

## DIMENSIONADO DE ESPIGÓN INTERIOR EN PUERTO RAWSON

### MEMORIA DE CÁLCULO

INFORME DE AVANCE  
OCTUBRE DE 2021



Sistemas de gestión  
certificados por IRAM

IRAM - ISO 9001:2015  
IRAM - ISO 14001:2015  
OHSAS 18001:2007

ING. MAURO CAMPOS  
APODERADO  
SERMAN & ASOCIADOS S.A.

**MEMORIA DE CALCULO**

INDICE

<b>1</b>	<b>OBJETO</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>BASES DE DISEÑO</b>	<b>4</b>
2.1	<b>NORMAS Y RECOMENDACIONES.</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>MATERIALES</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>OLEAJE DE DISEÑO DEL ESPIGÓN</b>	<b>4</b>
<b>5</b>	<b>DISEÑO ESTRUCTURAL</b>	<b>8</b>
5.1	<b>NIVEL DE CORONAMIENTO</b>	<b>8</b>
5.2	<b>CALCULO DEL MANTO EXTERIOR O DE CORAZA</b>	<b>10</b>
5.3	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>19</b>
<b>6</b>	<b>ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA ESCOLLERA</b>	<b>20</b>
6.1	<b>ANÁLISIS DE INFORMACIÓN ANTECEDENTE</b>	<b>22</b>
6.2	<b>PARÁMETROS ADOPTADAS</b>	<b>25</b>
6.3	<b>ANÁLISIS REALIZADOS</b>	<b>25</b>
6.4	<b>COMENTARIOS FINALES</b>	<b>30</b>

---

**MEMORIA DE CALCULO**

## MEMORIA DE CALCULO

### 1 OBJETO

Durante el estudio de la agitación interna para la operación de los muelles Juan Granada y Ricardo del Valle, con operación de buques pesqueros y buques portacontenedores, se detectaron valores de agitación no compatibles con la actividad portuaria mencionada, según se determina en el informe Estudio Náutico Muelles Corporación Puerto Rawson Informe Final (Octubre de 2019). Es por ello, por lo que se plantea la ejecución de un espigón de 70m de longitud, ubicado a unos 230 m aguas arriba del inicio de la nueva escollera de contención Sur.

### 2 BASES DE DISEÑO

#### 2.1 NORMAS Y RECOMENDACIONES.

Las normas y recomendaciones utilizadas para el desarrollo de esta memoria de cálculos son:

- Rock Manual

### 3 MATERIALES

Se utilizarán los siguientes materiales para la construcción de la estructura:

- ✓ Hormigón H-35
- ✓ Tipo de Cemento: ARS (Alta resistencia a sulfatos)
- ✓ Relación Agua – Cemento: a/c = 0.45

### 4 OLEAJE DE DISEÑO DEL ESPIGÓN

El oleaje de diseño incidente sobre el espigón depende del oleaje presente en la boca del puerto, y de los procesos de difracción, refracción, reflexión y bajío que las olas sufren en el trayecto interior hasta impactar con el espigón.

Las alturas de ola en la boca portuaria se obtuvieron del Estudio “Remodelación del puerto de Rawson. 1ª Etapa. Estudio mediante modelación matemática de propagación de olas. Informe Final” Informe LHA 194-01-00 (Octubre, 2000).

A los efectos de proveer de la información de base para la modelación física tridimensional (realizada en el DANISH HYDRAULIC INSTITUTE) en el informe se presenta la tabla 4.11, en la que se indica la altura de ola calculada para una posición frente a los extremos de las escolleras y entrada al puerto, ubicada en la isobata – 6 m, correspondiente a la ubicación de los generadores de ola en el modelo físico. Los valores de altura de ola en aguas profundas  $H_0$  son los determinados en un estudio efectuado por OCEANOR.

MEMORIA DE CALCULO

Tabla 4-1 Condiciones de borde para el modelo físico tridimensional

ESENARIO	DESCRIPCION			VALORES DE H EN ISOBATA -6 m												
				DIR	Recurrencia (años)											
					1		5		10		25		50		100	
					Ho	H	Ho	H	Ho	H	Ho	H	Ho	H	Ho	H
1	SE	16	3.9	146	4.05	3.07	5.00	3.79	5.80	4.39	6.25	4.73	6.60	5.00	6.85	5.19
2	ENE	10	3.9	175	3.60	3.05	4.30	3.64	4.80	4.06	5.10	4.32	5.20	4.40	5.60	4.74
3	SE	16	1	152	4.05	2.33	5.00	2.88	5.80	3.34	6.25	3.60	6.60	3.80	6.85	3.94
4	ENE	10	1	169	3.60	2.08	4.30	2.48	4.80	2.77	5.10	2.94	5.20	3.00	5.60	3.23
5	SE	16	-1	160	4.05	1.84	5.00	2.27	5.80	2.64	6.25	2.84	6.60	3.00	6.85	3.11
6	ENE	10	-1	162	3.60	1.94	4.30	2.32	4.80	2.58	5.10	2.75	5.20	2.80	5.60	3.02
7	NE	7	1	180	3.23	1.35	3.90	1.63	4.30	1.79	4.60	1.92	4.80	2.00	5.15	2.15
8	NE	7	-1	175	3.23	0.54	3.90	0.65	4.30	0.72	4.60	0.77	4.80	0.80	5.15	0.86
9	NE	7	3.9	192	3.23	3.36	3.90	4.06	4.30	4.48	4.60	4.79	4.80	5.00	5.15	5.36

Tal como se efectuó para el diseño de los rompeolas del puerto, se considera la altura de ola para 50 años de recurrencia.

En ese estudio se ensayaron diferentes direcciones y períodos, cuyos resultados fueron provistos al DHI, el cual realizó una modelización matemática y una modelación física de las obras.

Para el presente proyecto se modelaron las condiciones de transformación de las olas hasta el espigón, a fin de obtener las alturas incidentes sobre éste, utilizando las condiciones de contorno en el exterior del puerto que surgen de los antecedentes, y la batimetría de proyecto, incluyendo el canal de acceso y área de maniobra para buques portacontenedores.

La condición de nivel de pleamar utilizada para los estudios previos de agitación portuaria fue el valor medio igual a 2,9 m MOP (Estudio Náutico Muelles Corporación Puerto Rawson. Informe Final. Octubre de 2019). Se sumó un metro a esta profundidad para llevarla a la pleamar de diseño de los rompeolas existentes, igual a 3,9 m MOP, quedando así configurado el modelo matemático para la condición extrema.

Se anuló la reflexión de las olas en el espigón, a los efectos de determinar la altura incidente pura, y se adoptó un coeficiente de reflexión igual a 0,2 para el rompeolas antiguo siguiendo lo realizado y ajustado por el DHI.

Se calculó el coeficiente de transformación entre la altura de ola en la boca y frente al espigón, ilustrándose los resultados en las siguientes figuras.

MEMORIA DE CALCULO

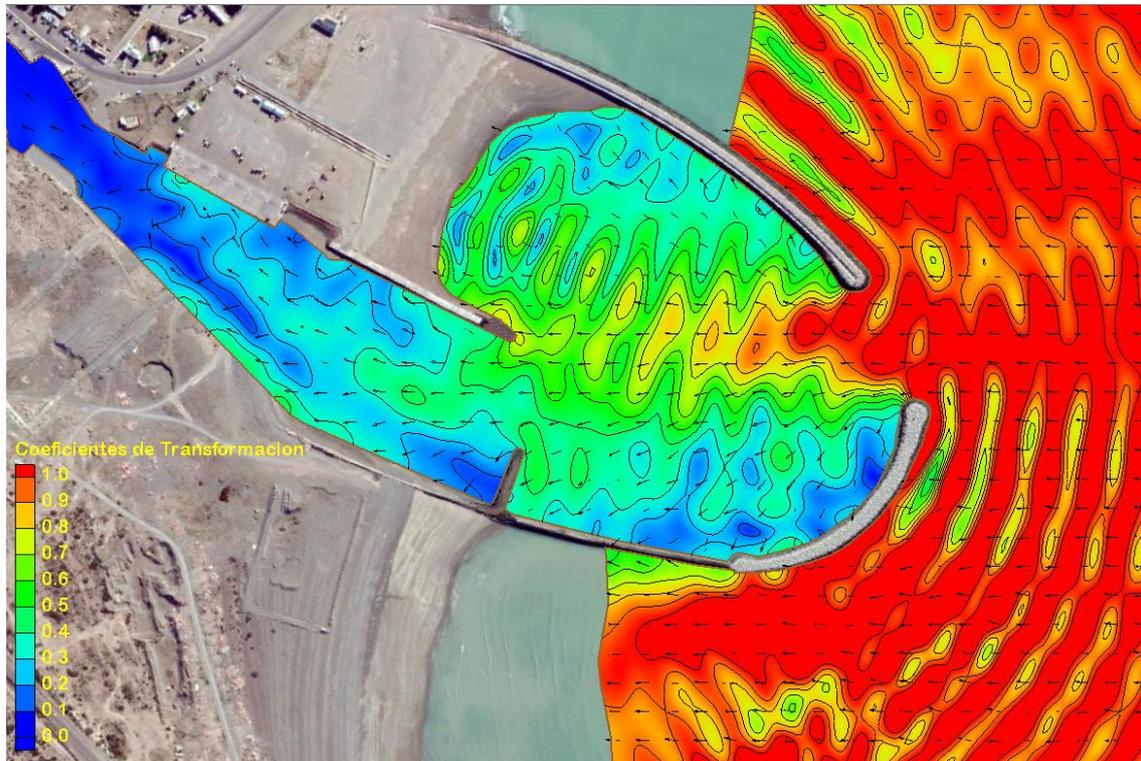


Figura 4-1 Coeficientes de transformación para olas del ENE – Dirección en la boca 95° – Tp 10 segundos

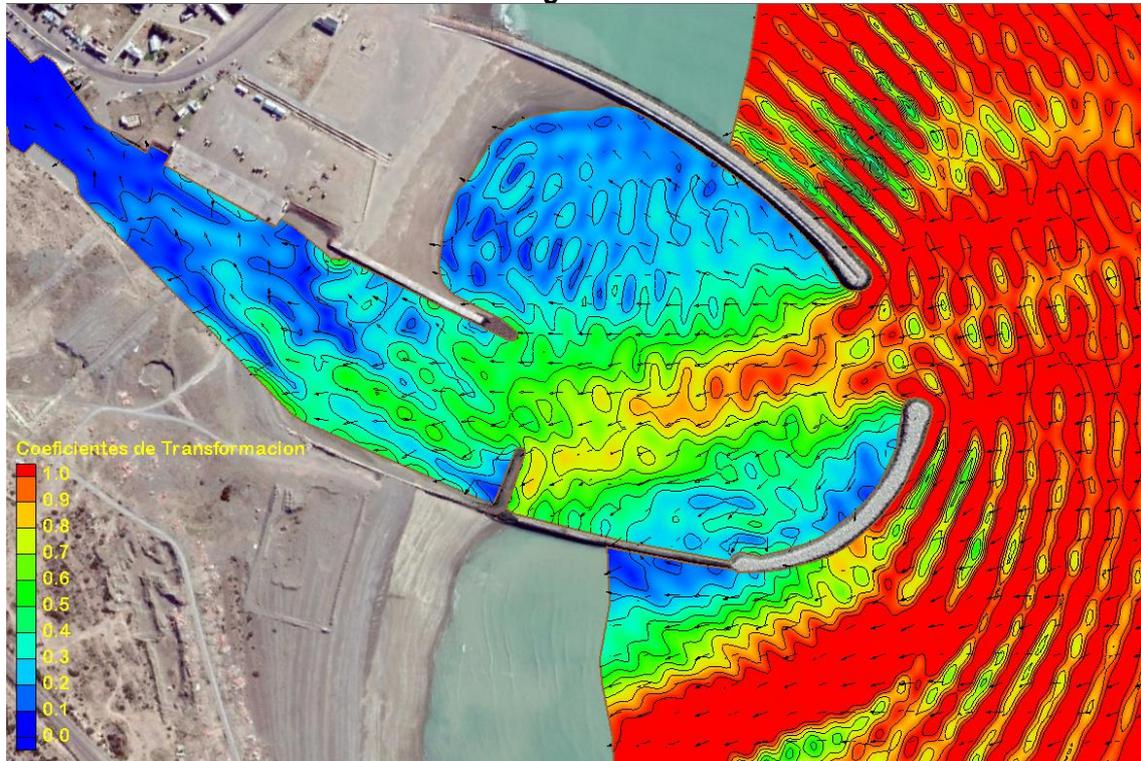


Figura 4-2 Coeficientes de transformación para olas del NE – Dirección en la boca 75° – Tp 7 segundos

