257 – 01 - 06
Febrero de 2006.

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE
BLOQUES PREMOLDEADOS DE HORMIGÓN
BETONPLAN[®] SOBRE SUELOS COHESIVOS**

INFORME FINAL

RESUMEN: *se presentan los resultados de los estudios realizados en modelo físico de taludes cohesivos protegidos mediante unidades vinculadas de hormigón ante la acción del oleaje.*

PALABRAS CLAVE: *protección de taludes – bloques vinculados - olas – modelo físico – estabilidad*

Director del Laboratorio de Hidráulica

Ing. Julio De Lio

Jefe del Programa de Hidráulica Marítima

Ing. R. D. Castellano

EQUIPO DE TRABAJO

Ing. Andrés I. Grande

M.M.O. Sebastián Peralta

Sr. Jorge Elizalde

Téc. Mec. Carlos Haspert

Asesoramiento

Ing. Sergio Loschacoff

Instrumentación

Ing. Gabriel Tatone

Sr. José Izquierdo

Fotografía y video

Srta. Beatriz Moreno

INDICE DE MATERIAS

SÍNTESIS	I
INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	1
MARCO TEÓRICO.....	1
DESCRIPCIÓN DE LAS UNIDADES Y DEL ESQUEMA DE OBRA TIPO.....	8
DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES	9
DESCRIPCIÓN DEL MODELO	10
DISEÑO DEL MODELO	10
DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES DEL MODELO	11
<i>Unidades</i>	11
<i>Materiales granulares</i>	12
<i>Esquema de obra ensayado</i>	12
OLAS ALEATORIAS	15
EFECTOS DE ESCALA	16
DESARROLLO DE LOS ENSAYOS.....	17
METODOLOGÍA	17
RESULTADOS.....	19
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	29
ANEXO I.....	1

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS A LA ACCIÓN DEL OLEAJE.....	2
FIGURA 2: GRÁFICO DE ESTABILIDAD DE BLOQUES VINCULADOS APOYADOS DIRECTAMENTE SOBRE ARCILLA DE BUENA O MODERADA CALIDAD (FIG. 110 DEL MANUAL CUR).....	6
FIGURA 3: CROQUIS DE UNA UNIDAD VINCULADA <i>BETONPLAN</i> ®.....	8
FIGURA 4: ESQUEMA DE OBRA UTILIZADO EN EL MODELO.....	14
FIGURA 5: ESPECTRO DE ENERGÍA TÍPICO DE LAS OLAS UTILIZADAS EN EL MODELO.....	15
(HS=0.70 M, TP=6 SEG, VALORES EN PROTOTIPO).....	15
FIGURA 6: GRÁFICO DE ESTABILIDAD DE LAS UNIDADES <i>BETONPLAN</i> SOBRE SUELOS COHESIVOS.	21
FIGURA 7: RELEVAMIENTO DE LA DEFORMACIÓN DE LA CUBIERTA DEL ENSAYO 3.	27
FIGURA 8: RELEVAMIENTOS DEL PERFIL RESULTANTE DEL ENSAYO 7.	28

INDICE DE FOTOS

Foto 1: Unidades de modelo <i>Betonplan</i> ®	11
Foto 2: Moldes utilizados para la construcción de las unidades de modelo.	12
Foto 3: Terminación típica de un talud previo a un ensayo.	13
Foto 4: Imagen del revestimiento previo a un ensayo.	14
Foto 5: Imagen durante el transcurso del Ensayo 10 (ctg $\alpha=3$, Hs=0.70 m, Tp=3.5 seg, valores en prototipo).	17
Foto 6: Estado final del revestimiento luego de una falla típica.	19
Foto 7: Estado final del talud luego de una falla típica.	20
Foto 8: Estado final del revestimiento en uno de los casos que ocurrió la deformación excesiva del talud.	26
Foto 9: Estado final del talud en uno de los casos que ocurrió la deformación excesiva del talud.	26
Foto 10: Estado final del revestimiento finalizado el Ensayo 3.	27

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE
BLOQUES PREMOLDEADOS DE HORMIGÓN
BETONPLAN® SOBRE SUELOS COHESIVOS**

Informe Final

Febrero 2006

SÍNTESIS

El presente **Informe Final** describe los estudios hidráulicos realizados en un modelo físico, de taludes de suelos cohesivos protegidos mediante las unidades *Betonplan*®, diseñadas por la empresa CORIPA S.A.. Los mismos tuvieron por objetivo observar el comportamiento integral de este tipo de estructuras ante la acción del oleaje y determinar la resistencia hidráulica de las unidades.

Los bloques son vinculados, delgados y sin orificios, premoldeados en hormigón simple.

Se estudió un único esquema de obra consistente en unidades apoyadas directamente sobre un talud de material cohesivo, con un geotextil no tejido ubicado entre los bloques y el terraplén. En los ensayos se utilizaron condiciones hidrodinámicas variables: los períodos alternaron entre los 3.5 y 6 s, mientras que las olas oscilaron entre los 0.40 m y 1.20 m de altura, ambos en prototipo. Las inclinaciones del talud fueron de 1:2 y 1:3.

Los resultados de la modelación física fueron comparados con dos métodos de diseño teóricos: el Método Preliminar de diseño (MDP) que sólo incorpora algunas variables en el cálculo, y el método analítico (MDA) que, aún cuando se basa en un análisis más detallado de los procesos e incorpora mayor cantidad de variables, sólo ha sido desarrollado para revestimientos de bloques no vinculados apoyados sobre filtros granulares.

Las **Conclusiones** y **Recomendaciones** más significativas son:

- El mecanismo de falla observado fue el movimiento oscilatorio del revestimiento (separación de la base de apoyo) por la acción dinámica del oleaje y la desvinculación de los elementos debido a la consecuente deformación de la cubierta, lo que condujo al colapso del conjunto. No se observó colapso por deslizamiento del revestimiento.
- Durante los ensayos realizados no se presentaron fenómenos de erosión y transporte del material cohesivo sobre el cual se apoya del revestimiento.
- El desempeño del revestimiento a la acción del oleaje fue bueno, habiendo mostrado los ensayos realizados una resistencia considerablemente mayor a los valores determinados por otros investigadores en estructuras similares. El paso de la situación estable (no movimiento) a una situación inestable abarcó las siguientes fases de movimiento: deformación de la cubierta, expulsión de una unidad por pérdida de vinculación con las unidades vecinas (debido a la deformación), y desprendimiento en masa del resto de los bloques. El comportamiento de la cubierta fue similar en ambas inclinaciones ensayadas.

- A partir de los resultados experimentales se estableció una curva umbral de estabilidad para este tipo de revestimientos y, mediante la aplicación de un coeficiente de seguridad, se propuso una expresión de diseño que se ubica en la zona de resultados estables en forma consistente.
- La expresión propuesta resulta válida de aplicar en los casos donde la sub-base tiene similares condiciones a la ensayada. Debe asegurarse el cumplimiento de la norma que establece una densidad de obra del 97 % de la densidad Proctor.

INTRODUCCIÓN

Sobre cuerpos de agua permanentes o temporarios tanto el viento como la circulación de embarcaciones pueden generar oleaje capaz de erosionar las márgenes que los delimitan. En muchas circunstancias éstas están conformadas por taludes constituidos por materiales cohesivos.

La necesidad de proteger este tipo de márgenes para evitar su degradación ha llevado a CORIPA S.A. a diseñar elementos premoldeados de fácil manejo y colocación que ofrecen una alternativa interesante al momento de definir este tipo de obras

Se hace necesario entonces conocer las características resistentes y funcionales de estos tipos de coberturas para permitir un dimensionado seguro y la optimización de su producción. Por esta razón la empresa CORIPA S.A. ha encargado al Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua la realización de estudios mediante modelación física de unidades vinculadas premoldeadas, denominadas *Betonplan*[®], a fin de determinar su funcionamiento hidráulico.

Precede a la presente investigación un estudio para unidades similares pero apoyadas sobre suelos arenosos (*“Estudio de resistencia al oleaje de unidades premoldeadas Betoncover y Betonplan”*, Informe LHA 221-02-03, diciembre de 2003, en adelante IF1).

Las tareas aquí desarrolladas se han ejecutado según los términos establecidos en el Acta Complementaria 2 (Expte. INA 540/03, Protocolo N° 512) al Convenio original suscripto entre el INA y CORIPA S.A. en Diciembre de 2002.

OBJETIVOS

El propósito de los estudios hidráulicos realizados fue analizar aspectos funcionales y de estabilidad de un revestimiento conformado por unidades vinculadas premoldeadas para la protección de taludes cohesivos.

Los aspectos hidráulicos básicos a estudiar fueron el comportamiento de la protección desde el punto de vista de su resistencia a la acción dinámica del oleaje, a los efectos de identificar el tipo de falla y determinar los límites de resistencia, además de observar el funcionamiento integral de la estructura.

MARCO TEÓRICO

Numerosas estructuras de material cohesivo rodean cuerpos de agua y cursos importantes a lo largo de nuestro territorio. Algunas de ellas fueron proyectadas como defensas contra inundaciones y cientos de kilómetros se constituyeron como terraplenes de rutas y caminos que a veces son rodeados por cuerpos de agua temporarios. El viento actuando sobre la superficie de esos cuerpos de agua o bien la circulación de embarcaciones genera el oleaje que solicita a esas obras.

Los taludes cohesivos construidos bajo las normas adecuadas, poseen una resistencia natural a la erosión por la acción del oleaje. En particular el parámetro más

importante que fija esa estandarización es la compactación del suelo, adoptada en un 97 % de la densidad Proctor (Ver **Anexo I**). De acuerdo con las experiencias realizadas en otras partes del mundo, como los Países Bajos, se puede estimar la resistencia que poseen para una cierta persistencia de las condiciones de oleaje que lo solicitan. En la siguiente **Figura 1** se presentan los resultados de algunas de esas experiencias¹. Allí se observa que para una cierta altura de ola y duración del evento se hace necesario un determinado espesor de material cohesivo.

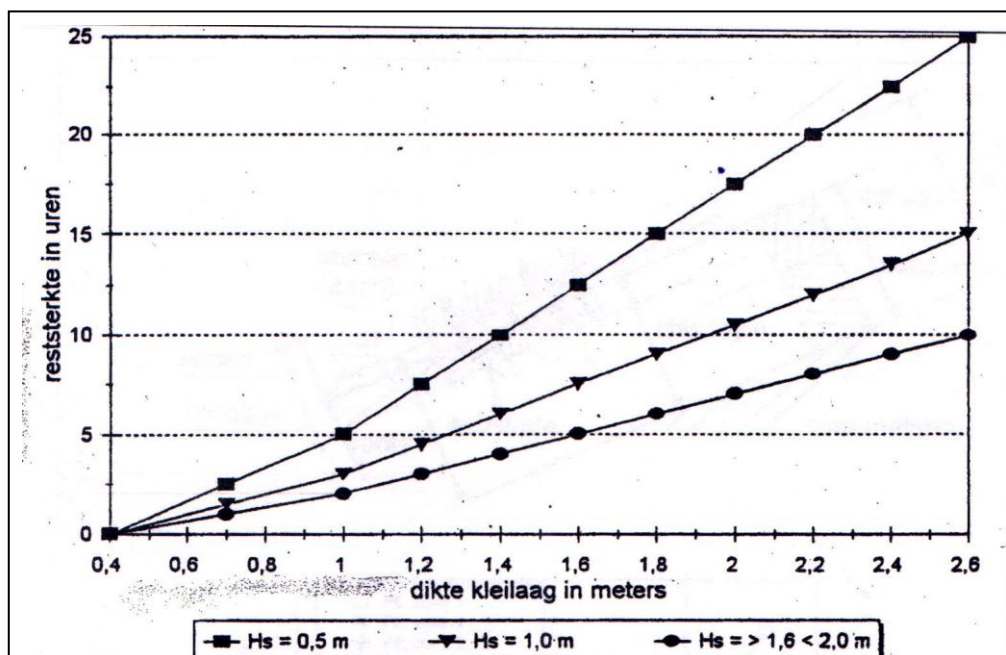


Figura 1: Resistencia de los suelos cohesivos a la acción del oleaje.

