



PROYECTO FINAL INGENIERÍA CIVIL H-A



# **DISEÑO DE UNA TERMINAL PORTUARIA FLUVIAL PARA LA CARGA Y DESCARGA DE GRANELES SÓLIDOS EN EL RÍO URUGUAY**

*Tutores:*

Dr. Ing. Sebastián Solari

Msc. Ing. Rodrigo Alonso

*Autores:*

Victoria Barcala

Maia Calvo

Federico Vilaseca

INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E INGENIERÍA AMBIENTAL  
FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD – UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

AÑO 2015

*Los autores quisieran agradecer a los docentes que aportaron su tiempo y dedicación al asesoramiento en distintas etapas de este proyecto: Elizabeth González, Pablo Santoro, Luis Segura, Daniel Hasard, Wilde Schenck, y muy especialmente a nuestros tutores Sebastián Solari y Rodrigo Alonso.*

## RESUMEN EJECUTIVO DEL PROYECTO

El proyecto consiste en el diseño de una terminal portuaria granelera para el movimiento de cargas en Nueva Palmira. La terminal busca aumentar la capacidad del Sistema Portuario de Nueva Palmira (SPNP), aportando al posicionamiento del mismo como centro logístico de transbordo de cargas de la hidrovía Paraguay - Paraná - Uruguay.

La terminal portuaria diseñada posee una capacidad de carga de 1.000.000 de toneladas anuales, de las cuales el 50 % proviene del trasbordo de barcazas fluviales de la hidrovía y el 50 % es de producción nacional, llegando a la terminal por medio de transporte terrestre. Por lo tanto, el recibo de granos se realizará por vía terrestre y/o fluvial, mientras que el egreso únicamente por vía fluvial en buques de ultramar.

Para llevar a cabo el diseño de una terminal portuaria es necesario contar con datos de niveles y corrientes tanto en régimen medio como extremal. A lo largo del río Uruguay se cuenta con distintas estaciones de medición de nivel con registros históricos, pero no así con datos de corrientes, por lo que resultó imprescindible la implementación de un modelo hidrodinámico en el río. Por este motivo se llevó a cabo una modelación hidrodinámica bidimensional del tramo inferior del río Uruguay utilizando el modelo numérico TELEMAC-2D, gratuito y de código abierto (Lang, 2014).

De acuerdo a los estudios realizados, se seleccionó la ubicación de la Nueva Terminal dentro de la zona destinada a Zona Portuaria según el Plan Local de Ordenamiento Territorial de la ciudad de Nueva Palmira. Las coordenadas geográficas de la ubicación propuesta para la Nueva Terminal, en proyección UTM 21 Sur, son (368.322,0; 6.249.382,0).

Tomando como guía las Recomendaciones de Obras Marítimas, del Gobierno de España (R.O.M.), se diseñó la terminal portuaria con una vida útil de 25 años, un nivel de operatividad mayor al 85%, y una probabilidad conjunta de fallo asociada a estados límites últimos de 10%. Se utilizó el método de Nivel I para la verificación de las condiciones de fallo de las estructuras, por medio del método de los coeficientes parciales.

Se tomaron como buques de diseño el buque de ultramar tipo Panamax, y convoyes de barcazas del río Uruguay de 3 unidades. La terminal tiene capacidad para atender un buque y un convoy de tres barcazas de forma simultánea. Cuenta con 3 grúas, dos para carga de buques y una para descarga de barcazas, todas con sistema continuo de carga/descarga.

La tipología de la nueva terminal es una obra fija abierta y de hormigón. Ésta se compone de un pantalán principal y cuatro duques de alba. El pantalán oficia como soporte para las grúas de carga y descarga, y como estructura de atraque continuo para la barcaza, y atraque discontinuo para el buque de ultra mar. El sistema de atraque del buque se complementa con dos duques de alba aguas arriba del pantalán y dos aguas abajo del mismo, para los amarres denominados largos y trasveses.

El nivel de coronación del pantalán es +6,13 mWh (cotas referidas al 0 Wharton). El fondo se dragará hasta cota -12,1 mWh, y podrá extenderse hasta los -15,0 mWh de modo de admitir buques con mayor capacidad de carga. El diseño de las estructuras se realizó considerando cota de dragado a -15,0 mWh.