MEMORIA DE CALCULO

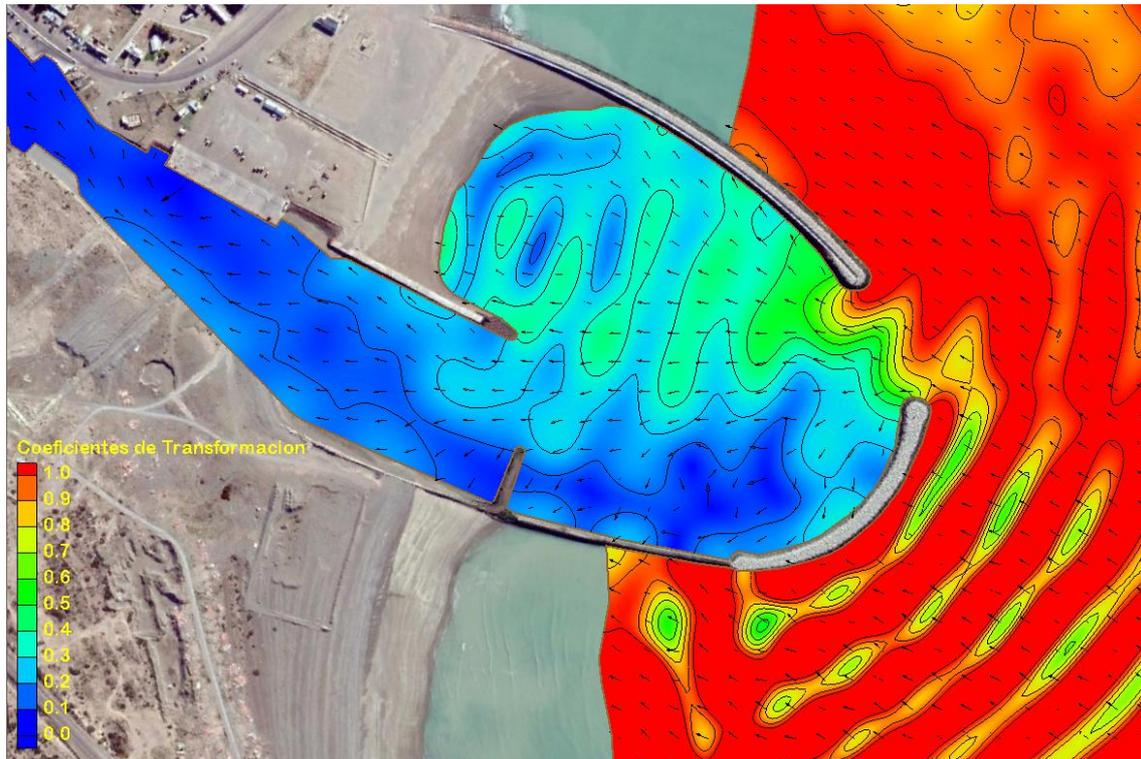


Figura 4-3 Coeficientes de transformación para olas del SE – Dirección en la boca 124° – Tp 16 segundos

Los coeficientes obtenidos y las alturas de ola correspondientes para una recurrencia de 50 años, son los siguientes:

ENE - Dir Boca 95° N ≈ Este - Tp = 10 segundos:  $0,4 * 4,4 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$

NE - Dir Boca 75° N ≈ ENE - Tp = 7 segundos:  $0,6 * 4,8 \text{ m} = 2,9 \text{ m}$

SE - Dir Boca 124° N ≈ ESE/SE - Tp= 16 segundos:  $0,2 * 5,0 \text{ m} = 1,0 \text{ m}$

En consecuencia, las condiciones de olaje de diseño del espigón son las siguientes, condicionadas por las olas de viento provenientes del NE, ante las cuales tiene poco abrigo por las escolleras exteriores:

Hs = 2,9 m

Tp = 7 segundos

## MEMORIA DE CALCULO

### 5 DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el diseño estructural, se consideran los parámetros calculados en el capítulo 4, donde se tiene que para oleaje proveniente de NE se presentan las peores condiciones de agitación dentro del recinto portuario.

De esta manera surgen los siguientes parámetros considerando una recurrencia de 50 años:

- ✓ Nivel de Pleamar: +3.90m MOP
- ✓ Altura de Ola significativa:  $H_s = 2.90m$
- ✓ Periodo pico:  $T_p = 7s$

#### 5.1 NIVEL DE CORONAMIENTO

Para la definición del nivel de coronamiento se calculan los caudales de sobrepaso para distintos escenarios. Se plantean los casos considerando la pleamar de la tormenta de diseño con su altura de ola correspondiente para distintos taludes que surgen del tipo de elemento de coraza a emplear. También se calculan los caudales para condiciones de pleamar media para simular el comportamiento en condiciones normales de operación.

Para el cálculo mencionado se utiliza el método de Owen (1980), utilizando las siguientes expresiones:

$$R^* = R_c / (T_m \sqrt{gH_s})$$

$$Q^* = a \exp(-b R^* / \gamma_f)$$

$$Q^* = q / (T_m g H_s)$$

Con

$R_c$ : Revancha sobre el nivel de agua

$T_m$ : Periodo medio

$H_s$ : Altura de ola significativa

$a$  y  $b$ : Parámetros en función de la pendiente del talud (Tabla 1)

$\gamma_f$ : Factor que tiene en cuenta la rugosidad del talud (Tabla 2).

MEMORIA DE CALCULO

Tabla 5-1 Parámetros a y b en función del talud.

Talud	a	b
1.5	0.00884	19.9
2	0.00939	21.6
2.5	0.0103	24.5
3	0.0109	28.7
3.5	0.0112	34.1
4	0.0116	41
4.5	0.012	47.7
5	0.0131	55.6

Tabla 5-2: Coeficiente de rugosidad.

Tipo de superficie de proteccion	Coeficiente de rugosidad, $\gamma_f$
Liso, impermeable	1
Bloques de piedra, con mortero	0.95
Bloques de concreto	0.9
Bloques de piedra, granitico	0.85-0.9
Vegetal	0.85-0.9
Concreto rugoso	0.85
Una capa de roca sobre base impermeable	0.8
Rocas con mortero	0.75-0.8
Dos o mas capas de coraza de roca	0.5-0.6
Asfalto con roca	0.8

Tabla 5-3: Caudal de Sobrepaso.

Escenario	Nivel Pleamar (MOP)	H <sub>s</sub> [m]	T <sub>m</sub> [s]	Rc [m] Borde Libre	Cota Coronamiento (MOP) [m]	R* [-]	Pendiente Talud (atang <sup>α</sup> )	A	B	Coeficiente de rugosidad, r	Caudal de sobrepaso adimensional Q*	Caudal de sobrepaso [m <sup>3</sup> /m/s]
1	3.9	2.9	6	2.1	6	0.0656	1.5	0.0088	19.9	0.6	0.00100	0.17
2	3.9	2.9	6	2.1	6	0.0656	2	0.0094	21.6	0.6	0.00088	0.15
4	2.9	2.7	6	3.1	6	0.1000	1.5	0.0088	19.9	0.6	0.00032	0.05
5	2.9	2.7	6	3.1	6	0.1000	2	0.0094	21.6	0.6	0.00026	0.04

Finalmente se tiene que la cota de coronamiento en +6.00(MOP), presenta valores razonables ya que para el caso donde se estudia es un sitio para operación de pesqueros en su mayor medida y buques portacontenedores en una etapa futura, con dos buques como frecuencia mensual.

**MEMORIA DE CALCULO**

**5.2 CALCULO DEL MANTO EXTERIOR O DE CORAZA**

Para el manto de coraza se analizan diferentes alternativas ya sea considerando material tipo escollera como así también elementos premoldeados. También se estudian diferentes alternativas en cuanto al núcleo del espigón.

**5.2.1 Alternativa 1: Coraza tipo enrocado, núcleo permeable**

Para dimensionar el enrocado de coraza de la protección se aplicará la fórmula de Van der Meer correspondiente a los tramos rectos de la protección (similar al tronco de una escollera).

La fórmula tiene la siguiente expresión:

Para olas tipo “Plunging” ( $\xi_{s-1,0} < \xi_{cr}$ ):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left( \frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_{s-1,0})^{-0.5}$$

Para olas tipo “Surging” ( $\xi_{s-1,0} \geq \xi_{cr}$ ):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left( \frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^P$$

Con:

$$\xi_{cr} = \left[ \frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{\frac{1}{P+0.5}}$$

Donde:

$N$ : Número de olas incidentes, dependiente de la duración de la tormenta.

$H_s$ : Altura de ola significativa,  $H_{1/3}$ , excedida por el tercio de las olas incidentes al pie

$H_{2\%}$ : Altura de ola excedida por el 2% de las olas incidentes al pie

$\xi_{s-1,0}$ : Número de Iribarren utilizando el período medio de energía de ola  $\xi_{s-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot H_s / (g \cdot T_{m-1.0}^2)}}$

$P$ : Permeabilidad de la estructura.