Los terraplenes conformados por suelos cohesivos –por sus propiedades intrínsecas y aptitudes geotécnicas- no se deforman ante el ataque de olas como ocurre en los taludes compuestos por material arenoso. Esta característica es importante por la influencia que puede tener esa deformación de la sub-base sobre las estructuras de bloques premoldeados en lo referente a la vinculación entre unidades. La resistencia natural que posee este tipo de taludes a veces no es suficiente o directamente su erosión resulta inadmisibles, de acuerdo al tipo de obra y su función. Por esa razón surge la necesidad de colocar una protección adicional formada por unidades sueltas, bloques premoldeados o mantas flexibles. En este estudio se presentan bloques vinculados sin orificios que conforman una cobertura uniforme, lisa y de baja permeabilidad.

A partir de estudios y experiencias en modelos físicos², se pudo observar que en estructuras de bloques *vinculados*, debido a su trabazón, no resulta posible su extracción individual por la acción del oleaje.

¹ Plan en monitoring prevvakken met kleials tludbekleding – Projectbureau Zeeweringen, Goes, Zeeland, The Netherlands, 1999.

² Manual CUR, Balkema, 1995.

En el caso de las coberturas formadas por bloques **vinculados** se presentan dos tipos de mecanismos de falla que las pueden hacer colapsar:

- Deformación de una columna de varios bloques de ancho, normal al eje longitudinal de la estructura, con la consecuente formación de un perfil tipo “S” y eventual pérdida de interacción de los bloques vinculados
- Reducción de la fricción entre la cubierta y la sub-base debido a la fuerza de empuje que ejerce sobre la misma el oleaje, con el consecuente deslizamiento de la cubierta como una entidad

También se puede presentar el caso de la expulsión simultánea de varios bloques de la cubierta. En el caso de las unidades Betonplan esto no es posible en forma individual pues las lengüetas que vinculan a cada elemento con piezas vecinas no lo permiten. Sin embargo en caso de ocurrir una deformación considerable del revestimiento como entidad ante el campo de presiones del oleaje, varias unidades pueden resultar expulsadas como consecuencia de reducción de la efectividad de las lengüetas como elemento vinculante.

En todos los casos se recomienda que para el dimensionado los revestimientos de bloques sean consideradas como bloques sueltos (hipótesis conservativa). Para bloques vinculados entre sí esto da como resultado una subestimación de la estabilidad (y se esta del lado de la seguridad) mientras que para bloques no vinculados es una buena aproximación a la verdadera estabilidad.

Cuando se trata de **bloques sueltos**, la falla de la cubierta debida a la expulsión de bloques es un proceso gradual: los bloques permanecen relativamente estables hasta cierta altura de ola, pero ocurrirán pequeños movimientos si la ola se incrementa por sobre este valor. Sin embargo, después de que la ola ha pasado, el bloque se asentará nuevamente en su posición original.

Con olas crecientes el movimiento de los bloques también se incrementará, y existe la posibilidad de que el bloque no retorne a su posición original. La expulsión puede entonces ser inminente. Son las olas más altas en un tren de olas aleatorias las que ponen en riesgo la estabilidad del revestimiento de bloques sueltos. Un parámetro para describir esas olas es $H_{2\%}$, la altura de ola que sólo es superada por dos de cada 100 olas. Es posible determinar en forma teórica este valor a partir de la distribución de Rayleigh, teniendo en cuenta además que las olas pueden estar limitadas en su altura por la profundidad local.

Los siguientes criterios de diseño han sido desarrollados **tanto para revestimientos vinculados como sueltos**, teniendo en cuenta lo anterior:

1. Bajo cargas extremas

- **1.a.** No debe haber movimiento del bloque para **olas individuales** de altura H_s .

- **1.b.** Se permiten movimientos de hasta el 10 % de la altura del bloque para *olas individuales* de altura comprendida entre H_s y $H_{2\%}$.

En general el criterio 1.a. es más exigente que el 1.b.

Bajo cargas frecuentes

- No debe haber movimiento del bloque para olas individuales de altura comprendida entre H_s y $H_{2\%}$.

Si se presentaran deformaciones del perfil que pudieran influir en la interacción de los bloques vinculados, el criterio para definir su estabilidad es el siguiente:

- Si la amplitud de la deformación (asentamiento) es mayor al 50 % del espesor del bloque, se considera falla de la protección

Para esa deformación se considera que ocurre una notable pérdida de interacción entre las unidades.

Luego de una exhaustiva búsqueda de enfoques analíticos, teóricos y experimentales del problema, puede decirse que se han desarrollado diversos estudios y experiencias para determinar la resistencia hidráulica de bloques vinculados apoyados directamente sobre taludes compuestos por diferentes materiales. Sin embargo, en la práctica habitual, careciéndose de un modelo teórico que interprete el fenómeno (como en el caso de coberturas apoyadas sobre un filtro granular), sólo se dispone de gráficos o de algunas expresiones empíricas para su dimensionamiento.

El reconocido investigador con amplia experiencia en estas estructuras, K. Pilarczyk, ofrece en alguna de la bibliografía consultada³ la siguiente expresión para el diseño de coberturas de *unidades vinculadas*:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = \frac{F}{\xi_{op}^{2/3}} \quad (1) \quad \text{con un máximo de } \frac{H_s}{\Delta D} = 8$$

donde: F = constante del revestimiento, H_s = altura de ola significativa local (m), Δ = densidad relativa, D = espesor de la capa de revestimiento y ξ_{op} = parámetro de rotura.

La densidad relativa se define como:

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \quad (2)$$

en la cual ρ_s es la densidad del material de protección y ρ_w es la densidad del agua, en (kg/m^3).

³ Dykes and revetments, K. Pilarczyk, ch. 16 Alternative Revetments, A. A. Balkema, 1998.

El parámetro de rotura se define como:

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{op}}} \quad (3)$$

α es la inclinación del talud respecto de la horizontal y s_{op} es la pendiente de la ola definida como:

$$s_{op} = \frac{Hs}{L_{0p}} = \frac{2\pi Hs}{gT_p^2} \quad (4)$$

en la que L_{0p} (m) es la longitud de onda en aguas profundas correspondiente al período de pico del espectro y T_p es el período de ola del pico del espectro (s).

La ventaja de expresiones como la (1) es la simplicidad de cálculo, aunque no incorpora ninguno de los parámetros involucrados en el fenómeno de estabilidad del bloque. La desventaja es que F es conocido para muy pocas estructuras y tiene un valor propio para cada revestimiento.

En otra referencia dada por el mismo autor⁴ se propone como numerador de la expresión (1):

$$F = F^* \cos \alpha$$

sugiriendo $F^* = 6$ para el caso de coberturas formadas por bloques vinculados, como se presenta en este estudio.

Una metodología ampliamente difundida, que permite el dimensionado de este tipo de estructuras² es el *Método Preliminar* de diseño (**MDP**) propuesto en el Manual CUR. Esta aplicación consiste en un conjunto de ábacos de relaciones de estabilidad realizados para distintos esquemas de obra y materiales que componen las sub-bases. Esos gráficos representan la relación entre el parámetro de estabilidad $Hs/\Delta D$ y el parámetro de rotura ξ por medio de una curva. Las curvas separan regiones estables e inestables para diversos tipos de geometrías.

Es importante señalar que las curvas se basan en la ecuación (1) con $F = f(\Lambda)$ (siendo Λ la longitud de derrame, variable definida en el *Método de Diseño Analítico* que se desarrolla más adelante), aunque estrictamente esta relación es sólo aplicable a los casos de revestimientos sobre filtro granular. Puesto que no existen ecuaciones para otros tipos de cubierta que no sean apoyadas sobre filtros granulares, y dado que los resultados disponibles de modelos en gran escala no contradicen esa ecuación, la misma ha sido utilizada en forma general, incluyendo el caso de revestimientos sobre suelos cohesivos.

Para realizar un dimensionado de estos revestimientos, se ingresa al gráfico con un valor del parámetro de rotura y se determina un valor del parámetro de estabilidad, con el que se puede determinar el espesor de cobertura necesario.

⁴ Unification of stability formulae for revetments, K. Pilarczyk.

En la **Figura 2** se presenta el ábaco correspondiente al caso de una estructura formada por **bloques vinculados directamente apoyados sobre suelo cohesivo**.

En la región ubicada por encima de la curva, indicada como “doubtfull stability” (estabilidad dudosa) la estabilidad depende de factores no incluidos en el MDP.

Debe destacarse que tal como se observa en la **Figura 2**, en las estructuras de este tipo (revestimientos sobre arcilla) y a diferencia de otros tipos de revestimientos, NO EXISTE un límite superior para la región denominada de “estabilidad dudosa”. Esto significa que para un revestimiento en particular, la curva de estabilidad puede hallarse en esta región sin que ello implique necesariamente una contradicción de resultados entre la modelación física y el MDP. Otro hecho importante es que no existen datos de modelos físicos que avalen estas curvas en particular.

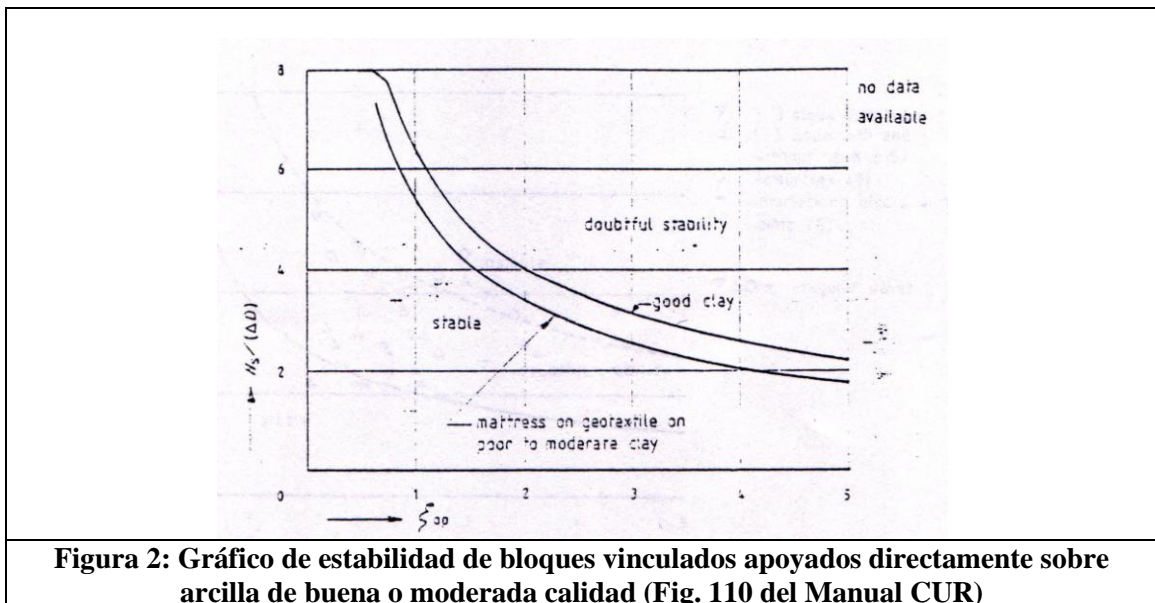


Figura 2: Gráfico de estabilidad de bloques vinculados apoyados directamente sobre arcilla de buena o moderada calidad (Fig. 110 del Manual CUR)

El *Método Analítico* de diseño involucra una mayor cantidad de variables que intervienen en el fenómeno de la estabilidad de los revestimientos. En particular, las incorpora a través del parámetro denominado *longitud de derrame*, de manera que F en la expresión (1) es una función del mismo: $F = f(\Lambda)$.