Las dimensiones del pantalán son 78 m de largo y 20 m de ancho, mientras que los duques de alba son de sección cuadrada, de 5 m de lado. Tanto el pantalán como los duques de alba están conformados por una losa apoyada sobre pilotes. Para la estructura principal se tienen 27 pilotes verticales y 4 inclinados, y para los duques de alba un total de 16 pilotes verticales. Por consideraciones constructivas se seleccionaron todos los pilotes de igual diámetro, siendo este 1 m. Los pilotes son de hormigón, perforados entubados con camisa perdida. Las condiciones geotécnicas que permiten considerar a los pilotes como empotrados se encuentran a cota -19,0 mWh, y se previó que se continuaran 5 m por debajo de modo de asegurar dicho empotramiento. De esta forma los pilotes alcanzan una longitud cercana a los 30 m. La losa se tomó de 0,40 m de espesor. Se consideró a su vez una viga, de sección rectangular de 0,85 m de base por 1 m de alto, de modo de solidarizar la estructura. El volumen total de hormigón es aproximadamente 2000 m<sup>3</sup>.

Se previó un área de dragado de 56.420 m<sup>2</sup> de modo de dar a las embarcaciones el espacio suficiente para realizar las maniobras de atraque, partida y reviro con seguridad. El volumen total de material a dragar será de aproximadamente 291.000 m<sup>3</sup>.

Se realizó un estudio de la erosión local, y se diseñó un enrocado de protección para los pilotes. Inicialmente no será necesaria su colocación, sino en el caso de que la cota de dragado se extienda hasta -15 mWh. En dicho caso se requerirán 25,0 m<sup>3</sup> de enrocado con un tamaño medio de 0,25 m por cada pilote que se proteja. Se decidió colocar la protección únicamente en los pilotes del lado del atraque de los buques de ultramar ya que son los que se verán afectados por el dragado, quedando expuestos a los efectos de la erosión. No será necesario proteger los pilotes restantes ya que no se dragará a su alrededor y la erosión local esperable está cubierta en el cálculo estructural. En total se necesitarán 275,0 m<sup>3</sup> de enrocado, para proteger los 11 pilotes ubicados sobre la cara Oeste.

Por otra parte, se realizó un estudio de impacto ambiental sectorial, con énfasis en los impactos hidromorfológicos de la implantación de la obra, el cual por estar autocontenido se presenta en un documento aparte.

---

**ÍNDICE**

1.	Introducción .....	10
2.	Condicionantes de diseño .....	12
2.1.	Sistema Portuario de Nueva Palmira .....	12
2.2.	Definición de Cargas de Proyecto .....	14
2.2.1.	Capacidad de carga actual del Sistema Portuario de Nueva Palmira .....	14
2.2.2.	Proyección de exportaciones de graneles .....	14
2.2.3.	Proyección de trasbordos de graneles en Nueva Palmira .....	16
2.2.4.	Proyección de graneles vs capacidad de infraestructura.....	16
2.2.5.	Definición de cargas de proyecto.....	17
2.3.	Canal Martín García .....	18
2.3.1.	Condiciones actuales del canal Martín García .....	18
2.4.	Buques de diseño.....	19
2.5.	Antecedentes del estudio de localización .....	23
2.5.1.	Proyectos para el Sistema Portuario de Nueva Palmira .....	24
2.6.	Plan de Ordenamiento Territorial.....	27
3.	Información de base.....	29
3.1.	Datos de nivel en el río Uruguay.....	29
3.2.	Datos de viento.....	30
3.3.	Caudales.....	31
3.4.	Batimetrías.....	31
3.5.	Estudios Geotécnicos.....	33
4.	Variables climáticas .....	34
4.1.	Niveles.....	34
4.1.1.	Régimen medio .....	34
4.1.2.	Régimen extremal .....	35
4.2.	Vientos .....	38
4.2.1.	Corrección de datos de reanálisis .....	39
4.2.2.	Régimen medio .....	43
4.2.3.	Régimen extremal .....	45
4.2.4.	Cálculo de altura de ola significativa.....	46
5.	Modelación hidrodinámica de corrientes .....	49