$S_d$ : Nivel de daño aceptable

$\Delta$ : Densidad relativa de flotación

$\alpha$ : Pendiente del talud

$c_{pl}$ : 8.4

$c_s$ : 1.3

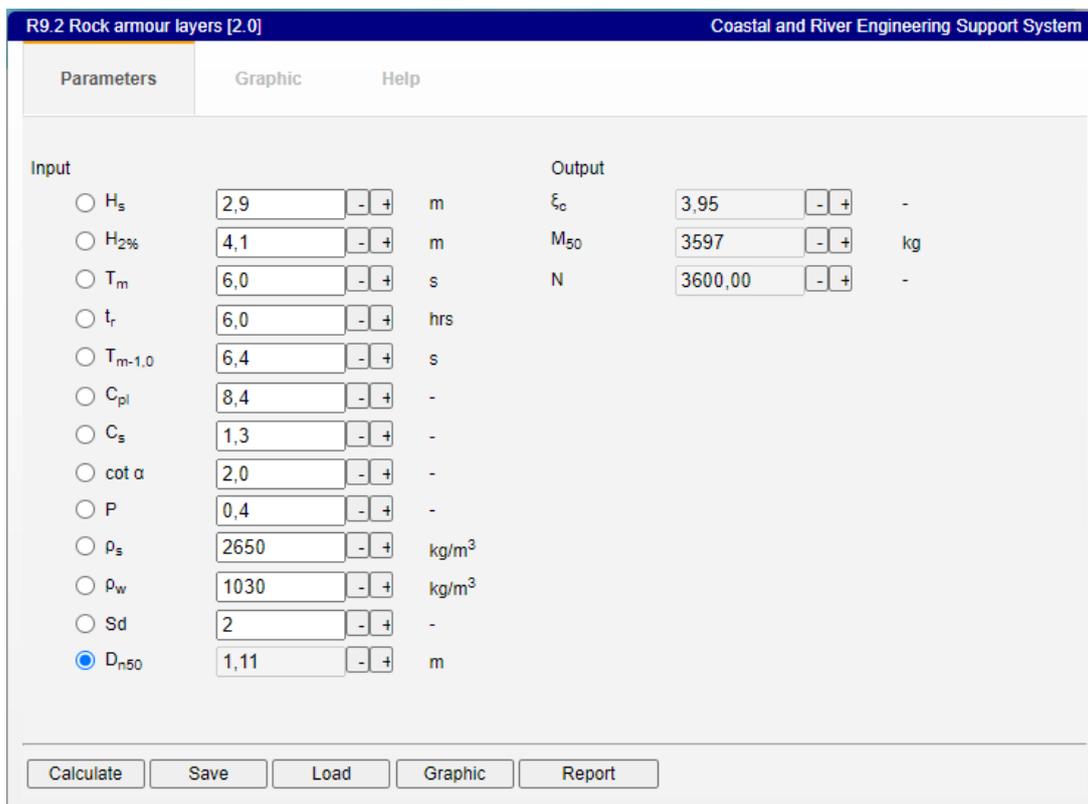
MEMORIA DE CALCULO

Tabla 5-4

Pendiente (cot α)	Nivel de daño		
	Inicio de daño	Daño intermedio	Falla
1.5	2	3-5	8
2	2	4-6	8
3	2	6-9	12
4	3	8-12	17
6	3	8-12	17

Coraza:

En la figura siguiente se muestra la salida del programa de cálculo Cress aplicando Van der Meer considerando un talud 1:2 para el escenario indicado precedentemente. Considerando piedra granítica de peso específico  $2650\text{kg/m}^3$  y núcleo de escollera permeable.



R9.2 Rock armour layers [2.0] Coastal and River Engineering Support System

Parameters Graphic Help

Input	Value	Unit	Output	Value	Unit
<input type="radio"/> $H_s$	2,9	m	$\xi_c$	3,95	-
<input type="radio"/> $H_{2\%}$	4,1	m	$M_{50}$	3597	kg
<input type="radio"/> $T_m$	6,0	s	$N$	3600,00	-
<input type="radio"/> $t_r$	6,0	hrs			
<input type="radio"/> $T_{m-1,0}$	6,4	s			
<input type="radio"/> $C_{pl}$	8,4	-			
<input type="radio"/> $C_s$	1,3	-			
<input type="radio"/> cot α	2,0	-			
<input type="radio"/> $P$	0,4	-			
<input type="radio"/> $\rho_s$	2650	kg/m <sup>3</sup>			
<input type="radio"/> $\rho_w$	1030	kg/m <sup>3</sup>			
<input type="radio"/> $S_d$	2	-			
<input checked="" type="radio"/> $D_{n50}$	1,11	m			

Calculate Save Load Graphic Report

Figura 5-1

Se obtiene finalmente:

$$D_{n50}=1.10\text{m}$$

$$W_{50}=3600\text{kg}$$

El espesor de esta capa de enrocado es igual a  $2.D_{n50} = 2.20\text{m}$ .

Para el caso del coronamiento, deben colocarse tres piedras como mínimo, adoptándose por razones constructivas un ancho de 4.00m.

## MEMORIA DE CALCULO

### Subcapa

La estructura de la subcapa debe permitir que se cumpla con la ley de filtro y que el material de dicha capa no migre entre los espacios que dejan la capa externa. Para que se cumpla este requerimiento se emplea un peso que sea por lo menos el 10% del correspondiente al de la capa externa, por lo tanto, resulta para la subcapa piedra de las siguientes características:

$$W_{50\text{subcapa}} = 360\text{kg}$$

$$D_{n50\text{ subcapa}} = 0.5\text{m}$$

El espesor de esta capa de enrocado es igual a  $2 \cdot D_{n50\text{ subcapa}} = 1.0\text{m}$ .

### Morro

Para el caso del Morro, el peso resultante a adoptar será 1.5 veces el obtenido en el cálculo anterior, obteniendo finalmente:

$$W_{50} = 5400\text{kg}$$

$$D_{n50} = 1.3\text{m}$$

### Pie

El pie de escollera sirve de apoyo a la coraza, y ante una erosión local en el propio pie, el mismo se deforma y acompaña la erosión para evitar el posible colapso del cuerpo principal de la coraza.

La estabilidad de la protección al pie está afectada por la altura de ola, la profundidad de agua al sobre la protección y el peso específico del material. Sin embargo, la pendiente de la ola no afecta la estabilidad.

Se adoptan los siguientes tamaños de elementos para la protección al pie:

$$W_{50\text{-Pie de escollera}} = 100\text{ Kg.}$$

$$D_{n50\text{-Pie de escollera}} = 0.33\text{m}$$

$$\text{Espesor igual a } 3 \cdot D_n = 1.0\text{m}$$

$$\text{Longitud} = 2.0\text{m}$$

### **5.2.2 Alternativa 2: Coraza tipo enrocado, núcleo impermeable**

En el caso de utilizar como núcleo un material impermeable, como ser la utilización de geotubos, se debe reducir el parámetro de permeabilidad en las expresiones mencionadas en el apartado anterior. De esta manera resulta conveniente utilizar una permeabilidad  $P = 0.1$

### Coraza:

En la figura siguiente se muestra la salida del programa de cálculo Cress aplicando Van der Meer considerando un talud 1:2 para el escenario indicado precedentemente. Considerando piedra granítica de peso específico  $2650\text{kg/m}^3$  y núcleo de escollera impermeable.

MEMORIA DE CALCULO

R9.2 Rock armour layers [2.0] Coastal and River Engineering Support System

Parameters		Graphic	Help
<b>Input</b>			
<input type="radio"/> $H_s$	2,9	- +	m
<input type="radio"/> $H_{2\%}$	4,1	- +	m
<input type="radio"/> $T_m$	6,0	- +	s
<input type="radio"/> $t_r$	6,0	- +	hrs
<input type="radio"/> $T_{m-1,0}$	6,4	- +	s
<input type="radio"/> $C_{pl}$	8,4	- +	-
<input type="radio"/> $C_s$	1,3	- +	-
<input type="radio"/> $\cot \alpha$	2,0	- +	-
<input type="radio"/> $P$	0,1	- +	-
<input type="radio"/> $\rho_s$	2650	- +	kg/m <sup>3</sup>
<input type="radio"/> $\rho_w$	1030	- +	kg/m <sup>3</sup>
<input type="radio"/> $S_d$	2	- +	-
<input checked="" type="radio"/> $D_{n50}$	1,42	- +	m
<b>Output</b>			
$\xi_c$	3,83	- +	-
$M_{50}$	7604	- +	kg
$N$	3600,00	- +	-

Calculate Save Load Graphic Report

Figura 5-2

Se obtiene finalmente:

$$D_{n50}=1.4m$$

$$W_{50}=7600kg$$

El espesor de esta capa de enrocado es igual a  $2.D_{n50} = 2.80m$ .

Para el caso del coronamiento, deben colocarse tres piedras como mínimo, adoptándose el mismo ancho definido para núcleo permeable de 4.00m.

Subcapa

Para la subcapa se empleará piedra de al menos un 10% del correspondiente al de la capa externa, obteniendo:

$$W_{50subcapa} = 760kg$$

$$D_{n50 subcapa}=0.65m$$

El espesor de esta capa de enrocado es igual a  $2.D_{n50 subcapa} = 1.3m$ .

**MEMORIA DE CALCULO**

Morro

Para el caso del Morro, el peso resultante a adoptar será 1.5 veces el obtenido en el cálculo anterior, obteniendo finalmente:

$$W_{50}=11400\text{kg}$$

$$D_{n50}=1.6\text{m}$$

Pie

Se adoptan los mismos tamaños considerados en el caso anterior:

$$W_{50}\text{-Pie de escollera} = 100 \text{ Kg.}$$

$$D_{n50}\text{-Pie de escollera} = 0.33\text{m}$$

$$\text{Espesor igual a } 3 \cdot D_n = 1.0\text{m}$$

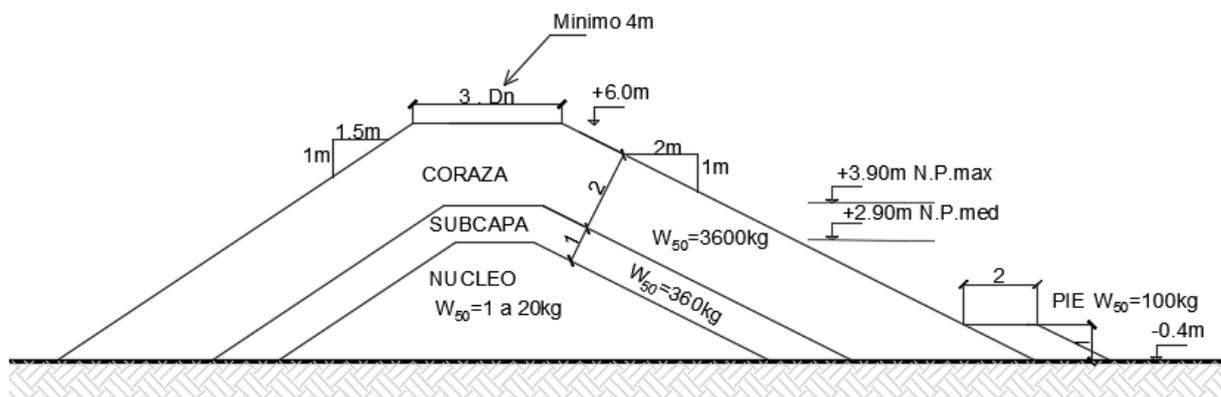
$$\text{Longitud} = 2.0\text{m}$$

**5.2.3 Resumen de estudios de escolleros**

A continuación, se plantea una tabla resumen donde se exponen los resultados planteados y se agregan otros escenarios, considerando distintos taludes y niveles de daño.