Este modelo analítico *sólo es aplicable a estructuras de bloque no vinculados apoyados sobre filtro granular*, en cuyo caso la *longitud de derrame* está dada por:

$$\Lambda = \sqrt{\frac{b_f D k_f}{k'}} \quad (5)$$

donde: Λ es la longitud de derrame (m), b_f es el espesor del filtro, D el espesor de la protección, k_f es la permeabilidad del filtro y k' es la permeabilidad de la cobertura.

Se puede observar que esta expresión toma en cuenta las relaciones entre permeabilidad y espesor de cubierta de bloques y filtro que determinan la diferencia de presión entre las caras superior e inferior de un bloque. Esta última es mayor si mayor es la longitud de derrame, y por tanto menor la estabilidad de las unidades.

Sin duda son los investigadores de los Países Bajos quienes han adquirido mayor experiencia en estructuras revestidas con bloques, tanto desde la modelación física y matemática como desde las obras construidas. Respecto a esto último se puede decir que realizan un seguimiento exhaustivo de las condiciones de las estructuras, al igual que un mantenimiento preventivo importante. Durante el desarrollo de estas tareas han observado el estado de las estructuras y llegado a la conclusión que bajo las coberturas apoyadas sobre materiales cohesivos, con el transcurso del tiempo, se desarrollan pequeños canalículos. Los mismos se generan debido al escurrimiento de agua que se hace presente entre la cubierta (o el geotextil) y el suelo durante el ascenso y descenso del oleaje, lo que provoca la erosión y el transporte del material.

Estos canalículos ofrecen una vía preferencial al flujo de agua, modificando la permeabilidad de la estructura, parámetro de gran influencia sobre la estabilidad de los bloques. El aumento de permeabilidad debido a la formación de los canalículos trae como consecuencia un aumento de la longitud de derrame, presentada en la expresión (5), con lo que aumenta la diferencia de presión entre las caras del bloque. En consecuencia la aparición y desarrollo de estos canalículos conlleva una disminución de la estabilidad.

En la Referencia 3 se presenta una expresión que permite estimar esa reducción cierta en la capacidad resistente de los revestimientos apoyados directamente sobre arena. Esta disminución de la estabilidad conduce fundamentalmente a un incremento de la incerteza en la resistencia de este tipo de estructuras a lo largo de su vida útil. Esa mayor incertidumbre obliga a diseñar con espesores mayores si se desea asegurar que la obra cumpla con sus objetivos funcionales y estructurales hasta el fin de la vida útil prevista.

En este caso particular, la colocación de un filtro granular persigue el objetivo de disminuir esa incerteza adicional que crea el desarrollo de los canalículos, pues al darle al flujo oscilatorio de agua una vía preferencial se asegura el mantenimiento de las condiciones iniciales de la sub-base, con lo que la resistencia del conjunto puede ser adecuadamente establecida con los actuales métodos de dimensionado.

DESCRIPCIÓN DE LAS UNIDADES Y DEL ESQUEMA DE OBRA TIPO

Los bloques presentan una configuración de tres hexágonos unidos en dos de sus lados, sin orificios y con lengüetas salientes, que son los elementos que permiten la vinculación entre las piezas. El diámetro del círculo exterior en el que se inscriben los tres hexágonos es de aproximadamente 40 cm.

Son piezas planares o bidimensionales, siendo la altura la dimensión menos importante. Poseen además orificios para un eventual cableado.

En la **Figura 3** se observa un croquis de la misma con sus dimensiones en centímetros. Los elementos *Betonplan*® están constituidos de hormigón simple, poseen una altura de aproximadamente 8.5 cm y un peso de unos 20 kg.

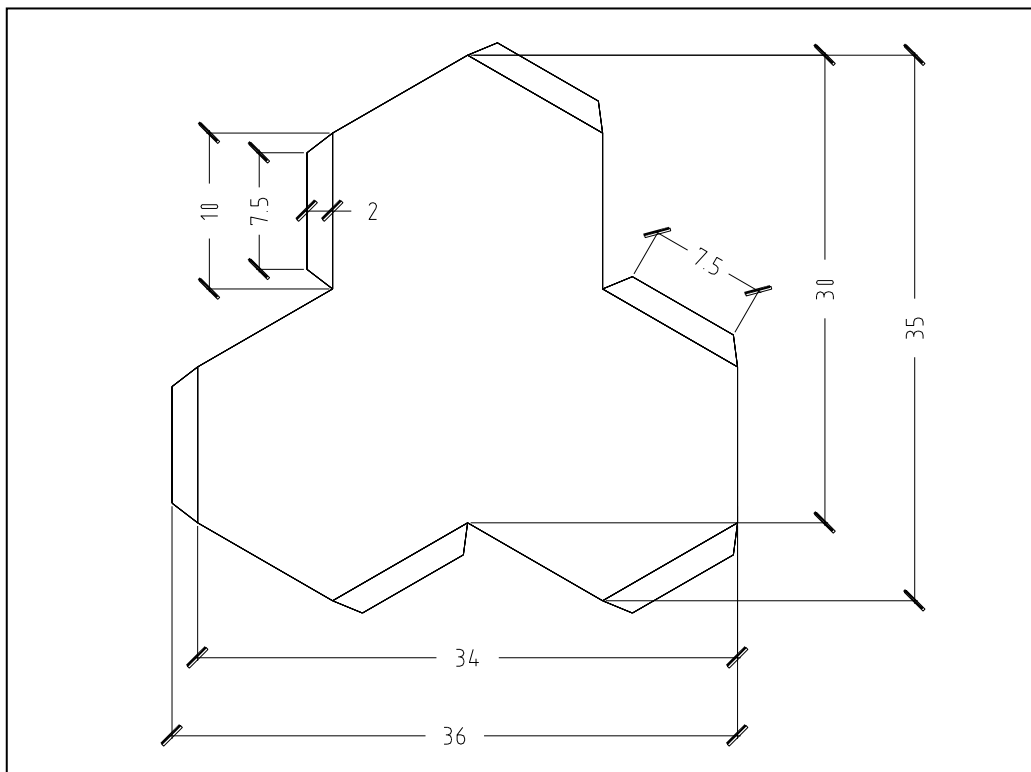


Figura 3: Croquis de una unidad vinculada *Betonplan*®.

Poseen un área cubierta de 779 cm^2 , un volumen de 6425 cm^3 y dejan un área abierta del 3 % al conformar el revestimiento.

El esquema de obra planteado para el presente estudio es un revestimiento conformado por los bloques antes descritos apoyados directamente sobre un talud de suelo cohesivo. Entre ambos se ubica un geotextil no tejido a fin de evitar la pérdida del material fino.

DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES

Los ensayos se llevaron a cabo en un canal de olas de 28 m de largo, por 0.60 m de ancho y una profundidad de 0.70 m. En uno de sus extremos se halla ubicado el generador de olas, consistente en una placa de dimensiones ajustadas al ancho y alto de la sección transversal del canal, y montada sobre una estructura articulada que permite su movimiento oscilatorio. El conjunto es movido por un actuador oleohidráulico de alta presión, controlado por una servoválvula. Esta última recibe a su vez una señal eléctrica y el conjunto se desplaza proporcionalmente a la tensión recibida, generando ondas progresivas en el agua contenida en el canal.

La señal eléctrica es generada mediante una computadora y ha sido determinada sintéticamente a partir de un espectro de densidad de energía predeterminado. La medición de altura de ola se realizó mediante un conjunto de tres sondas separadas entre sí una distancia variable entre 15 y 25 cm de acuerdo al período de las olas utilizado. El conjunto se ubica a mitad de recorrido entre el generador de olas y el talud. Las señales eléctricas son convertidas en valores digitales de tensión y almacenadas en una computadora para su procesamiento.

Cada determinación implicó la adquisición de 8192 datos, con un intervalo de muestreo de 50 milisegundos, lo que demandó aproximadamente 7 minutos de medición. Esto permite determinar, en forma separada, el espectro de densidad de energía de ola incidente y el reflejado y los parámetros espectrales característicos: altura de ola significativa H_s , período medio T_m , período de pico T_p y período de la onda reflejada T_r .

DESCRIPCIÓN DEL MODELO

Diseño del modelo

La técnica de modelación física para este tipo de protecciones permite alcanzar un conocimiento integral del comportamiento de las estructuras ante la acción del oleaje y mejora su desempeño. A su vez ello permite optimizar la relación hormigón-resistencia con lo que se logran ventajas competitivas para los fabricantes de estos productos.

Al trabajar con materiales cohesivos en los modelos físicos se debe utilizar la mayor escala que permitan las instalaciones, tratando que se acerque lo más posible a la unidad, de manera de evitar posibles efectos de escala. Sobre todo en los fenómenos de erosión y transporte de ese material fino, que probablemente se presentarán.

Las fuerzas a que están sometidas las unidades de una protección por el flujo de agua generado por las olas son fundamentalmente las de inercia y arrastre. Las fuerzas de inercia resultan del gradiente de presiones que la ola genera al atacar la protección. Las fuerzas de gravedad también están involucradas y son las más importantes en este tipo de fenómenos, siendo junto a las de inercia las predominantes. Por tanto la ley de similitud que gobierna el fenómeno es la ley de Froude, que establece la relación entre las fuerzas de inercia y las gravitatorias.

La escala de longitudes E_L expresa la relación que existen entre las longitudes en el prototipo y el modelo:

$$E_L = L_p/L_m.$$

El número de Froude tiene por expresión:

$$F = \frac{U^2}{gh}$$

Considerando la igualdad del número de Froude en modelo y prototipo ($E_F = 1$), la escala de tiempos E_T resulta

$$E_T = \sqrt{E_L}$$

En este caso particular, la escala se seleccionó de acuerdo a las piezas de modelo ya disponibles por la realización del estudio anterior IF1, similares geoméricamente, y las nuevas dimensiones propuestas por el Comitente. Así surgió la escala que gobernó el modelo hidráulico, que fue:

$$E_L = 5.7$$

De acuerdo a la ley de Froude, la escala de tiempos surge a partir de la anterior, siendo su expresión:

$$E_T = \sqrt{E_L} \approx 2.4$$

La escala de pesos resulta: $E_p = E_L^3 = (5.7)^3 \cong 185$.