---

5.1.	Método de los elementos finitos.....	49
5.2.	Ecuaciones de aguas poco profundas.....	49
5.3.	Parámetros ingresados en la modelación.....	50
5.3.1.	Malla de cálculo .....	51
5.3.2.	Condiciones de borde .....	52
5.4.	Calibración del modelo .....	54
5.5.	Validación del modelo .....	59
5.6.	Análisis de sensibilidad .....	59
5.6.1.	Coefficiente de rugosidad de Manning .....	60
5.6.2.	Desfasaje de caudales .....	60
5.6.3.	Paso de tiempo .....	63
5.6.4.	Vientos .....	64
5.6.5.	Sensibilidad al fenómeno de marea.....	66
5.6.6.	Caudal del río Paraná .....	69
5.6.7.	Análisis de corrientes en Nueva Palmira.....	71
5.6.8.	Sensibilidad del modelo implementado .....	73
5.7.	Implementación del modelo para determinar régimen de corrientes.....	73
6.	Selección de ubicación .....	76
7.	Requerimientos básicos .....	78
7.1.	Carácter general y operativo de la obra .....	78
7.1.1.	Índice de repercusión económica .....	78
7.1.2.	Índice de repercusión social y ambiental.....	79
7.1.3.	Índice de repercusión económica operativa.....	79
7.1.4.	Índice de repercusión social y ambiental operativo .....	80
7.2.	Vida útil, probabilidad conjunta de fallo y método de verificación.....	80
8.	Diseño preliminar en planta y alzado .....	82
8.1.	Orientación .....	82
8.2.	Emplazamiento .....	83
8.2.1.	Verificación área para maniobra de reviro .....	83
8.3.	Verificación capacidad de movilización de cargas.....	84
8.4.	Longitud total de la línea de atraque.....	86
8.5.	Ancho del pantalán.....	87
8.6.	Nivel de coronación del atraque.....	87

---

8.7.	Profundidad en el atraque .....	89
8.8.	Área y volumen de dragado.....	92
8.8.1.	Área de reviro.....	92
8.8.2.	Cálculo de área y volumen de dragado .....	93
8.9.	Determinación de ubicación de duques de alba .....	94
9.	Definición de los agentes y sus acciones .....	97
9.1.	Agente gravitatorio.....	97
9.2.	Agentes del medio físico.....	98
9.2.1.	Acciones debidas al viento sobre la estructura .....	98
9.2.2.	Acciones debidas al viento sobre el buque.....	99
9.2.3.	Acciones debidas a la corriente sobre la estructura .....	100
9.2.4.	Acciones de la corriente sobre el buque.....	100
9.2.5.	Acciones debidas al oleaje sobre la estructura.....	102
9.2.6.	Acciones del oleaje sobre el buque.....	105
9.2.7.	Otros agentes climáticos atmosféricos .....	106
9.3.	Agentes de uso y explotación .....	106
9.3.1.	Estacionamiento y almacenamiento de mercancías.....	106
9.3.2.	Manipulación de mercancías .....	107
9.3.3.	Operaciones de los buques .....	108
9.3.4.	Efectos hidrodinámicos inducidos por los buques en tránsito .....	108
9.3.5.	Acciones de atraque.....	110
9.3.6.	Acciones de amarre.....	115
9.3.7.	Métodos para la determinación de las acciones de amarre.....	116
10.	Selección de defensas .....	119
11.	Bases de diseño .....	122
11.1.	Formulación determinista-probabilista .....	123
11.2.	Selección de estados a considerar .....	123
11.3.	Método de los coeficientes parciales .....	125
12.	Condiciones de trabajo .....	126
12.1.	Modos de fallo adscritos a estados límite operativos .....	126
12.1.1.	Planteo de condiciones de parada para cada modo de fallo .....	126
12.1.2.	Verificación de condiciones de parada para cada modo de fallo .....	128
12.2.	Modos de fallo adscritos a estados límite últimos .....	131