**Tabla 5-5 Resumen de resultados planteados**

Casos	Talud (cot.α)	Permeabilidad Núcleo	Nivel de Daño	Setor Tronco						Setor Morro					
				Coraza			Subcapa			Coraza			Subcapa		
				W <sub>50</sub> [kg]	D <sub>n50</sub> [m]	Espesor [m]	W <sub>50</sub> [kg]	D <sub>n50</sub> [m]	Espesor [m]	W <sub>50</sub> [kg]	D <sub>n50</sub> [m]	Espesor [m]	W <sub>50</sub> [kg]	D <sub>n50</sub> [m]	Espesor [m]
1	2	0.4	2	3600	1.1	2.2	360	0.5	1	5400	1.3	2.5	540	0.6	1.2
2	2	0.4	3	2820	1.02	2	282	0.5	0.9	4230	1.2	2.3	423	0.54	1.1
3	2	0.4	4	2373	0.96	1.9	237.3	0.4	0.8	3559.5	1.1	2.2	355.95	0.5	1.0
4	1.5	0.4	2	5538	1.28	2.5	553.8	0.6	1.1	8307	1.5	2.9	830.7	0.7	1.4
5	1.5	0.4	3	4342	1.18	2.3	434.2	0.5	1	6513	1.3	2.7	651.3	0.6	1.3
6	1.5	0.4	4	3654	1.11	2.2	365.4	0.5	1	5481	1.3	2.5	548.1	0.6	1.2
7	2	0.1	2	7604	1.42	2.8	760.4	0.7	1.3	11406	1.6	3.3	1140.6	0.8	1.5
8	2	0.1	3	5962	1.31	2.6	596.2	0.6	1.2	8943	1.5	3.0	894.3	0.7	1.4
9	2	0.1	4	5017	1.24	2.4	501.7	0.6	1.1	7525.5	1.4	2.8	752.55	0.7	1.3
10	1.5	0.1	2	11707	1.64	3.2	1170.7	0.8	1.5	17560.5	1.9	3.8	1756.05	0.9	1.7
11	1.5	0.1	3	9179	1.51	3	917.9	0.7	1.4	13768.5	1.7	3.5	1376.85	0.8	1.6
12	1.5	0.1	4	7724	1.43	2.8	772.4	0.7	1.3	11586	1.6	3.3	1158.6	0.8	1.5



**Figura 5-3 Sección tipo para el Caso 1**

**MEMORIA DE CALCULO**

**5.5.4 Alternativa 3: Coraza con bloques de Hormigón**

Para el cálculo de elementos de coraza tipo premoldeados, existen expresiones desarrolladas puntualmente para el tipo de elemento en estudio. Para el caso de los elementos tipo Cubo en doble capa, se utiliza la expresión de Van der Meer (1988), para taludes 1:1.5:

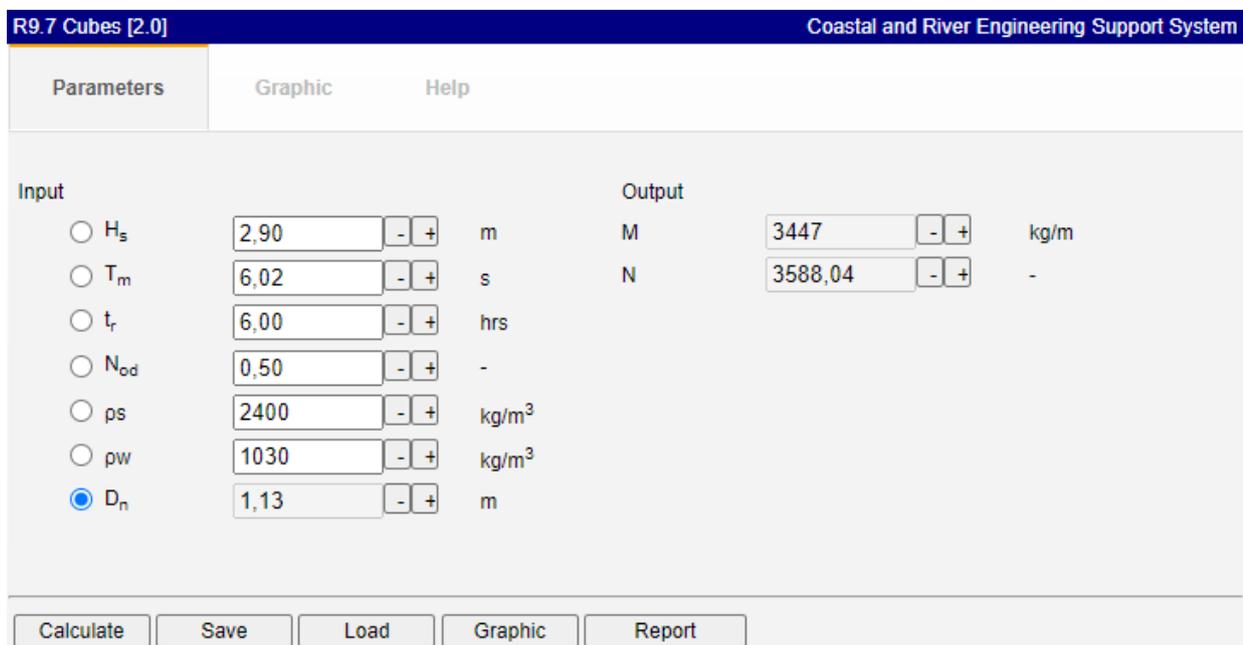
$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left( 6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0 \right) S_{om}^{-0.1}$$

Donde:

- $N$ : Número de olas incidentes, dependiente de la duración de la tormenta.
- $N_{od}$ : Número de unidades desplazadas.
- $H_s$ : Altura de ola significativa,  $H_{1/3}$ , excedida por el tercio de las olas incidentes al pie
- $S_{om}$ : Peralte medio
- $P$ : Permeabilidad de la estructura.
- $\Delta$ : Densidad relativa de flotación
- $D_n$ : Diámetro nominal

**Coraza:**

En la figura siguiente se muestra la salida del programa de cálculo Cress aplicando las expresiones mencionadas, considerando un talud 1:1.5 para el escenario indicado precedentemente. Considerando piedra granítica de peso específico 2650kg/m<sup>3</sup> y núcleo de escollera permeable.



R9.7 Cubes [2.0]		Coastal and River Engineering Support System	
Parameters	Graphic	Help	
<b>Input</b>			
<input type="radio"/> $H_s$	2,90	m	
<input type="radio"/> $T_m$	6,02	s	
<input type="radio"/> $t_r$	6,00	hrs	
<input type="radio"/> $N_{od}$	0,50	-	
<input type="radio"/> $\rho_s$	2400	kg/m <sup>3</sup>	
<input type="radio"/> $\rho_w$	1030	kg/m <sup>3</sup>	
<input checked="" type="radio"/> $D_n$	1,13	m	
<b>Output</b>			
$M$	3447	kg/m	
$N$	3588,04	-	
<input type="button" value="Calculate"/> <input type="button" value="Save"/> <input type="button" value="Load"/> <input type="button" value="Graphic"/> <input type="button" value="Report"/>			

**Figura 5-4**

Se obtiene finalmente:

$D_{n50}=1.13m$

$W_{50}=3500kg$

## MEMORIA DE CALCULO

El espesor del manto es igual a:

$$e = n \cdot K_{\Delta} \cdot \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\gamma}} = 2.5m$$

Con

$n$ : Número de capas

$K_{\Delta}$ : Coeficiente de capa, para cubos = 1.10

$W_{50}$ : Peso medio de las unidades del manto

$\gamma$ : Peso específico de las unidades del manto

El número de piezas por metro cuadrado de coraza se define por:

$$N_{unidad} = n \cdot K_{\Delta} \cdot \left(1 - \frac{P}{100}\right) \cdot \left(\frac{\gamma}{W_{50}}\right)^{2/3} = 0.91Un/m^2$$

Con

$P$ : Porosidad, para cubos  $P = 47$

### Subcapa

Para la subcapa, el peso del elemento a considerar será de al menos un 10% del correspondiente al de la capa externa, obteniendo:

$$W_{50subcapa} = 350kg$$

$$D_{n50 subcapa} = 0.53m$$

El espesor de la subcapa será:

$$e = n \cdot K_{\Delta} \cdot \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\gamma}} = 1.16m$$

El número de piezas por metro cuadrado de coraza se define por:

$$N_{unidad} = n \cdot K_{\Delta} \cdot \left(1 - \frac{P}{100}\right) \cdot \left(\frac{\gamma}{W_{50}}\right)^{2/3} = 4.2Un/m^2$$

### Morro

Para el caso del Morro, el peso resultante a adoptar será 1.5 veces el obtenido en el cálculo anterior, obteniendo finalmente:

$$W_{50} = 5250kg$$

$$D_{n50} = 1.3m$$

## MEMORIA DE CALCULO

El espesor del manto en el morro será:

$$e = n \cdot K_{\Delta} \cdot \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\gamma}} = 2.85m$$

El número de piezas por metro cuadrado de coraza se define por:

$$N_{unidad} = n \cdot K_{\Delta} \cdot \left(1 - \frac{P}{100}\right) \cdot \left(\frac{\gamma}{W_{50}}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.7Un/m^2$$

### Subcapa

Para la subcapa, el peso del elemento a considerar será de al menos un 10% del correspondiente al de la capa externa, obteniendo:

$$W_{50subcapa} = 525kg$$

$$D_{n50 subcapa} = 0.6m$$

El espesor de la subcapa será:

$$e = n \cdot K_{\Delta} \cdot \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\gamma}} = 1.3m$$

El número de piezas por metro cuadrado de coraza se define por:

$$N_{unidad} = n \cdot K_{\Delta} \cdot \left(1 - \frac{P}{100}\right) \cdot \left(\frac{\gamma}{W_{50}}\right)^{\frac{2}{3}} = 3.2Un/m^2$$

### Pie

Se adoptan los mismos tamaños considerados en el caso anterior:

$$W_{50-Pie} = 100 Kg.$$

$$D_{n50-Pie \text{ de escollera}} = 0.35m$$

$$\text{Espesor igual a } 3 \cdot D_n = 1.05m$$

$$\text{Longitud} = 2.00m$$

### **4.2.5 Caso 4: Coraza con bloques de Hormigón y núcleo impermeable**

Para el caso de núcleo impermeable y teniendo en cuenta que para el caso de los cubos de hormigón su estabilidad depende fundamentalmente de su peso, se aplica un factor de 2 en el peso de los elementos calculados anteriormente.

Resultando:

$$D_{n50} = 1.43m$$

$$W_{50} = 7000kg$$

El espesor del manto es igual a:

MEMORIA DE CALCULO

$$e = n \cdot K_{\Delta} \cdot \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\gamma}} = 3.1m$$

El número de piezas por metro cuadrado de coraza se define por:

$$N_{unidad} = n \cdot K_{\Delta} \cdot \left(1 - \frac{P}{100}\right) \cdot \left(\frac{\gamma}{W_{50}}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.57Un/m^2$$

Subcapa

Para la subcapa, el peso del elemento a considerar será de al menos un 10% del correspondiente al de la capa externa, obteniendo:

$$W_{50subcapa} = 700kg$$

$$D_{n50 subcapa} = 0.66m$$

El espesor de la subcapa será:

$$e = n \cdot K_{\Delta} \cdot \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\gamma}} = 1.46m$$

El número de piezas por metro cuadrado de coraza se define por:

$$N_{unidad} = n \cdot K_{\Delta} \cdot \left(1 - \frac{P}{100}\right) \cdot \left(\frac{\gamma}{W_{50}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.65Un/m^2$$

Morro:

$$W_{50} = 10500kg$$

$$D_{n50} = 1.63m$$

El espesor del manto es igual a:

$$e = n \cdot K_{\Delta} \cdot \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\gamma}} = 3.6m$$

El número de piezas por metro cuadrado de coraza se define por:

$$N_{unidad} = n \cdot K_{\Delta} \cdot \left(1 - \frac{P}{100}\right) \cdot \left(\frac{\gamma}{W_{50}}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.43Un/m^2$$

**MEMORIA DE CALCULO**

Subcapa

Para la subcapa, el peso del elemento a considerar será de al menos un 10% del correspondiente al de la capa externa, obteniendo:

$$W_{50\text{subcapa}} = 1050\text{kg}$$

$$D_{n50\text{ subcapa}} = 0.76\text{m}$$

El espesor de la subcapa será:

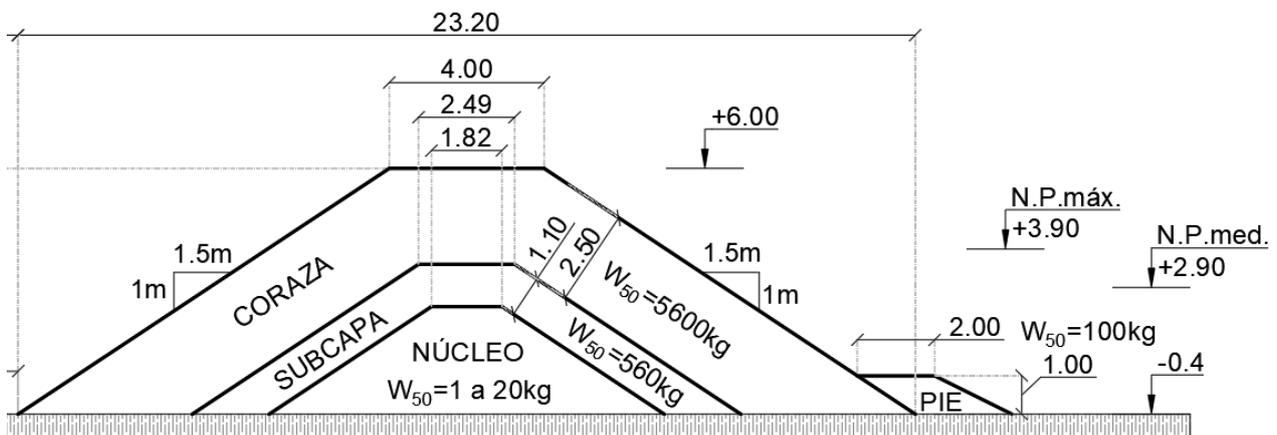
$$e = n \cdot K_{\Delta} \cdot \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\gamma}} = 1.67\text{m}$$

El número de piezas por metro cuadrado de coraza se define por:

$$N_{\text{unidad}} = n \cdot K_{\Delta} \cdot \left(1 - \frac{P}{100}\right) \cdot \left(\frac{\gamma}{W_{50}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.0\text{Un}/\text{m}^2$$

**5.3 CONCLUSIONES**

Se adopta de común acuerdo con el cliente, la alternativa de roca, detallada como caso 4.



**Figura 5-5 Sección del Tronco**

**MEMORIA DE CALCULO**

Computo de la solución

Sector	Volúmen (m <sup>3</sup> )				Peso (ton)		
	Núcleo	Subcapa	Coraza	Pie	Subcapa	Coraza	Pie
Tronco	990	790	3390	230	1260	5420	370
Morro		170	720		270	1150	

Los volúmenes aquí indicados, consideran la fundación del espigón sobre el lecho granular de 1,0m de espesor, de acuerdo a los estudios de suelos del sitio. Por debajo de dicho manto granular, se ubica el techo de toba. Si durante la ejecución de las obras, se detectan materiales blandos, como ser limos o arcillas sueltas, los mismos deberán ser retiradas y reemplazadas por los materiales granulares.

Nota: esta en estudio la estabilidad geotécnica global para la etapa de dragado al pie del espigón, para la operación de buque portacontenedor en el muelle Ricardo del Valle.

## **6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA ESCOLLERA**

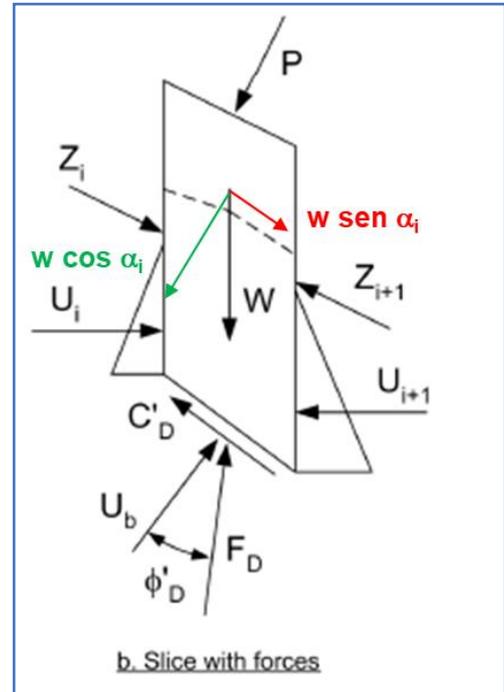
La información geotécnica que se comenta en el punto 6.1 y el conocimiento general del área requiere que se tengan en consideración aspectos referidos a la estabilidad de la escollera sobre una fundación de materiales menos resistentes ante la modificación geométrica que podría imponer el dragado del canal de ingreso para la ampliación del puerto. Debe analizarse el comportamiento frente a una posible inestabilidad, durante el período constructivo y a largo plazo en condiciones de niveles normales y ante una bajante extraordinaria que dejará a la escollera en condiciones de menor estabilidad.

MEMORIA DE CALCULO

Si se analiza la estabilidad de un talud parcialmente sumergido se puede ver que el nivel de agua libre en la cara del talud que se analiza tiene influencia negativa y no siempre es el nivel más bajo al que corresponde el menor factor de seguridad, dependiendo de la combinación de niveles de agua internos, dominados por las permeabilidades más bajas en el cuerpo del relleno, la velocidad de descenso y el nivel de aguas abajo.

Los métodos de análisis consideran a los volúmenes de presa que fallan sobre superficies elegidas como seccionados en  $n$  dovelas o fajas que requerirán ser “sostenidas” o “aportarán resistencia” al sistema dependiendo del ángulo  $\alpha$  en la base de las mismas. En la siguiente figura siguiente, tomada de la bibliografía clásica (EM-1110-2-1902 - Engineering and Design – Slope Stability”, US Army Corps of Engineers, 2003.) se muestra las fuerzas que actúan sobre cada dovela en consideración.

Fuerzas actuando sobre una dovela  
EM-1110-2-1902 - Engineering and Design –  
Slope Stability”, US Army Corps of Engineers,  
2003.



Simplificadamente, el factor de seguridad en un material friccional, es el cociente de la sumatorias, para todas las dovelas, de la resistencia al corte  $[(N-U) * \text{tg } \phi]$  (con  $N = W \cos \alpha$ ) sobre la solicitación al corte  $[T = W \text{ sen } \alpha]$  en cada punto de la superficie de falla. Tomar en consideración que la subpresión  $U$  disminuye la fuerza resistente en la base de cada dovela.

$$FS = \frac{\sum [(N-U) * \text{tg } \phi]}{\sum [W \text{ sen } \alpha]}$$

En la figura siguiente, tomada de la bibliografía clásica (“Earth and Earth-Rock Dams” – J.L. Sherard, R.J. Woodward, S. F. Gizienski, W. A. Clevenger. John Wiley and Sons, Inc. 1963.), se muestra la distribución de presiones en la base de una cuña de deslizamiento. Si bien está representado el caso de una presa con núcleo impermeable el concepto es igualmente válido para una sección de materiales permeables.

El área de los tres gráficos mostrados representa el valor de  $U$ ,  $N$  y  $T$ . Cuando se produce el ascenso de los niveles de agua en el talud de aguas abajo,  $U$  tendrá mayor influencia sobre la masa del suelo que quiere deslizar en la zona donde desarrolla mayor resistencia (parte baja de la cuña con los valores de  $\alpha$  y en las dovelas extremas con valores de  $\text{sen } \alpha < 0$ ).

La sumergencia de la parte más baja del espaldón de aguas abajo reduce presión efectiva y por tanto la resistencia al corte, en la parte de la cuña que desliza que más resistencia recibe. De allí que valores de restitución más altos atentan con los valores de seguridad.

MEMORIA DE CALCULO

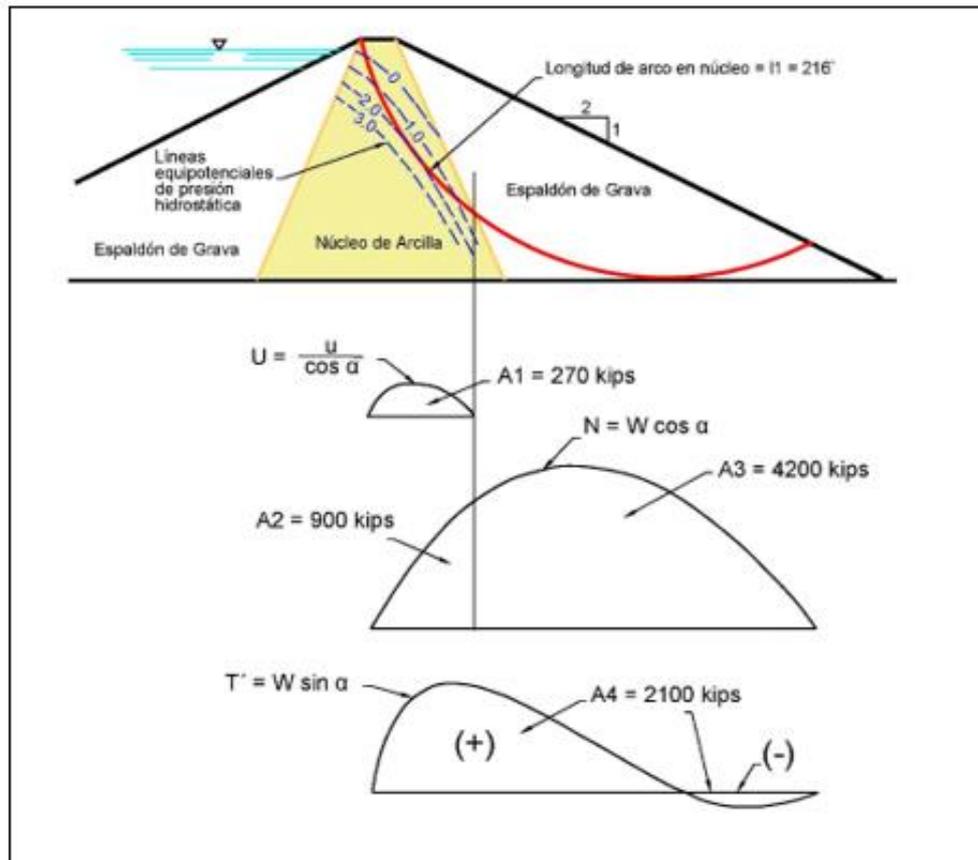


Figura 6-1 – Distribución de Presiones en la base de cuña de deslizamiento  
“Earth and Earth-Rock Dams” – J.L. Sherard, R.J. Woodward, S. F. Gizienski, W. A. Clevenger. John Wiley and Sons, Inc. 1963

### 6.1 ANÁLISIS DE INFORMACIÓN ANTECEDENTE

En la siguiente figura se muestra la geometría y discriminación de materiales presentes en la sección de escollera y su fundación más solicitada.