Descripción de los componentes del modelo

Unidades

Las piezas del modelo –que se pueden observar en la **Foto 1**- fueron construidas por medio de moldes de caucho sintético en los que se coló mortero (cemento y arena fina), material componente de las mismas. En la **Foto 2** se muestran los moldes utilizados. La altura de los bloques de modelo resultó de 1.5 cm.



Foto 1: Unidades de modelo *Betonplan*®.

Se dispusieron de unas 650 piezas necesarias para cubrir los taludes de distinta inclinación utilizados.

Se pesaron todas las unidades fabricadas en estado seco por medio de una balanza electrónica de precisión. Para el cálculo de la densidad relativa de las piezas del modelo, el volumen utilizado fue el teórico (volumen neto), determinado a través de la escala de longitudes. Los parámetros que caracterizaron el peso de las piezas fueron:

$$\mu = 74 \text{ g} \quad , \quad \sigma = 2.5 \text{ g} \quad , \quad cv = 0.034$$

donde μ es el valor medio, σ es el desvío standard y cv el coeficiente de variación (σ / μ). Debe notarse el bajo valor de cv (3.4 %) lo que indica la buena calidad de fabricación de las piezas.

La densidad relativa, definida como la relación entre la densidad media de las piezas y la densidad del agua, fue:

$$\Delta_M = \frac{\rho_m - \rho_a}{\rho_a} = 1.1$$

Donde: Δ_M : densidad relativa de las piezas del modelo, ρ_m : densidad del material componente y ρ_a : densidad del agua.



Foto 2: Moldes utilizados para la construcción de las unidades de modelo.

Materiales granulares

El Comitente definió y entregó el material necesario para conformar el talud. El mismo consistió en lo que comercialmente se denomina tosca, un material fino, limoso, con algún contenido de arena. Presentó un estado, desde su composición física, similar a un material granular, por la presencia de partículas finas aglutinadas.

Esquema de obra ensayado

Se utilizó el material fino propuesto para realizar un manto de unos 20 cm de espesor sobre la estructura de sostén del modelo, quedando así conformado el talud de material cohesivo con una muy buena terminación superficial. Se puso especial atención en este aspecto de manera que siempre resultó una superficie uniforme, sin material granular o aglutinado suelto para evitar su posible migración. En la **Foto 3** se puede apreciar lo antes mencionado.

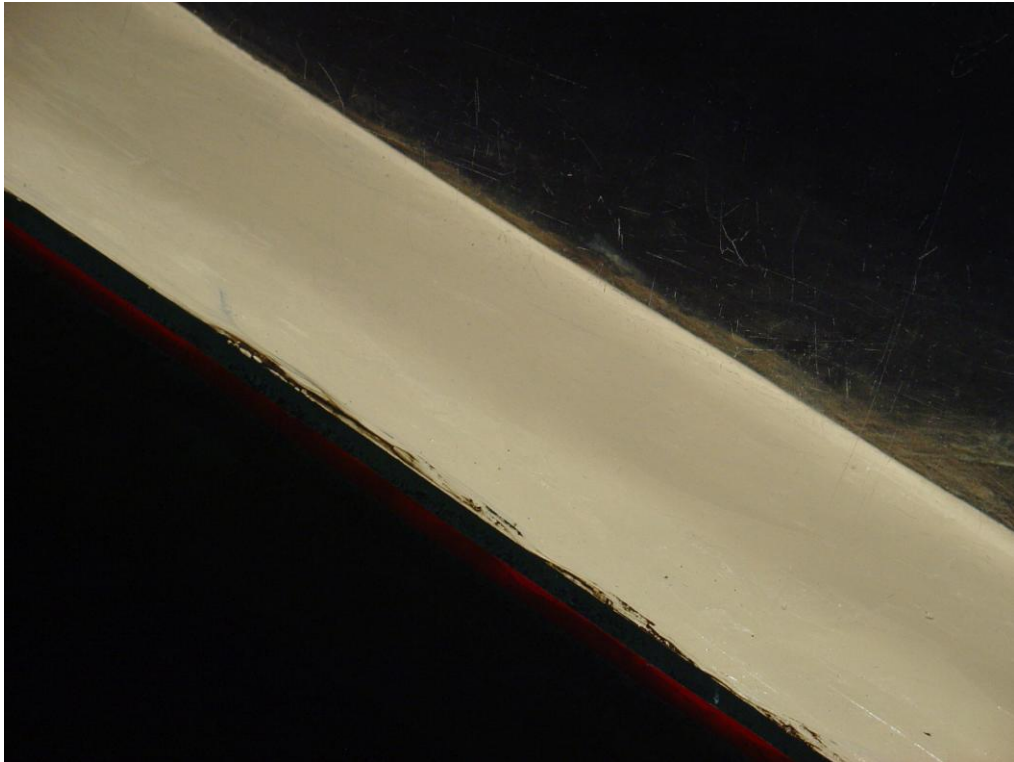


Foto 3: Terminación típica de un talud previo a un ensayo.

Sobre esta capa de material fino se colocó una fina tela tejida que simuló el geotextil a colocarse cuando la estructura se realice en prototipo. La fina tela fue idéntica a la utilizada en el estudio anterior de referencia IF1.

A continuación del geotextil, se apoyó el revestimiento de bloques vinculados, objetivo del estudio.

Se utilizaron burletes de goma en los bordes de la estructura con las paredes del canal, lo que permitió salvar adecuadamente la discontinuidad que las mismas presentaron. Luego de algunos ensayos de prueba se observó que funcionó en forma óptima para limitar la pérdida del material fino a lo largo de ese límite.

En la **Figura 4** se puede observar un esquema del modelo y en la **Foto 4** la buena terminación que tiene un revestimiento compuesto por las unidades *Betonplan®*. Se utilizaron inclinaciones de talud variables entre 1:2 y 1:3. En todas las inclinaciones se construyó un talud que alcanzó el metro de altura.

Debido a que se ensayó la estabilidad de la protección en un talud genérico, sin tener en cuenta la estabilidad al pie por ser éste particular a cada obra, se utilizó un nivel estático de agua de 0.55 m para todos los ensayos sistemáticos, por conveniencia en cuanto a la generación y trepada máxima de la ola (el canal tiene 0.70 m de altura).

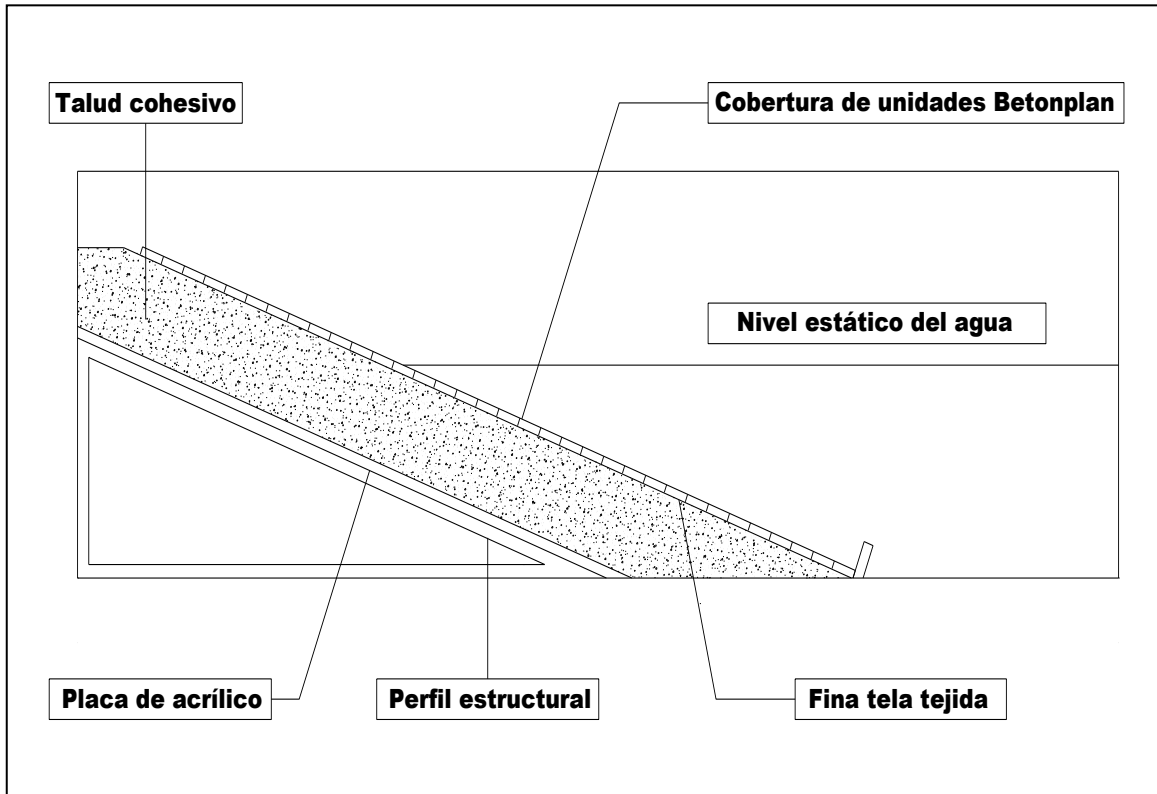


Figura 4: Esquema de obra utilizado en el modelo

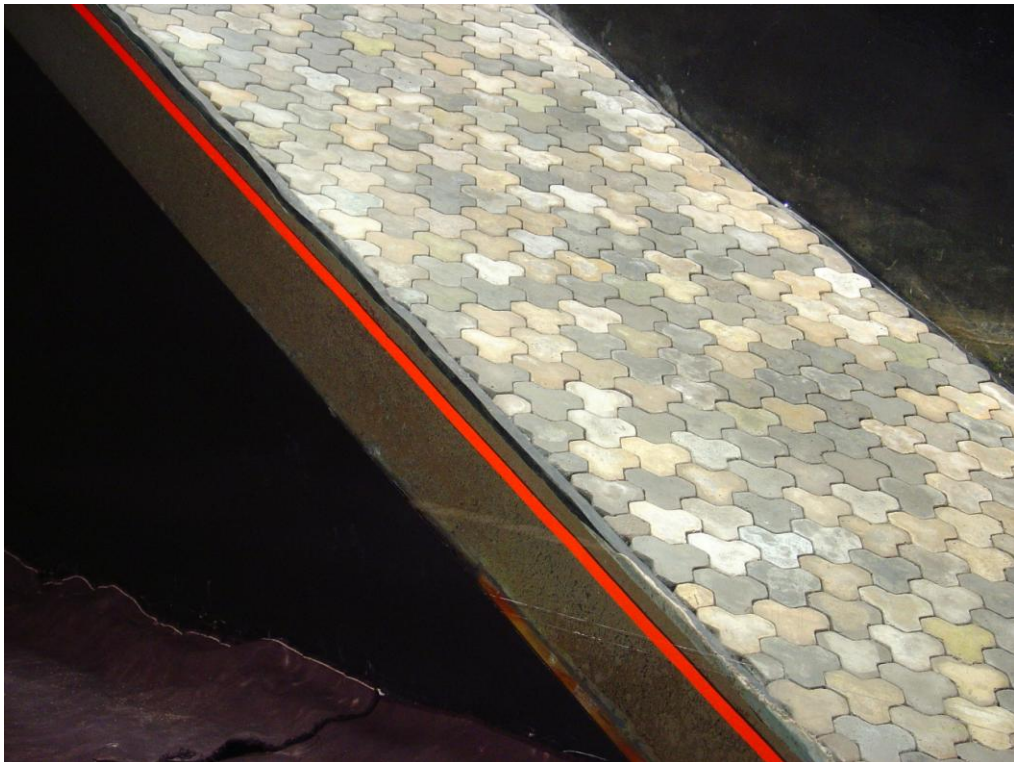


Foto 4: Imagen del revestimiento previo a un ensayo.