13.	Pre-diseño estructural de pantalán y duques de alba .....	136
13.1.	Programas computacionales utilizados .....	136
13.2.	Geotecnia.....	136
13.3.	Pre-diseño estructural de pilotes – primera aproximación .....	138
13.3.1.	Analogía con tornillos.....	138
13.3.2.	Ejemplo de cálculo .....	139
13.4.	Pre-diseño estructural de pilotes - segunda aproximación .....	142
13.4.1.	Diseño de estructuras por pandeo.....	143
13.4.2.	Consideraciones generales de la estructura .....	145
13.4.3.	Pilotes verticales .....	145
13.4.4.	Pilotes inclinados.....	147
13.4.5.	Pre diseño duques de alba .....	149
13.4.6.	Materiales pilotes .....	150
13.5.	Pre – diseño estructural losa .....	150
13.5.1.	Dimensionado de losas en una dirección.....	151
13.5.2.	Pre – diseño de losetas .....	151
13.5.3.	Pre – diseño losa .....	153
13.5.4.	Conjunto losa-loseta .....	154
13.5.5.	Materiales loseta y losa.....	155
13.6.	Pre diseño estructural vigas.....	156
14.	Diseño de protección contra erosión local de pilotes.....	160
14.1.	Cálculo de protección de erosión por corrientes producidas por hélices .....	160
14.1.1.	Estimación de profundidad de erosión máxima producida por las hélices ....	160
14.1.2.	Cálculo de corrientes producidas por hélices .....	161
14.1.3.	Cálculo de tamaño de enrocado de protección contra acción de las hélices.	162
14.2.	Cálculo de protección de erosión por corriente del río.....	162
14.2.1.	Cálculo de profundidad de erosión máxima por acción de la corriente .....	162
14.2.2.	Cálculo de tamaño de enrocado de protección contra acción de la corriente	163
14.3.	Determinación de la extensión en planta y profundidad del manto de enrocado .	163
14.4.	Consideraciones constructivas .....	164
15.	Estimación de costos.....	166
	BIBLIOGRAFÍA.....	167

---

ANEXOS .....	169
1. ANEXO I – Análisis exploratorio de datos climáticos.....	170
2. ANEXO II – Análisis de mareas.....	189
3. ANEXO III – Esfuerzos actuantes sobre la estructura .....	191
4. ANEXO IV - Láminas .....	195

## 1. INTRODUCCIÓN

El movimiento de cargas sólidas a granel en los puertos del litoral uruguayo se ha incrementado notoriamente en los últimos años, lo que ha llevado al diseño y construcción de varias terminales para buques y barcasas a lo largo del río Uruguay, destacándose los desarrollos portuarios en la zona de Nueva Palmira.

El objeto de este trabajo es diseñar, desde el punto de vista hidráulico, una terminal portuaria para la carga y descarga de graneles sólidos en el río Uruguay. El diseño implicó pre-diseñar las obras civiles desde un punto de vista estructural y geotécnico; diseñar un enrocado de protección contra la erosión local de la estructura; y realizar el estudio de impacto ambiental de la terminal con énfasis en los aspectos hidromorfológicos.

El trabajo se inició con el estudio de las posibles condicionantes para el diseño de la terminal. En este sentido, se tuvo en cuenta las proyecciones de demanda para el transporte de graneles sólidos, las características del sistema portuario existente en Nueva Palmira, el estado del canal como vía de acceso, la flota de buques esperable en el atraque, el plan de ordenamiento territorial de la ciudad y estudios previos de localización. Este análisis se presenta en el Capítulo 2.

Posteriormente, se realizó un estudio de las condiciones climáticas en la que se encuentra el emplazamiento. Se obtuvieron series de niveles y vientos en la zona pero no de corrientes. Estas son un factor muy importante en el estudio de una terminal portuaria, por lo que al no contar con series de mediciones, se realizó una modelación bidimensional de las condiciones hidrodinámicas del tramo inferior del río Uruguay, desde Carmelo hasta Fray Bentos. Para ello, se utilizó información batimétrica del río Uruguay y Paraná, series de caudales de los ríos Uruguay, Río Negro y Paraná, y series de niveles en Carmelo. En el Capítulo 3 se detalla la información de base que se obtuvo para el diseño de la terminal, así como su fuente, mientras que el Capítulo 4 se muestra el análisis estadístico de las series obtenidas de niveles, caudales y vientos, presentándose una caracterización de su régimen medio y extremal.