MEMORIA DE CALCULO

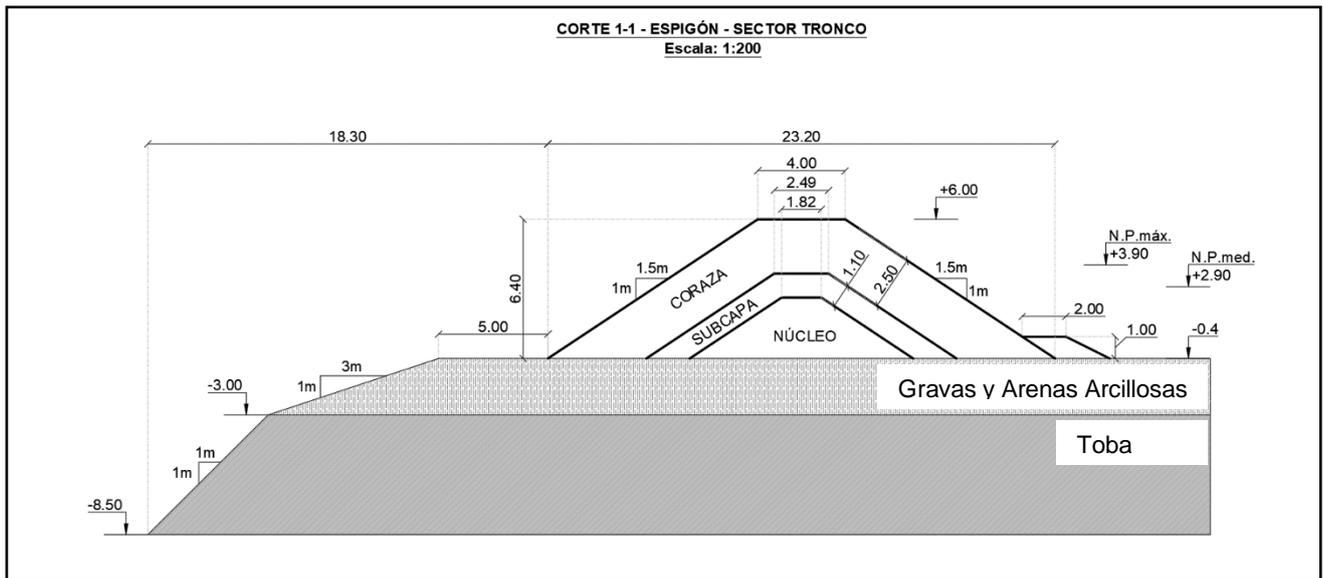


Figura 6-2 Sección de la escollera y materiales de fundación

Las siguientes fotografías, tomadas de: “Descripción litológica de suelos para la construcción del futuro Muelle Ricardo del Valle” de la Lic. Mercedes R. Bagalciaga - 20 de Abril de 2020 muestran los materiales en la fundación de la escollera.

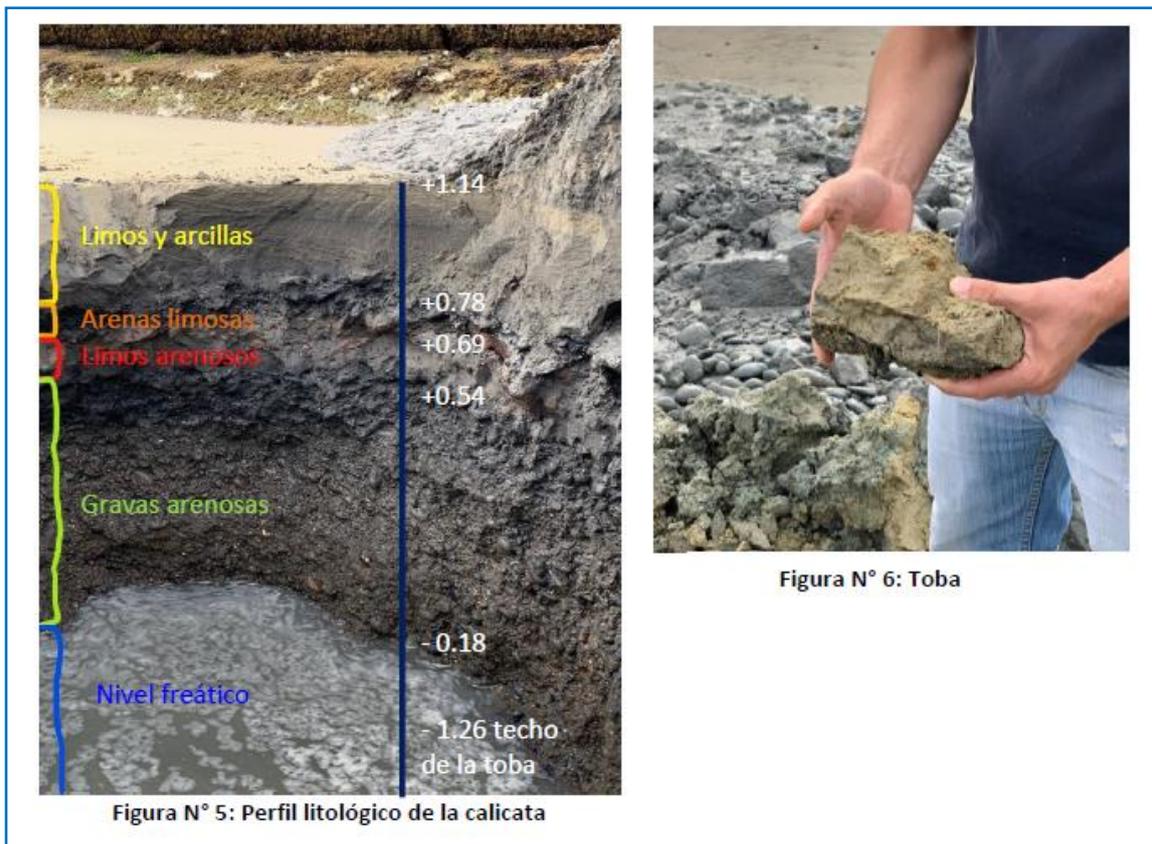


Figura N° 5: Perfil litológico de la calicata

Figura N° 6: Toba

A continuación, se transcriben las partes pertinentes del citado informe donde se describe la litología de los materiales en la fundación de la escollera:

**MEMORIA DE CALCULO**

“Como puede apreciarse en el perfil litológico representado en la Figura N° 5, el material socavado es de granulometría diversa, evidenciado la variación de la energía del agente en cada uno de los eventos de depositación. La excavación no presentó inconvenientes, dado que se trata de material desagregado y de fácil penetración. Esta característica se sostiene los primeros 2.40 m, profundidad en la cual nos encontramos con un sustrato de mayor resistencia y de mucha mayor dificultad a la hora de proseguir con la obra.

El perfil litológico de la calicata se puede dividir en cuatro estratos bien diferenciados. El primero de ellos está conformado íntegramente por limos y arcillas subordinadas, con presencia ocasional de arena fina. Presenta coloraciones claras, castañas a grises en su base, mostrando una leve estratificación más desarrollada en la base y su espesor es de 36 cm.

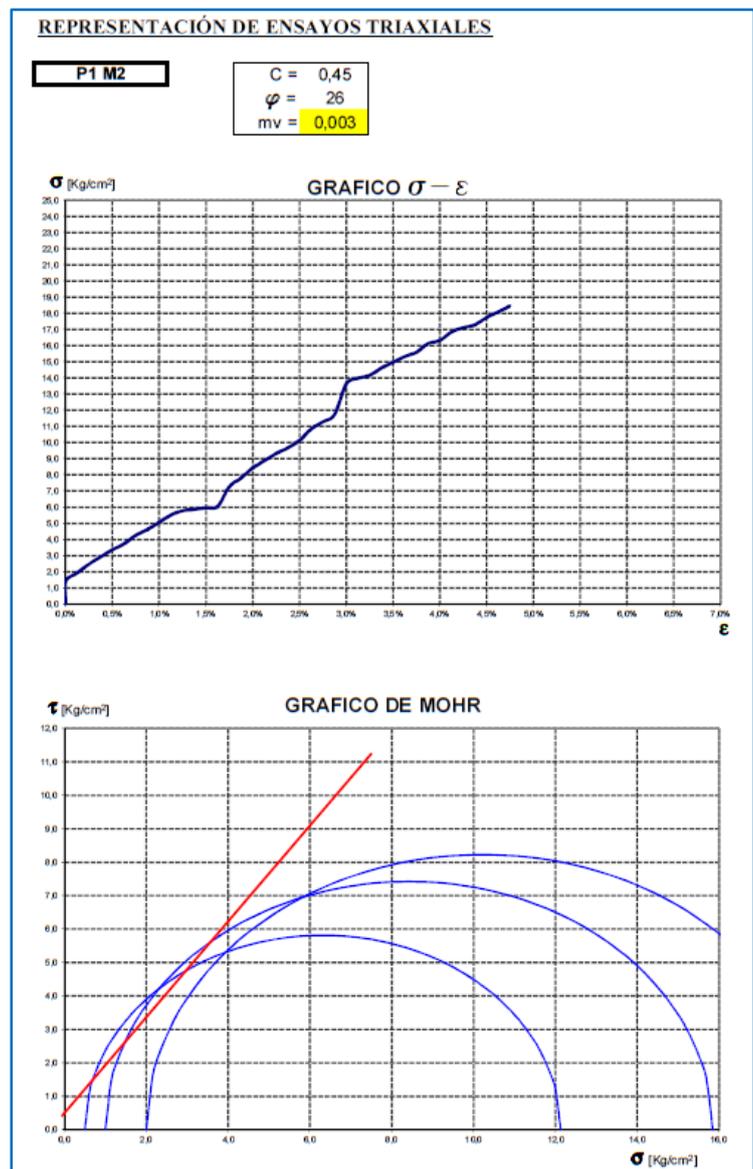
Le siguen 9 cm de arenas finas a medias con matriz limosa, de color oscuro, con presencia de clastos esporádicos de hasta 3 cm de diámetro.

Los siguientes 14.5 cm están representados nuevamente por fracciones más finas, siendo predominantemente limos arenosos de color castaño y uniforme en el que destacan fragmentos angulosos de entre 3 y 10 cm de longitud, de color anaranjado posiblemente evidenciando presencia de óxidos, paralelos o levemente inclinados respecto del los límites del estrato.

La última capa es de una granulometría evidentemente mayor a las ya descritas. Se trata de de gravas arenosas, castañas a grises, con clastos redondeados a subredondeados, de entre 2 y 8 cm de diámetro. De este estrato, solamente podemos observar los primeros 72.7 cm. El límite inferior de este estrato no es claro, ya que a esta profundidad nos encontramos con el nivel freático, capa de agua típica de esta zona marino continental.

A los 2,40 metros nos encontramos con un sustrato de mayor resistencia en el cual la pala de la máquina ya no puede penetrar fácilmente. Se obtienen algunos trozos de este material, observables en la Figura N° 6, y se reconoce un material tobáceo con elevado contenido de limo y arcilla producto de su alteración al permanecer en contacto con el agua de la capa freática.

Por numerosas perforaciones realizadas en la zona, correspondientes a diferentes trabajos de investigación y obras de ingeniería, se reconoce arealmente este nivel de mayor dureza como Fm. Gaiman, caracterizada con antelación en el apartado correspondiente a la geología del área. A mayor profundidad, esta roca



## MEMORIA DE CALCULO

*piroclástica adquiere mayor dureza dado que se la puede encontrar fresca, con mucho menor grado de alteración.”*

La caracterización de la toba ha sido obtenida del informe del Ing. Juan Carlos Rosado y Asociados en donde se presentan ensayos triaxiales realizados sobre muestras del lugar. En la figura adjunta se muestra el ensayo en el que se han encontrado los valores más bajos de resistencia al corte con  $c = 0,45$  [Kg/cm<sup>2</sup>] y  $\phi = 26$  [°].