Olas aleatorias

Las olas generadas en el canal para la prueba hidráulica del modelo fueron aleatorias y respondieron a una distribución espectral $S(f)$ (espectro de densidad de energía, en función de la frecuencia f) predeterminada. En este caso se utilizó un espectro tipo JONSWAP ($\gamma=3.3$). En la **Figura 5** se puede ver uno de estos espectros para un período y altura de ola determinada.

A partir de los espectros así definidos, y mediante la antitransformada de Fourier, se generó la serie temporal de valores de tensión eléctrica que gobernó la posición del generador de olas.

A fin de abarcar un amplio rango de situaciones hidrodinámicas, se utilizaron períodos de pico del espectro de energía que variaron entre los 4 y los 6 segundos, en valores de prototipo, para las distintas inclinaciones de talud.

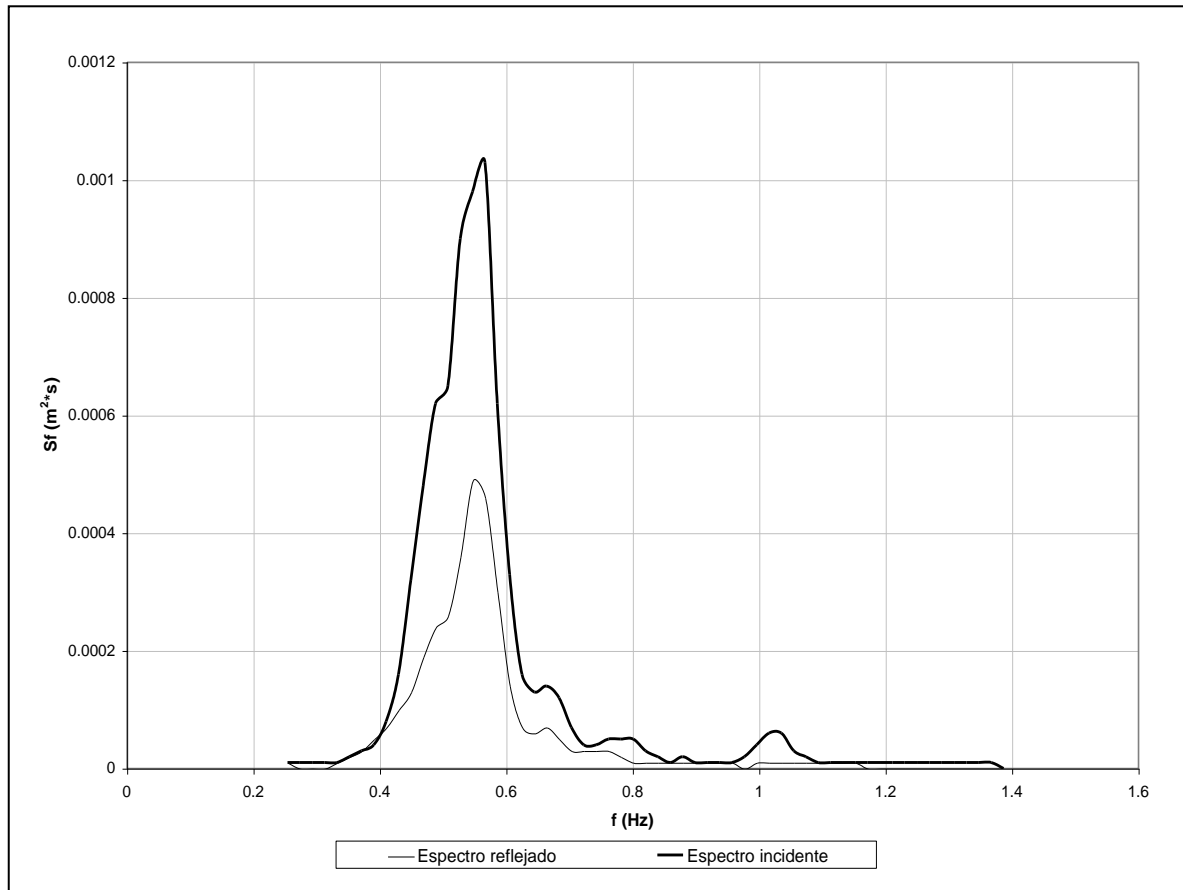


Figura 5: Espectro de energía típico de las olas utilizadas en el modelo ($H_s=0.70$ m, $T_p=6$ seg, valores en prototipo).

Efectos de escala

Cabe hacer mención aquí a los fenómenos que no se representan adecuadamente al seleccionar una ley de similitud que domine el modelo. La ley de similitud escogida lógicamente es la de Froude, que interpreta bien el fenómeno del oleaje y la estabilidad, por lo que todos los aspectos donde –fundamentalmente- la viscosidad juega un papel importante tendrán algún efecto de escala.

En el caso del presente estudio donde la sub-base está formada por un material cohesivo ocurre una situación especial. Excepto la escala del modelo sea grande, esto es 1:2 o 1:3, es muy difícil representar adecuadamente el funcionamiento de ese material ante el flujo de agua provocado por el oleaje. Tanto la erosión como el transporte del suelo que pueda ocurrir, debido al escurrimiento de agua que se presenta entre el revestimiento y la sub-base, no estarán bien representados. Por lo que si este fenómeno tiene incidencia en el mecanismo de falla que interviene en la estabilidad de los bloques, entonces no serán cuantitativamente representativos los resultados que se obtengan con el fin de establecer un umbral de resistencia. En ese caso sólo se podrá dar una validez cualitativa a los resultados que se obtengan en el modelo físico.

Por el contrario, si este fenómeno no se presenta o no interviene en el mecanismo de falla que genera la inestabilidad de las unidades, entonces los resultados podrán aceptarse como cuantitativamente representativos de la resistencia hidráulica de las mismas.

DESARROLLO DE LOS ENSAYOS

Metodología

Como se ha indicado, la finalidad perseguida con los presentes estudios fue analizar la respuesta hidráulica de las estructuras conformadas por unidades vinculadas sobre suelos cohesivos y establecer un límite de estabilidad ante diferentes condiciones hidrodinámicas.

La metodología consistió en solicitar a la protección por medio de escalones de carga crecientes durante un cierto tiempo para cada período de ola definido. Como se indicó previamente, las olas fueron aleatorias, y su caracterización se realizó a través de la altura significativa H_s . En cada escalón de carga se mantuvo constante el valor de H_s . Si en ese lapso se hubiera detectado una situación de inicio de daño, las condiciones hidrodinámicas se mantuvieron constantes hasta completar la duración estipulada para los ensayos y se observó el comportamiento general de la estructura, el desarrollo del daño y su valor final. Si aún no se hubiera producido daño, se aumentó la altura de ola H_s . El ensayo fue caracterizado como “*estable*” cuando no se observó movimiento del revestimiento.

Adicionalmente, se realizaron algunos ensayos en los que se solicitó a la protección directamente con la ola máxima capaz de generarse en el canal a fin de observar el comportamiento de la estructura.

En la **Foto 5** puede observarse uno de los ensayos durante su transcurso.

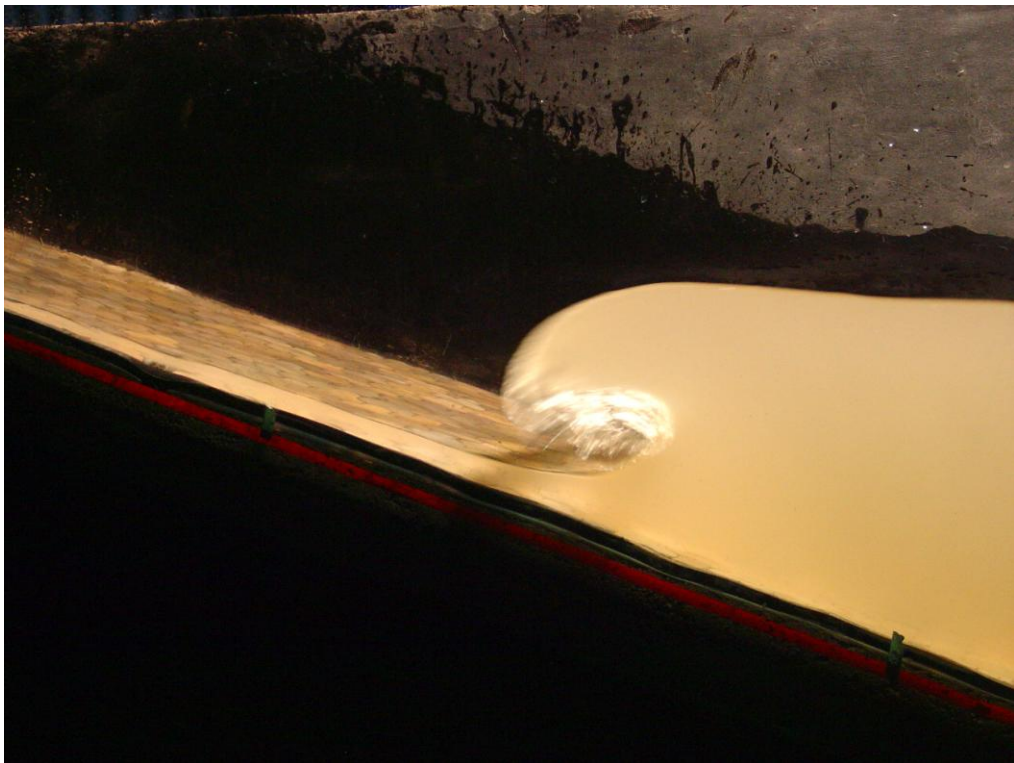


Foto 5: Imagen durante el transcurso del Ensayo 10
($\text{ctg } \alpha=3$, $H_s=0.70$ m, $T_p=3.5$ seg, valores en prototipo).

Con respecto a la duración de los ensayos, a partir de las observaciones realizadas en ensayos de prueba, se decidió utilizar una duración menor a la usada en el estudio de referencia IF1 pues se observó una menor dependencia del resultado con esta variable.

El comportamiento de estos revestimientos con bloques vinculados en la rotura es intempestivo y de rápido desarrollo una vez alcanzado su límite resistente, por lo que no resultó necesario dar una duración sostenida esperando el crecimiento gradual del daño. Esto significa que una vez observado el movimiento del revestimiento, la deformación del conjunto y la desvinculación de los bloques resultaron inevitables, llevando a la destrucción del mismo y conformando de este modo una situación de “*inestabilidad*”.

Caracterizando cada ensayo por un valor de altura de ola, un período de pico del espectro y un valor de estabilidad (estable o inestable), se expresó el resultado en forma gráfica, resultando de ello dos conjuntos de puntos (estables e inestables) en los que la ordenada es el adimensional de estabilidad ($H_s/\Delta D$) y la abscisa el parámetro de rotura (ξ).

A partir de las dos familias de puntos se definió una curva umbral de estabilidad experimental. La curva umbral fue trazada de modo tal que ningún punto experimental *inestable* resultara situado por debajo de la misma, admitiéndose en cambio resultados *estables* ubicados encima de la misma, lo que permitió tener en cuenta la dispersión de los resultados experimentales con un criterio conservativo.