La modelación del tramo inferior del río Uruguay se realizó en el código abierto TELEMAC-2D. Se realizó la calibración del modelo implementado a partir de series de niveles en distintas estaciones hidrográficas a lo largo de este tramo del río Uruguay (Puerto Aldao, Villa Soriano, y Nueva Palmira). Se validó el valor del coeficiente de rugosidad obtenido y se realizaron análisis de sensibilidad ante distintos factores. La implementación del modelo, así como su validación, calibración y los análisis de sensibilidad realizados se describe en el Capítulo 5.

La ubicación de la terminal se definió teniendo en cuenta: las condicionantes de diseño, la distancia al eje del canal del río y a la costa, la profundidad, y la velocidad de la corriente. Este análisis se detalla en el Capítulo 6.

Finalizado el proceso de modelación, contando con las variables de nivel, corriente y viento para la zona de estudio, se comenzó el proceso de pre-diseño de la terminal. A lo largo del proceso de diseño se utilizaron como guías las Recomendaciones de Obras Marítimas, del Gobierno de España (R.O.M.).

El proceso de diseño se inició definiendo los requerimientos básicos de la obra, a partir de a la caracterización de la misma con distintos índices de repercusión, según se detalla en el Capítulo 7.

El pre-diseño realizado, desarrollado en el Capítulo 8, comprende: definición de tipo de estructura (pantalán y duques de alba), tipología (obra fija abierta), geometría (largo y ancho), ubicación y orientación, nivel de coronación y área y profundidad de calado.

En el Capítulo 9, se detallan los agentes actuantes sobre la estructura, y las solicitudes generadas por ellos. Luego, a modo de completar los esfuerzos y solicitudes a los que estará sometida la obra, se seleccionaron las defensas tanto para el atraque de buque como de barcazas según se detalla en el Capítulo 10.

En función de la caracterización de la obra y su importancia, se definieron las formulaciones y métodos a utilizar para su verificación, como se detalla en el Capítulo 11. De acuerdo a esto, se definieron los estados de solicitud o condiciones de trabajo que deberán considerarse para el diseño y verificación de la estructura, según se muestra en el Capítulo 12.

La terminal se diseñó como una estructura fija abierta, de hormigón, con una losa apoyada sobre pilotes. Se realizó un pre-diseño estructural de los elementos de la terminal, evaluando su comportamiento para las distintas condiciones de trabajo definidas anteriormente. Esto permitió realizar un metraje preliminar de las obras cuantificando el hormigón requerido, según se muestra en el Capítulo 0.

Por otra parte, se estudiaron las características de la erosión local sobre los pilotes, y se realizó el diseño de un enrocado de protección, el cual se detalla en el Capítulo 14.

En el Capítulo 15 se realiza una estimación de los costos de la obra teniendo en cuenta las actividades de dragado y de construcción de pilotes, losas y vigas de acuerdo a las cantidades y volúmenes halladas anteriormente.

Finalmente, se llevó a cabo un estudio de impacto ambiental sectorial con énfasis en los aspectos hidromorfológicos del proyecto. En el mismo se identifican los posibles impactos que se puedan producir durante las distintas fases del emprendimiento. Se valora su significancia y se estudian en detalle los cambios en la hidrodinámica del río producidos por la implantación de la terminal. Esto se presenta en un documento a parte por ser autocontenido.

## 2. CONDICIONANTES DE DISEÑO

En este capítulo se introducen las condicionantes que limitan el diseño de la terminal. Las distintas condicionantes consideradas fueron: el estado actual y las proyecciones de los movimientos de graneles sólidos; el dragado del canal Martín García; y las restricciones espaciales de localización.