### 6.2 PARÁMETROS ADOPTADAS

Sobre la base de lo analizado y comentado en el punto anterior se han adoptado los parámetros de cálculo para los análisis llevados a cabo. En la siguiente tabla se resumen los parámetros propuestos para los análisis que se presentan en los puntos siguientes.

Los parámetros para los materiales del cuerpo de la escollera han sido adoptados, con criterio conservador, a partir del conocimiento general que se dispone sobre esos materiales.

#### PARÁMETROS DE DISEÑO

Material	Zona	Descripción	Cota del Techo	Peso Unitario	Cohesión no drenada	Angulo de fricción
				$\gamma_{sat}$	$c_u$	$\phi$
			[m]	[KN/m <sup>3</sup> ]	[Kpa]	[°]
1	Escollera	Coraza		22	0	45
2		Sub Capa		21	0	40
3		Núcleo		21	0	35
4	Fundación	Gravas y Arenas Arcillosas	-0.4	20	0	30
5		Toba	-3.0	17	45	26

### 6.3 ANÁLISIS REALIZADOS

Para todos los casos planteados la seguridad al deslizamiento fue analizada mediante los métodos tradicionales de aplicación en materiales sueltos que consisten en buscar la superficie de deslizamiento con menor factor de seguridad, entendiéndose como tal, aquella en la cual el cociente entre las fuerzas o momentos resistentes, o estabilizantes y los desestabilizantes es menor.

Se utilizó un software de cálculo en el que se incluyen soluciones desarrolladas por distintos autores, que proponen algunas variantes de cálculo basadas en distintas hipótesis simplificativas. Debe considerarse que estos análisis de equilibrio límite son básicamente problemas hiperestáticos, para cuya solución deberían introducirse parámetros de deformabilidad.

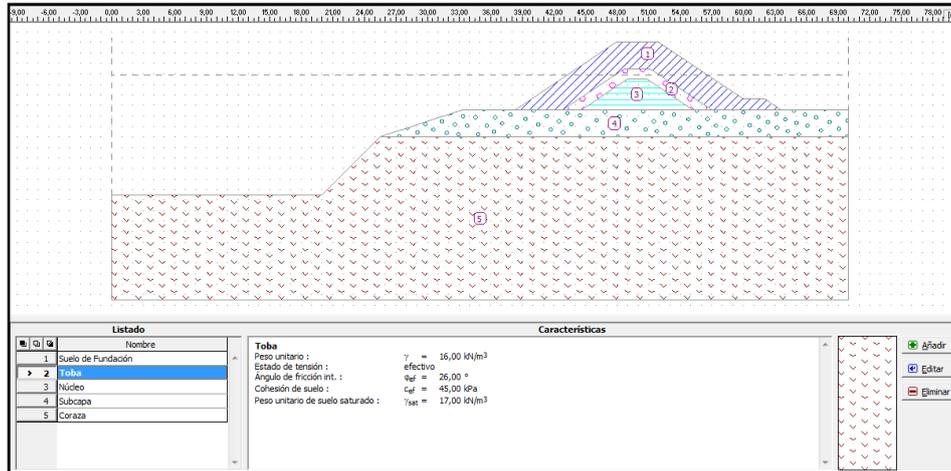
Todos los análisis de equilibrio límite incluyen el análisis de equilibrio de fuerzas y/o momentos sobre fajas (o dovelas) o bloques. Deben hacerse hipótesis sobre cómo se transmiten los esfuerzos entre estas fajas o bloques, y allí estriba la diferencia entre los distintos métodos de cálculo. En los resultados, las diferencias son menores, siendo la mayor ventaja respecto a los métodos originales de cálculo (Bishop y Fellenius) la posibilidad de búsqueda de superficies de rotura diferentes a las circulares, pudiendo encontrarse superficies de falla con menor factor de seguridad, en especial en problemas con secciones zonificadas con materiales más débiles que puedan condicionar la falla.

**MEMORIA DE CÁLCULO**

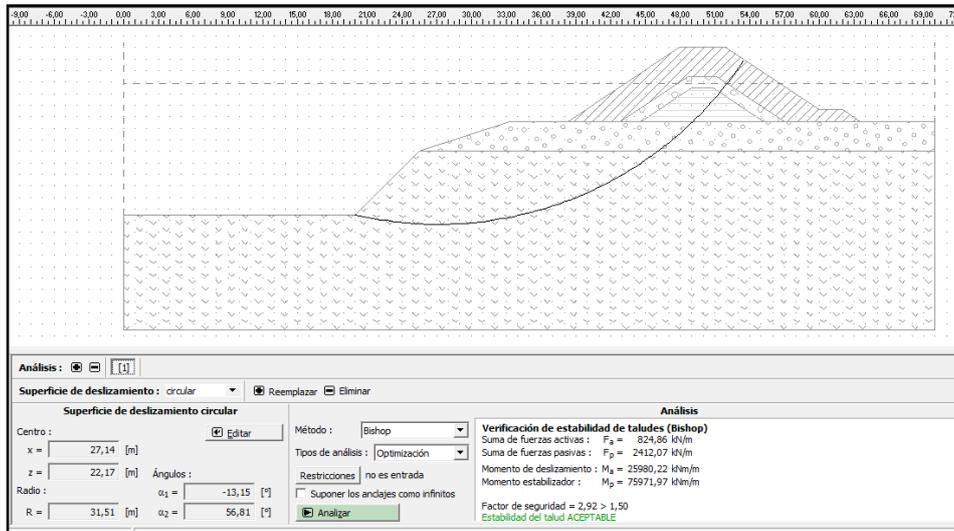
En los análisis de equilibrio límite que se presentan en este documento, se realizaron mediante el uso del software Geo V. Se siguieron los métodos de Bishop Modificado, Fellenius – Petterson y Janbu con superficies de falla circular y Sarma y Morgenstern – Price con superficies quebradas.

A continuación, se presentan las “pantallas” principales de los análisis realizados.