A partir de esa relación funcional y teniendo en cuenta un margen de seguridad debido a las incertezas involucradas en la modelación, se propuso una *curva de diseño*.

Cabe aclarar que, dado el comportamiento del revestimiento (con un rápido progreso del daño una vez superado el límite resistente), y el hecho de utilizar olas aleatorias para los ensayos efectuados, no resultó posible en el modelo discriminar entre situaciones de *inicio de movimiento* de bloques y su *expulsión* y *colapso* del revestimiento. Los valores determinados en el modelo y utilizados para determinar la curva umbral de estabilidad corresponden entonces a una altura de ola significativa H_s que o bien no provoca movimientos del revestimiento (“*estable*”) o bien causa el inicio del movimiento del revestimiento, su deformación y colapso (“*inestable*”).

RESULTADOS

Se realizaron un total de 10 ensayos en las dos inclinaciones de talud revestidos con unidades vinculadas *Betoplan*®, caracterizados por distintos períodos de ola. A lo largo del desarrollo de los mismos se pudo observar el funcionamiento de este tipo de coberturas bajo el esquema de obra utilizado. El mecanismo de falla manifestado consistió en la expulsión de las unidades como consecuencia de la pérdida de vínculo entre unidades yuxtapuestas, a causa de la deformación de la cubierta en conjunto generada por el campo de presiones debido al oleaje.

Inicialmente, ante los primeros escalones de carga, el revestimiento se mantuvo estable, sin movimiento. Superado un determinado umbral de ola la estructura comenzó a moverse suavemente, especialmente durante el descenso de la ola (*run down*), con un ascenso y descenso (un movimiento perpendicular al plano del talud) similar a un flameo. Ese movimiento causó la pérdida de vinculación entre las unidades con la consecuente expulsión en masa de las mismas. En la **Foto 6** puede observarse el estado final del revestimiento para un caso como el descrito.

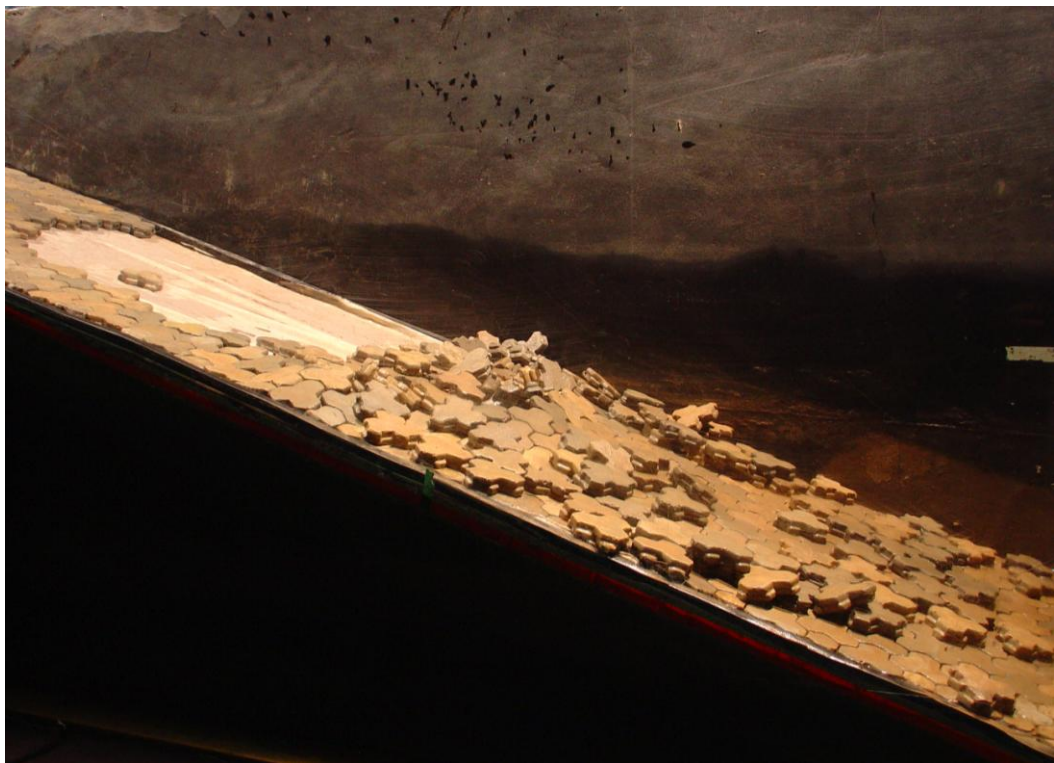


Foto 6: Estado final del revestimiento luego de una falla típica.

Luego de la falla de la protección, el talud no mostró una deformación apreciable, resultó plano en toda su extensión. Sólo se observó algún desprendimiento y desplazamiento del material de la sub-base propio de la rotura de su protección, formando una especie de barra generalmente ubicada debajo de la zona donde se inició el daño, como se muestra en la **Foto 7**.

Habiéndose presentado prácticamente en todos los casos el mecanismo de falla y estado final del talud antes descrito, se puede decir que el fenómeno de erosión y transporte de material no tuvo influencia en el proceso de rotura del revestimiento.



Foto 7: Estado final del talud luego de una falla típica.

Aunque los ensayos realizados mostraron una estabilidad considerablemente mayor a los valores obtenidos por algunos investigadores para estructuras similares, se observó que el pasaje de un estado estable a uno inestable (y colapso) ocurre para una variación pequeña de la altura de ola incidente. La expulsión de una de las piezas que constituyen el recubrimiento condujo a la pérdida de unidades vecinas en un proceso rápido e inevitable.

En consecuencia se consideró que en la práctica el mismo umbral de carga fue el responsable tanto del inicio del movimiento como del colapso del revestimiento. El comportamiento de la estructura fue similar para las dos inclinaciones de talud ensayadas.

El tipo de rompiente de ola, caracterizado por el parámetro de rotura ξ (ver Marco Teórico), también mostró una importante influencia en los resultados. Especialmente en los casos que se presentó la rotura tipo *collapsing*⁵, correspondiente a parámetros de rotura entre 2.5 y 3, se notó una menor estabilidad del revestimiento.

En la **Figura 6** se presentan los resultados de los ensayos, clasificados como *inestables* o *estables*. Se puede observar una zona bien definida, consistente, donde los

⁵ “Rock slopes and gravel beaches under wave attack“, J. W. van der Meer., Delft Hydraulics Publications n° 396, nov. 1988.

tests resultaron estables. En la misma figura se incluyen las curvas indicadas por el Manual CUR (AM, corresponde al caso de una arcilla de calidad moderada y AB, a una de buena calidad) y K. Pilarczyk (ver Marco Teórico) para el presente caso de estudio.

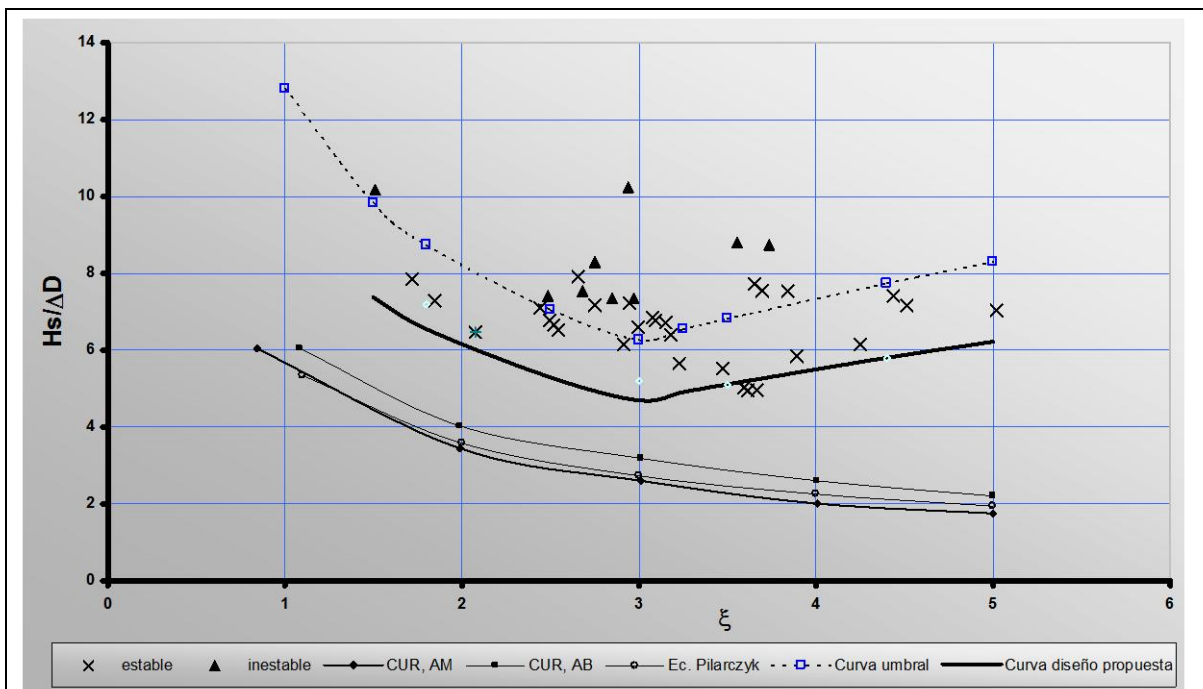


Figura 6: Gráfico de estabilidad de las unidades *Betonplan* sobre suelos cohesivos.

La **Figura 6** muestra que los ensayos realizados indican una estabilidad considerablemente mayor a los valores arrojados por las referencias antes citadas.

Debe recordarse que las curvas CUR AM y CUR AB indicadas en la **Figura 6** son límites inferiores de estabilidad y que en la región por encima de las mismas la estabilidad depende de factores no incorporados en el método de cálculo que dio origen a esas curvas, razón por la cual esa región ha sido caracterizada como de “*estabilidad dudosa*” y no como inestable.

Por otro lado el margen de seguridad que guardan esas expresiones y curvas es desconocido (aunque presumiblemente alto) no sólo por ser envolventes inferiores de los resultados estables de sus correspondientes experiencias que abarcan una amplia gama de tipos de bloques, sino también porque están destinadas a dimensionar revestimientos suficientemente seguros como para que no se produzca la formación de canalículos a lo largo de su vida útil.

En otros estudios⁶ relativos a bloques sueltos apoyados sobre filtro granular, se incluyen resultados que muestran este alto grado de seguridad dado por la misma expresión de Pilarczyk para el correspondiente caso.

En el gráfico se puede apreciar una evidente zona de estabilidad del revestimiento formado por unidades *Betonplan*®. También se nota una zona donde los ensayos resultan claramente inestables.

Al momento de proponer un límite que defina ambas zonas, es decir una *curva umbral de estabilidad experimental*, podría pensarse en el uso de la expresión (1), utilizando otro coeficiente F y la misma tendencia. Esa curva ha sido incluida en la **Figura 6** como *curva umbral Pilarczyk*, y puede decirse que tiene una buena correspondencia con los resultados obtenidos para parámetros de rotura menores a 3.