Se entendió que la situación actual de las terminales portuarias en la zona de Nueva Palmira era limitante del diseño de la terminal, en el entendido que la nueva terminal a diseñar debía contar con capacidades de carga/descarga y movilización de graneles del orden de las terminales existentes de modo de ser competitiva con éstas.

Por otra parte, se estudiaron las condiciones del canal Martín García, por ser esta la vía de acceso a la zona y limitar el calado de los buques que pueden arribar a la terminal, condicionando su capacidad de carga. Se tuvieron en cuenta antecedentes de localización que permitieron acotar la zona de estudio de acuerdo a las condiciones de navegabilidad del río. En base a estas condicionantes se definieron los buques de diseño para la terminal.

Por último, se consideró el Plan de Ordenamiento Territorial para la ciudad de Nueva Palmira, con objeto de localizar la terminal en la zona de la ciudad prevista para usos portuarios.

### 2.1. Sistema Portuario de Nueva Palmira

El Sistema Portuario de Nueva Palmira (SPNP) es, después del puerto de Montevideo, el más importante del país por tonelaje de cargas movilizadas. El mismo opera en régimen de Zona Franca. El dinamismo de los últimos años se debe, en gran parte, a su ubicación geográfica estratégica que facilita la salida a ultramar de la producción tanto nacional como regional, siendo un puerto importante para la carga en tránsito proveniente de la Cuenca del Plata a través de la Hidrovía Paraguay-Paraná, que se muestra en la Figura 2-1.

El sistema actual de la ciudad de Nueva Palmira comprende tres terminales comerciales (una pública y dos privadas), a saber:

- Puerto público administrado por la Administración Nacional de Puertos (ANP) y operado por Terminales Graneleras de Uruguay (TGU)
- Puerto de Corporación Navíos S.A. (CNSA)
- Puerto Ontur Internacional S.A. (ONTUR)

Todas estas terminales cuentan con infraestructura e instalaciones para operar con buques de ultramar y barcasas, y para almacenar mercadería. Actualmente todas las terminales presentan ocupaciones elevadas.

El gran crecimiento de la producción agrícola en nuestro país y la región, resultó en un fuerte crecimiento de la carga en graneles agrícolas movilizada por el SPNP, lo que se observa en que la carga total movilizada en 2011 fue prácticamente el doble de la de 2007. Aproximadamente el 70% de la movilización de la carga total de graneles en el país en el año 2011 se llevó a cabo a través del SPNP. En la Tabla 2-1 se detallan las cargas totales movilizadas en los puertos comerciales uruguayos en el año 2011, en toneladas.



Figura 2-1 - Hidrovía Paraná – Paraguay, Plan de Ordenamiento Territorial, Nueva Palmira y área de influencia, 2012

Puerto	Contenedores	Graneles	Mercadería General	TOTAL
Montevideo	7.501.963	2.974.959	821.272	11.298.194
Nueva Palmira	-	7.895.384	2.504.181	10.399.565
Juan Lacaze	-	134.68	119.734	254.412
Colonia	-	-	97.089	97.089
Fray Bentos	-	109.35	-	109.354
Paysandú	-	108.48	-	108.477
Salto	-	-	-	-
<b>TOTAL</b>	<b>7.501.963</b>	<b>11.222.852</b>	<b>3.542.276</b>	<b>22.267.091</b>

Tabla 2-1 - Toneladas de mercancía movilizada por modalidad de carga por los puertos comerciales Uruguayos (2011), Fuente ANP

El tránsito y transbordo de mercaderías de otros países (principalmente Paraguay) representó casi el 50% del tonelaje movilizadopor el SPNP, por lo que el movimiento total de mercaderías del sistema presenta una gran dependencia de las cargas de la región.

En la Tabla 2-2 se muestran las cargas movilizadas por las distintas terminales portuarias de Nueva Palmira en el período 2009-2011.

<b>Año</b>	<b>Navíos</b>	<b>ONTUR</b>	<b>ANP</b>	<b>TOTAL SPNV</b>
2009	4.370.973	2.110.786	1.251.582	7.733.611
2010	5.743.453	2.677.491	2.173.844	10.594.789
2011	5.522.413	2.504.830	2.372.322	10.399.565

**Tabla 2-2 – Cargas en toneladas movilizadas en las distintas terminales portuarias del SPNP (2009-2011), Fuente ANP**

De estos valores se desprende la importancia de que la infraestructura de medios de transporte marítimos sea capaz de acompañar el crecimiento del mercado de granos a nivel nacional y regional.