**Caso Nivel Normal**

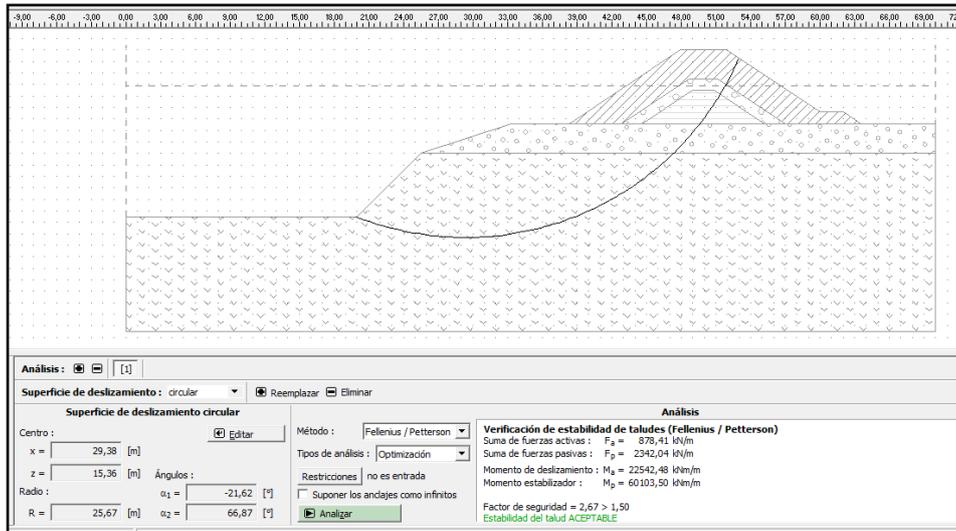


**Geometría**

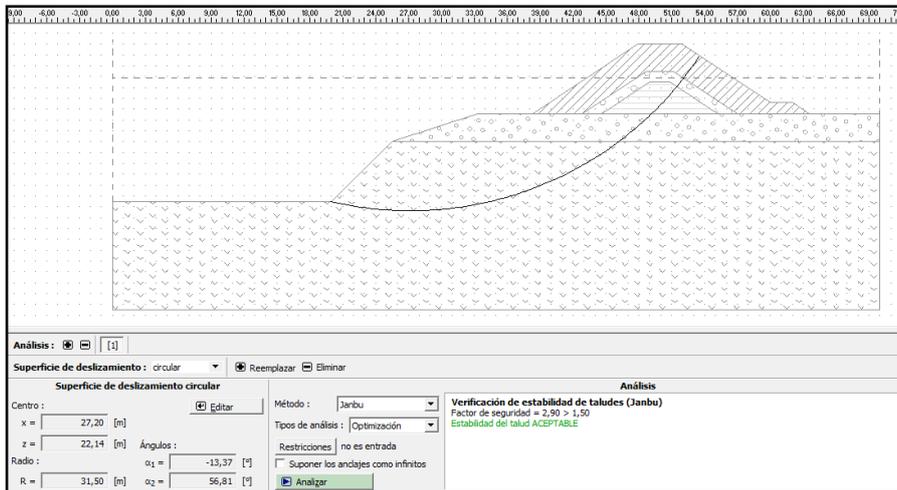


Método de Bishop, FS = 2,92

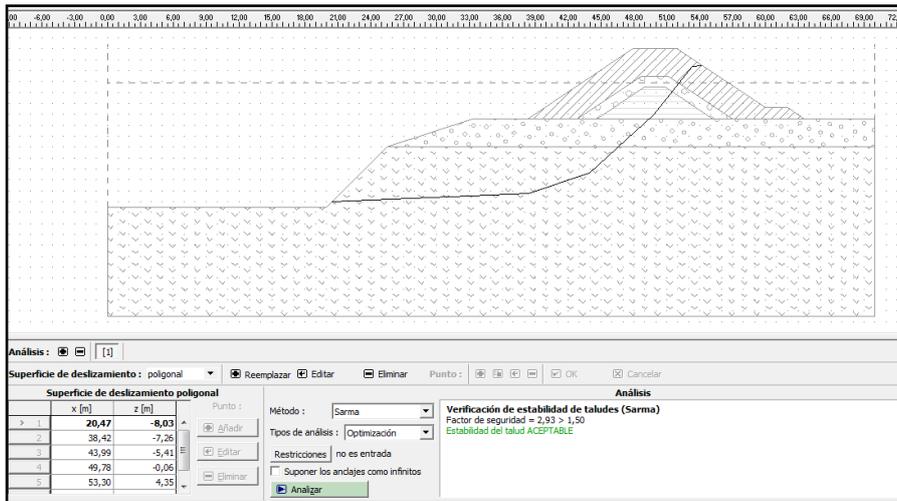
MEMORIA DE CALCULO



Método de Fellenius - Petterson, FS = 2,67

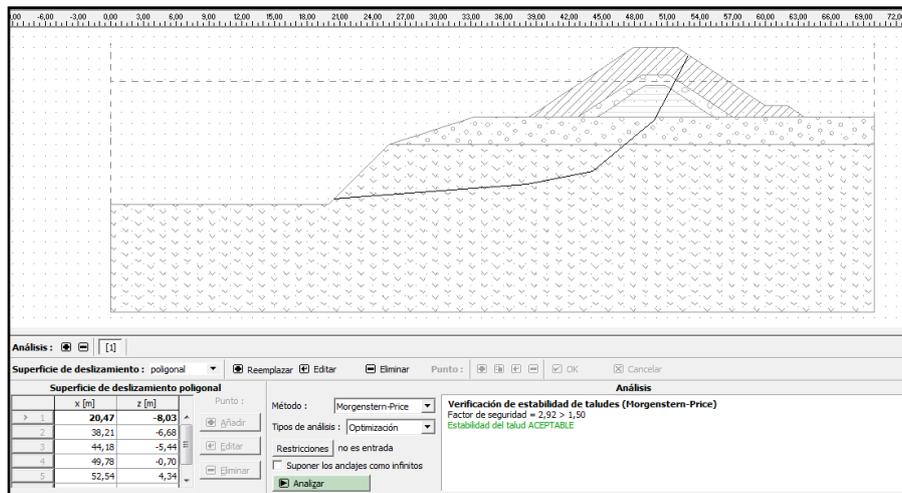


Método de Janbu, FS = 2,90



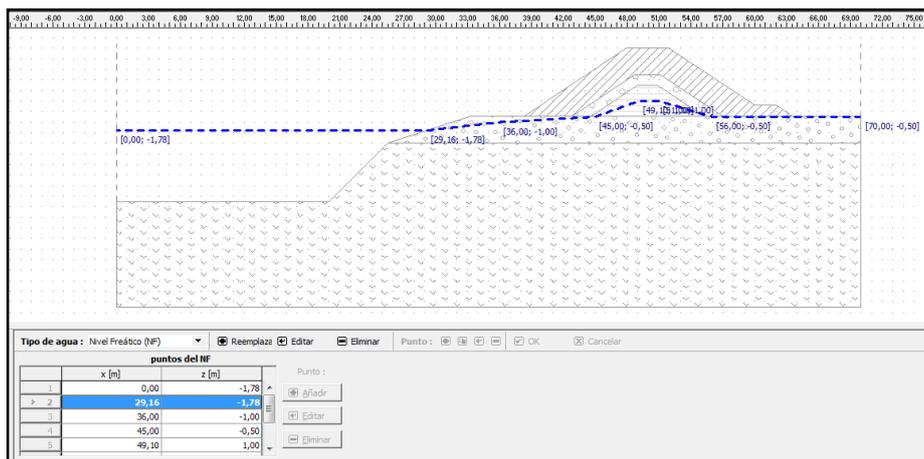
Método de Sarma, FS = 2,93

MEMORIA DE CALCULO

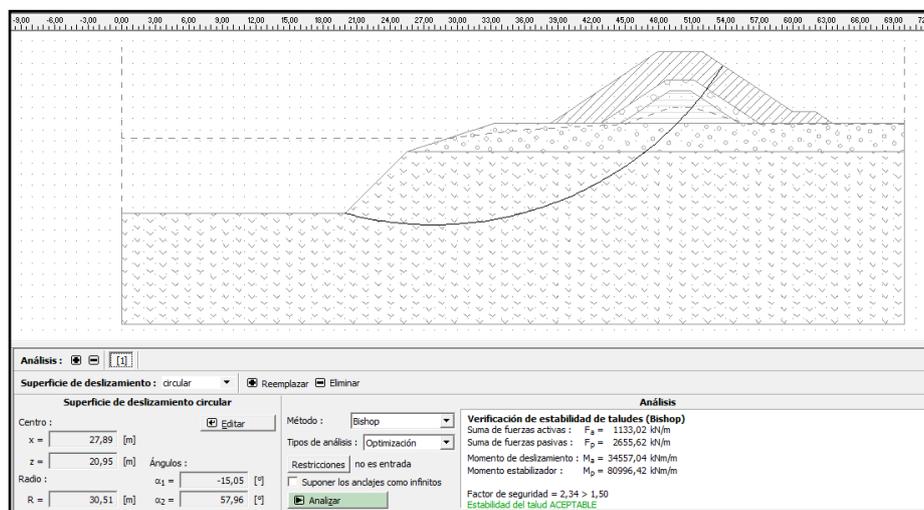


Método de Morgenstern - Price, FS = 2,92

Caso Descenso Niveles de Agua

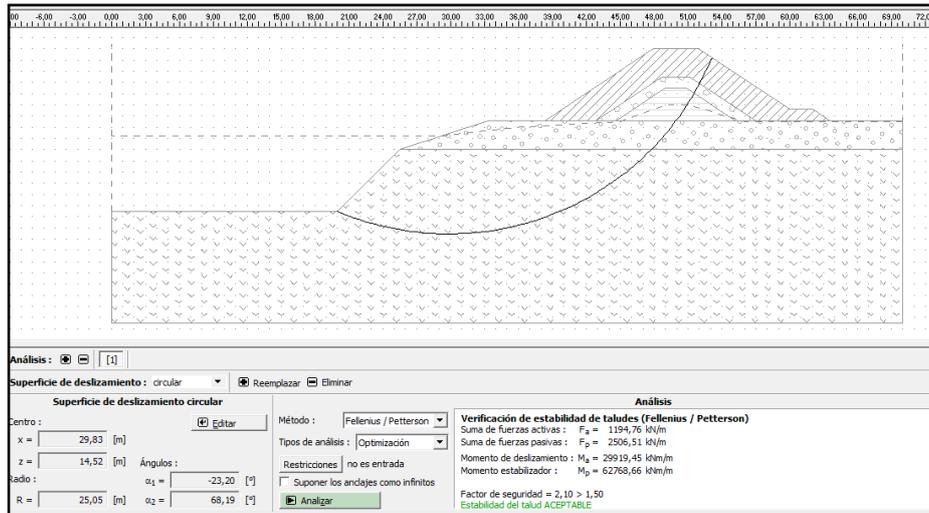


Niveles de Agua Considerados

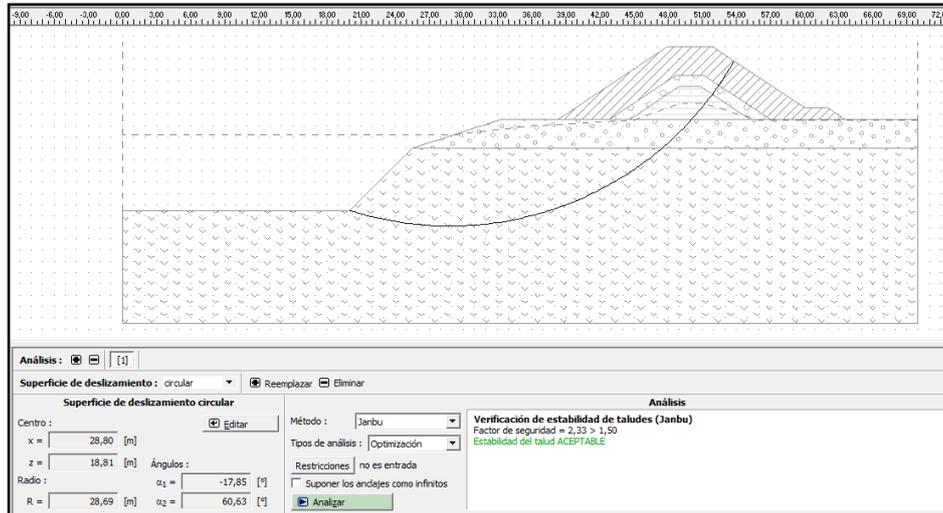


Método de Bishop, FS = 2,34

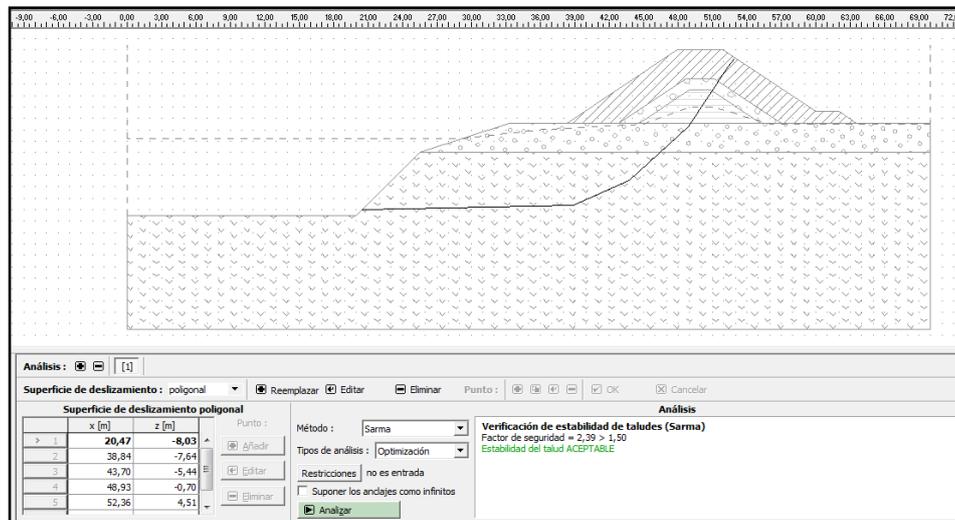
MEMORIA DE CALCULO



Método de Fellenius - Petterson, FS = 2,10

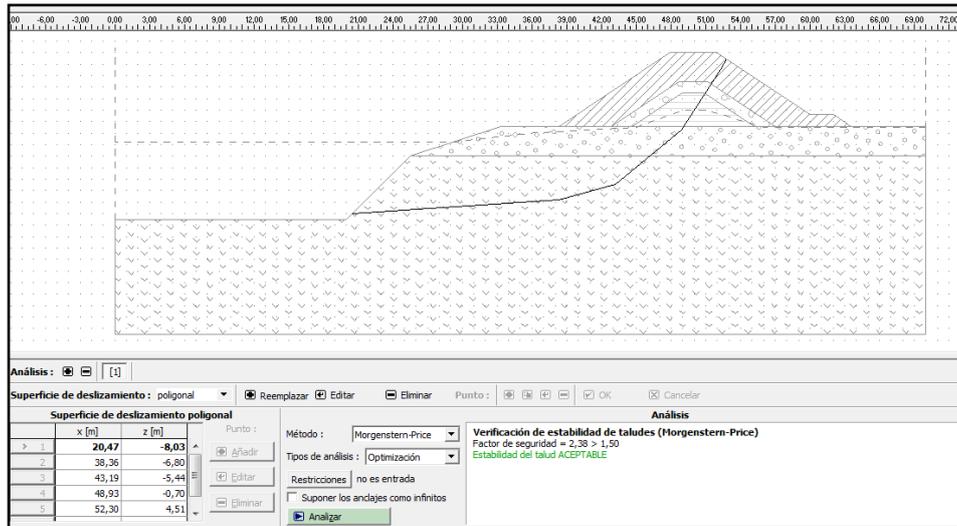


Método de Janbu, FS = 2,33



Método de Sarma, FS = 2,39

**MEMORIA DE CALCULO**



Método de Morgenstern - Price, FS = 2,38

**6.4 COMENTARIOS FINALES**

Sobre la base de la información geotécnica disponible se ha realizado el análisis de estabilidad de la escollera y su fundación para la situación de dragado con dos niveles de agua libre.

En la siguiente tabla se muestra el resultado de los factores de seguridad obtenidos en cada caso.

ESTADO	FACTORES DE SEGURIDAD					
	REQUERIDO	CIRCULAR			POLIGONAL	
		BISHOP	FELLENIOUS PETTERSON	JANBU	SARMA	MORGENSTERN - PRICE
Normal	1.50	2.92	2.67	2.90	2.93	2.92
Descenso	1.50	2.34	2.10	2.33	2.39	2.38

En la misma se aprecia que los valores obtenidos se encuentran holgadamente por sobre los estándares requeridos.