Sin embargo, puede verse que para parámetros mayores que ese valor, dicha curva atraviesa la consistente zona de resultados estables surgida de los ensayos y no sigue la tendencia dada por los valores inestables. En la Referencia 3, correspondiente al último autor mencionado, se muestran resultados de ensayos en modelos físicos y curvas de inestabilidad (las que limitan los resultados inestables) que, si bien corresponden a otros esquemas de obra, muestran una creciente estabilidad para los mayores parámetros de rotura en vez de permanecer constantes. Algunas curvas de ese tipo pueden observarse en las **Figuras 2, 3 y 4** del IF1. Además, ha sido reconocido ya en la amplia literatura disponible que el tipo de rotura *collapsing* genera una disminución de la estabilidad frente a los otros tipos de rotura, como las tipo *plunging* y *surging*, correspondientes a menores y mayores parámetros de rotura, respectivamente.

Por las razones expuestas, y a los efectos de una mejor interpretación de los resultados obtenidos, se proponen dos expresiones para la *curva umbral de estabilidad experimental*, una para la rama descendente (para $\xi < 3$) y otra para la ascendente (para $\xi \geq 3$), aunque manteniendo para ambas la forma general:

$$\frac{Hs}{\Delta D} = \frac{F}{\xi^c} \quad (6)$$

Cada rama ascendente o descendente se caracteriza mediante un par de constantes F y c. En $\xi=3$ ambas ecuaciones coinciden lo que permite determinar una de las constantes si se han fijado las otras tres.

Al proponer una *curva de diseño* para ser utilizada en el dimensionado de los bloques, se debe considerar un margen de seguridad de manera de tener en cuenta los siguientes factores:

- a) los posibles apartamientos del modelo respecto de la realidad (efectos de escala)
- b) los errores experimentales. entre otros, cabe mencionar que durante el desarrollo de la experiencia se observó alguna dependencia de los resultados con el modo de colocación de las unidades, influyendo en la estabilidad la mayor o menor separación resultante de las piezas al conformar la cubierta. También se notó una posible

⁶ “Influence of ageing and wide wave spectra on stability of placed block revetments”, M. K. Breteler, K. Pilarczyk, R. Hart, Delf Hydraulics, The Netherlands, Conference Coastal Engineering 2000.

influencia del ancho del canal en la deformación del revestimiento como entidad, pudiendo haber limitado parte de esa deformación e inducido una mayor resistencia.

c) el número de ensayos efectuados (y sobre los cuales se fundamenta la curva de diseño) es también un factor a considerar para la determinación del coeficiente de seguridad.

d) el rápido desarrollo de los procesos de falla observados en el modelo una vez superado el límite de resistencia de la cubierta

Por todas estas razones se considera adecuado adoptar un margen de seguridad del 25 % respecto de la *curva umbral de estabilidad experimental*. Este valor, aunque arbitrario, pretende incorporar el conjunto de incertezas arriba descritas. Así definida, esta curva resulta prácticamente la envolvente inferior de todos los resultados caracterizados como *estables*.

Considerando ese porcentaje respecto de dicha curva umbral, resultan las siguientes expresiones para la *curva de diseño propuesta*:

$$\frac{Hs}{\Delta D} = \frac{9.6}{\xi^{0.65}} \quad \text{para el rango } 1.5 < \xi < 3 \quad (7)$$

$$\frac{Hs}{\Delta D} = \frac{2.6}{\xi^{-0.55}} \quad \text{para el rango } 3 < \xi < 5 \quad (8)$$

Vale destacar que la curva de diseño propuesta cumple con la condición $Hs/\Delta D < 8$ sugerida por Pilarczyk.

En la **Tabla 1** se muestran algunos ejemplos de aplicación resultantes de la expresión propuesta. En este caso ha sido utilizada para verificar la resistencia de un revestimiento con $\Delta = 1.25$, $D = 0.085$ m. En las últimas columnas se presenta también una comparación con los valores arrojados por la expresión (1) de Pilarczyk, en la que se adoptó $F = F^* \cos \alpha$, con $F^* = 6$.

$$D_n = 0.085 \text{ m}$$

$$\Delta = 1.25$$

cot α	T(s)	H _{cr} (m)		Relacion
		BetonPLan	Pilarczyk	
2	4	0.55	0.17	3.2
2	6	0.66	0.12	5.5
3	4	0.63	0.28	2.3
3	6	0.55	0.19	2.9
4	4	0.83	0.39	2.1
4	6	0.56	0.26	2.2

Tabla 1: Ejemplos de aplicación y comparación con los valores dados por la expresión de Pilarczyk

Se puede observar que hay diferencias sustanciales entre la expresión propuesta a partir de los actuales resultados experimentales y la del referido autor. Esas diferencias no deben ser consideradas como discrepancias sino que obedecen a un conjunto de razones entre las que se destacan las hipótesis sobre las que se han determinado las curvas empíricas, y la generalidad de las mismas, sumado al alto grado de seguridad que lleva implícita la expresión de Pilarczyk, todas cuestiones ya comentadas.

El valor de altura de ola propuesto para el diseño posee un margen de seguridad total de 25 % respecto de la ola que generó la expulsión de las unidades en masa ($H_{s_{daño}}$) durante los ensayos, si se mantienen constantes el resto de las condiciones geométricas e hidrodinámicas.

Cabe aclarar que las expresiones (7) y (8) propuestas son válidas para ser aplicadas en prototipo cuando el talud ha sido conformado en forma similar al utilizado en el modelo. En obra debería realizarse el terraplén siguiendo la norma que rige la compactación de este tipo de suelos (Anexo 1) y establece una densidad de obra del 97 % respecto de la de Proctor.

De acuerdo a lo expuesto en el Marco Teórico, la resistencia hidráulica de los revestimientos colocados sobre suelo cohesivo puede variar a lo largo de su vida útil, debido a la aparición de canalículos sobre la superficie de la sub-base. Esto condiciona la decisión del proyectista al momento de realizar el dimensionado de estos bloques y la elección de un coeficiente de seguridad.

No es posible determinar mediante modelación física esa disminución de resistencia, por la inadecuada representación de los fenómenos de erosión y transporte de materiales

cohesivos a pequeñas escalas. Tampoco es posible realizarlo desde el punto de vista analítico, debido a la falta de modelos teóricos que interpreten adecuadamente el fenómeno de la estabilidad para el esquema de obra planteado.

Por otra parte, debe recordarse que el esquema de obra interviene en la magnitud del riesgo de falla de toda la estructura, pues como se observó en el Marco Teórico, los suelos cohesivos tienen una resistencia aceptable ante el oleaje que se almacena como una resistencia adicional en caso de falla de la protección. Por tanto, el criterio de dimensionado del bloque no será el mismo si se tiene sólo un manto de material cohesivo sobre un terraplén arenoso o la protección es apoyada sobre un terraplén completamente cohesivo.

Por último, cabe mencionar que en un par de los casos ensayados se produjo la deformación del talud sin la expulsión de las unidades, alcanzando igualmente un estado de falla (de acuerdo a los criterios utilizados en el IF1 para similares casos). La deformación fue similar a la de un perfil de falla tipo “S”. Este resultado no es propio de los suelos cohesivos, sino más bien se corresponde con el comportamiento de un material granular. El material utilizado en el modelo, como se describiera oportunamente, no fue completamente cohesivo ni uniforme, sino que poseía algunas partículas aglutinadas que condujeron a esta situación. Previo al comienzo de la deformación, la estructura tuvo movimientos ascendentes y descendentes, que permitieron un mayor flujo de agua entre la cubierta y el talud y una mayor capacidad de erosión y transporte. Además, el ascenso del revestimiento como entidad quitó el peso que colaboraba con la estabilidad del material de la sub-base y ello favoreció al proceso. En las **Fotos 8 y 9** se puede observar el estado final de la cubierta y del talud de uno de estos ensayos, respectivamente.

Respecto a estas deformaciones, cabe destacar la flexibilidad que tuvo el revestimiento para soportar las importantes deformaciones que se produjeron sin el desprendimiento de las unidades. Aunque se debe aclarar que si hubiera continuado el respectivo ensayo, las piezas hubieran sido expulsadas debido a la pérdida de vinculación que ocasionó la deformación.

Como información adicional, considerada interesante al momento de caracterizar el comportamiento de revestimientos conformados por unidades *Betonplan®*, se relevaron los perfiles de deformación al final de dos ensayos. En un caso se produjo la expulsión de una unidad y se finalizó el ensayo con la casual situación de no salirse el resto de las unidades vecinas. El relevamiento de esa irregularidad proporciona una idea acerca de la deformación necesaria que debe presentarse en la cubierta para que ocurra la pérdida de vinculación de las unidades. En la **Figura 7** se muestra el perfil resultante y en la **Foto 10** se aprecia esta situación, ambos correspondientes al Ensayo 3.



Foto 8: Estado final del revestimiento en uno de los casos que ocurrió la deformación excesiva del talud.



Foto 9: Estado final del talud en uno de los casos que ocurrió la deformación excesiva del talud.

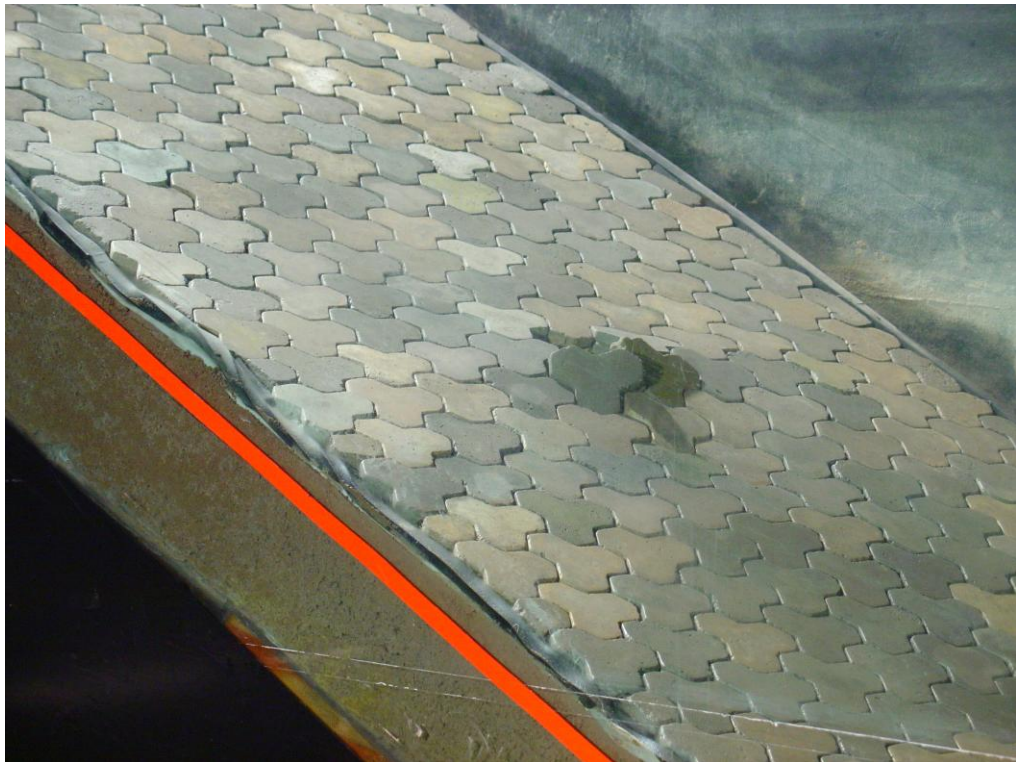


Foto 10: Estado final del revestimiento finalizado el Ensayo 3.

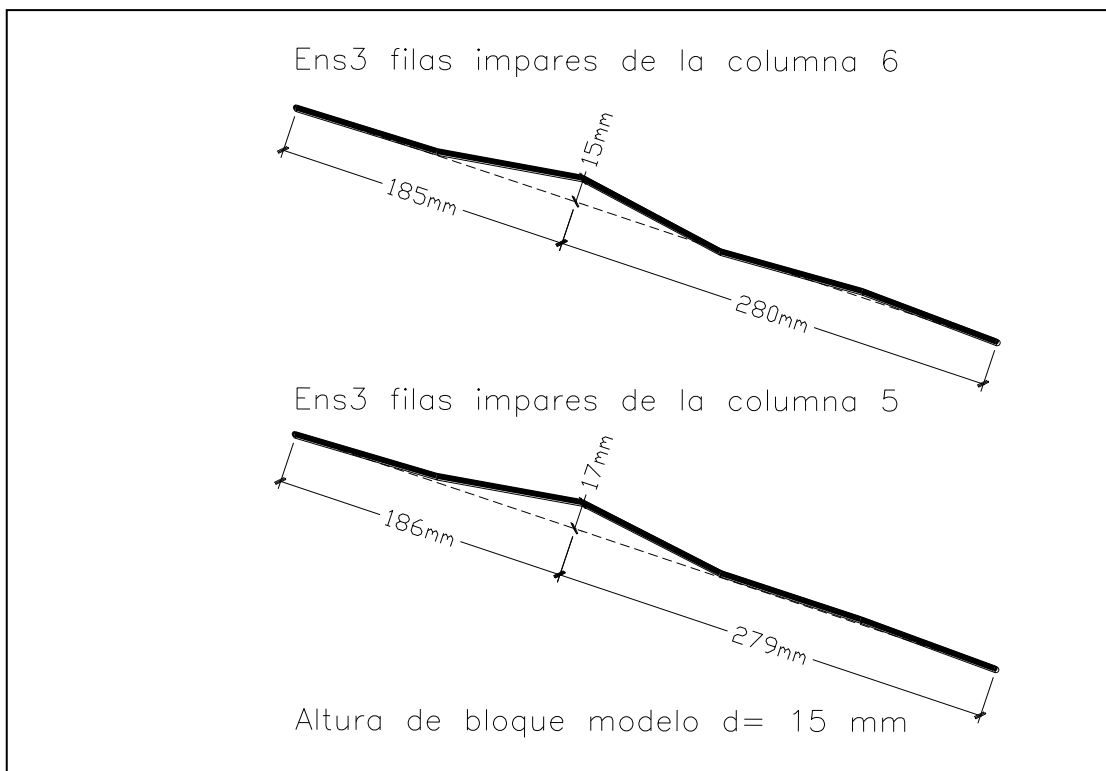


Figura 7: Relevamiento de la deformación de la cubierta del Ensayo 3.

El otro caso corresponde al Ensayo 7, en el que se produjo una importante deformación del talud sin la expulsión de las unidades en el transcurso del test. En la **Figura 8** se muestra el correspondiente relevamiento. Cabe notar en la **Foto 8**, correspondiente a este ensayo, la notable flexibilidad del revestimiento para soportar tal deformación, indicando que estas estructuras si bien son más cercanas a ser clasificadas como rígidas poseen igualmente un interesante grado de flexibilidad para adecuarse a irregularidades de la sub-base.

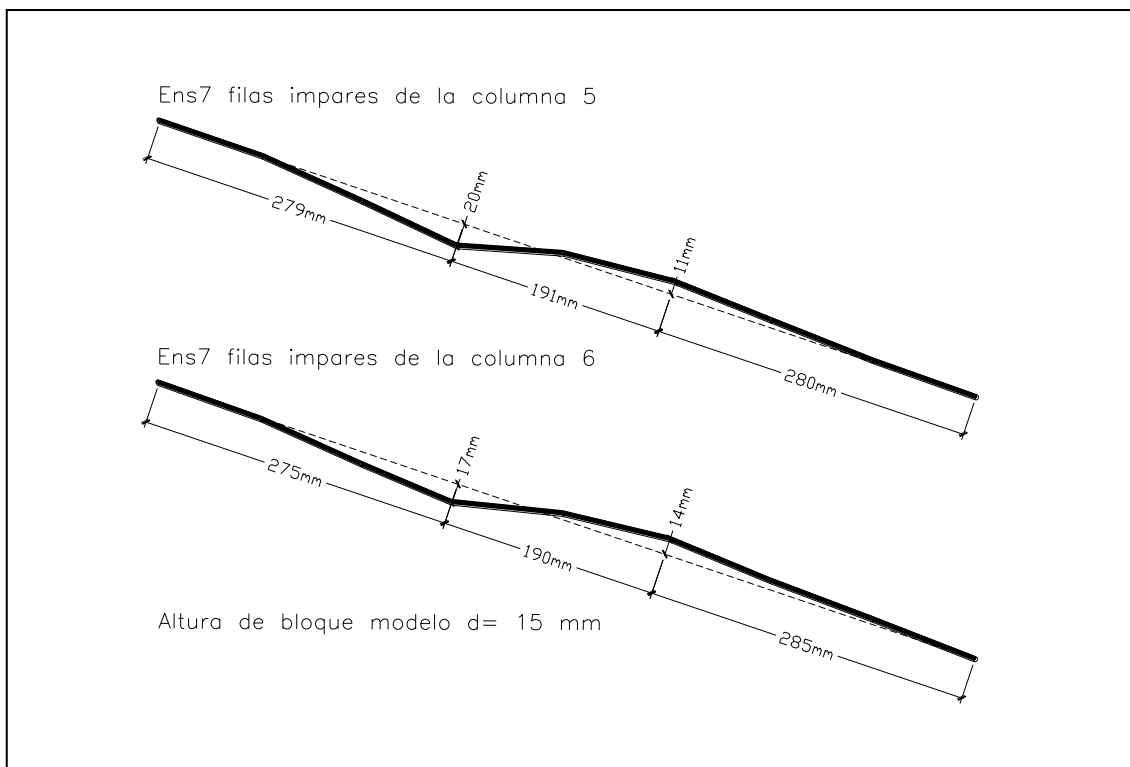


Figura 8: Relevamientos del perfil resultante del Ensayo 7.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El mecanismo de falla observado fue el de la expulsión de bloques por la reducción de su capacidad de vinculación con bloques vecinos, lo que en los casos de *Betonplan*® estudiados está provista por la geometría de las unidades. En ningún caso se observó deslizamiento del revestimiento.
2. La expulsión de un bloque es consecuencia de la oscilación y deformación de toda la cubierta por la acción de las olas, lo que reduce y eventualmente elimina por completo la capacidad de vinculación entre piezas yuxtapuestas. Ante esa situación se produce el desprendimiento en masa del resto de los bloques.
3. Los ensayos realizados mostraron una resistencia considerablemente mayor a los valores determinados por otros investigadores en estructuras similares. Superado el límite de estabilidad el revestimiento pasó rápidamente de una situación de estabilidad (no movimiento) a la inestabilidad (movimiento oscilatorio) y colapso (desvinculación y expulsión de unidades).
4. Se propuso una expresión de diseño que se ubica en la zona de resultados estables en forma consistente. El valor máximo del parámetro adimensional de estabilidad $H_s/\Delta D$ que aquí se propone para *Betonplan*® no supera el valor máximo de 8 sugerido por otros investigadores para revestimientos vinculados.
5. La expresión propuesta resulta válida de aplicar en los casos donde la sub-base tiene similares condiciones a la ensayada. Debe asegurarse el cumplimiento de la norma que establece una densidad de obra del 97 % de la densidad Proctor.
6. Las experiencias de modelación física de este tipo de revestimientos constituyen una herramienta insustituible en la comprensión de su funcionamiento y permiten optimizar su dimensionado y la relación costo-altura de bloque.
7. Se propone densificar la cantidad de ensayos, para mejorar la definición de las curvas umbral y diseño y realizar ensayos con olas regulares para una mejor identificación de los umbrales de movimiento y colapso, mejorando así la determinación de los coeficientes de seguridad a adoptar para un diseño seguro a la vez que económico.

ANEXO I

ANEXO I

Cuando taludes conformados por materiales cohesivos están sometidos a la acción del oleaje, deben respetarse ciertos modos de colocación y valores de las propiedades del material que aseguren cumplir adecuadamente su función. El siguiente listado de propiedades y valores corresponde a las normas utilizadas en los Países Bajos, y ha sido extraído de la Referencia 1: Plan en monitoring preevakken met kleialsludbekleding – Projectbureau Zeeweringen, Goes, Zeeland, The Netherlands, 1999. (Fuente: Conexión vial Rosario – Victoria. Determinación de la longitud de protección en los estribos y protección de los terraplenes, Informe LHA-200-01-01, INA, agosto 2001).

Modo de colocación

De acuerdo al espesor requerido de arcilla en función de las cargas actuantes (oleaje), la capa se divide en dos estratos: el interno y el externo.

El estrato interno debe ser de mayor calidad porque corresponde al estrato resistente, y el externo de mediana calidad, pues estará sometido a las condiciones atmosféricas que afectarán su estructura.

Las capas internas se deben colocar en espesores máximos de 0.40 m y ser compactadas con topadora, al menos con 4 pasadas de ida y vuelta (en total 8 pasadas).

Luego de la compactación, la densidad seca debe ser como mínimo igual al 97 % de la densidad Proctor.

La capa externa debe ser compactada mediante topadora, con 2 pasadas de ida y vuelta (en total 4 pasadas). La capa externa no debe ser mayor a 0.50 m de espesor y debe ser colocada en capas de 0.25 m de espesor como máximo.

Requerimientos que debe poseer una capa de arcilla para ser considerada apta para resistir la acción del oleaje.

A continuación se indican los requerimientos de calidad que deben cumplir los estratos mencionados en el punto anterior, para considerarse resistentes a la acción del oleaje.

Estrato inferior (resistencia a la erosión: buena)

- | | |
|---|-------------------------|
| 1. Límite líquido (WL) | $\geq 45 \%$ |
| 2. Índice de plasticidad | $> 0.73 * (WL - 20) \%$ |
| 3. Contenido de arena ($d > 63 \mu$) | $< 40 \%$ |
| 4. Contenido de materia orgánica | $\leq 5 \%$ |
| 5. Contenido de NaCl | $\leq 4 \text{ g/l}$ |
| 6. Índice de consistencia durante la colocación (I_c) | ≥ 0.75 |
| 7. Contenido de agua máximo ($W_{\text{máx}}$) | $(WL - 0.75 I_p) \%$ |
| 8. Contenido de agua mínimo ($W_{\text{mín}}$) | prueba de Proctor (%) |
| 9. Hcl – pérdida de masa | $\leq 25 \%$ |

Estrato superior (resistencia a la erosión: regular)

1. Límite líquido (WL) < 45 %
2. Índice de plasticidad > 18 %
3. Contenido de arena ($d > 63 \mu$) < 40 %
4. Contenido de materia orgánica ≤ 5 %
5. Contenido de Nacl ≤ 4 g/l
6. Índice de consistencia durante la colocación (I_c) ≥ 0.75
7. Contenido de agua máximo ($W_{\text{máx}}$) (WL - 0.75 I_p) %
8. Contenido de agua mínimo ($W_{\text{mín}}$) prueba de Proctor (%)
9. Hcl – pérdida de masa ≤ 25 %