## **2.2. Definición de Cargas de Proyecto**

Para las cargas de diseño de la terminal, se tomó como referencia el informe "Uruguay 2030" (Olazábal, 2013), donde se realizó un estudio de la situación actual y proyecciones al año 2030 de las terminales portuarias en Nueva Palmira.

### **2.2.1. Capacidad de carga actual del Sistema Portuario de Nueva Palmira**

La capacidad de carga de graneles en buques de ultramar instalada en el SPNP al día de hoy, considerando las inversiones proyectadas para el presente año, corresponde a:

- CNSA: 5.800.000 ton/año de granos
- TGU (puerto ANP): 3.200.000 ton/año de granos
- ONTUR: 1.000.000 ton/año de granos
- TOTAL SPNP: 10.000.000 ton/año de granos

Mientras que para la descarga de barcazas con graneles en el horizonte de 2015, las capacidades instaladas son:

- CNSA: 3.500.000 ton/año de granos
- TGU (puerto ANP): 2.000.000 ton/año de granos
- ONTUR: 500.000 ton/año de granos
- TOTAL SPNP: 6.000.000 ton/año de granos

Por otra parte, se tiene la estación Flotante Punta Arenal, 22 km al norte de Nueva Palmira, que tiene una capacidad para cargas de trasbordo de 1.000.000 ton/año, pudiendo ser utilizada en el futuro para granos de la Hidrovía.

### **2.2.2. Proyección de exportaciones de graneles**

Aproximadamente el 80% de la producción nacional de soja y de trigo se exportó en 2012 por el puerto de Nueva Palmira y prácticamente el 20% restante por Montevideo. De esta forma Nueva Palmira canaliza actualmente la producción de litoral y parte del Sur y Noreste (60% del "no-litoral").

Con las proyecciones de área de cultivo para el país, considerando incrementos anuales moderados en los rendimientos y descontando los consumos internos estimados para el

período, el saldo exportable de granos y tortas del país se incrementaría respecto a los guarismos de 2012 (5,5 millones de ton) en un 43% en 2020 (7,9 millones de ton) y en un 75% en 2030 (9,6 millones de ton) respecto al mismo año, ver Tabla 2-3.

Cultivo	2012	2020	2030
SOJA	2.565	2.816	2.800
MAIZ	200	492	545
TRIGO	1.600	2.003	2.593
CEBADA	32	32	32
SORGO	31	257	312
ARROZ (*)	1.062	1.597	1.936
OTROS	0	0	0
TOTAL Granos	5.490	7.197	8.218

**Tabla 2-3 - Evolución de las exportaciones por cultivo (mil ton.)**

De mantenerse, en términos generales, las relaciones actuales entre zonas de producción y puertos de salida y asumiendo que ocurrirá una industrialización parcial de la producción de soja, el porcentaje relativo de este producto en el total de exportaciones disminuye. Las proyecciones de carga para el año 2020 y 2030 serían las mostradas en la Tabla 2-4.

Producto	Nueva Palmira	Montevideo	Tierra	Total 2020
SOJA	2.184	603	29	2.816
TRIGO	1.607	334	62	2.003
MAIZ	344	148	0	492
CEBADA	32	0	0	32
SORGO	98	159	0	257
ARROZ	9	1.296	291	1.597
total	4.275	2.539	382	7.196

Producto	Nueva Palmira	Montevideo	Tierra	Total 2030
SOJA	1.901	857	41	2.800
TRIGO	2.081	432	80	2.593
MAIZ	382	164	0	545
CEBADA	32	0	0	32
SORGO	119	193	0	312
ARROZ	11	1.571	353	1.936
total	4.526	3.217	474	8.217

**Tabla 2-4 - Exportaciones principales cultivos por forma de salida - 2020 y 2030 (mil ton.)**

Se debe tener en cuenta que las proyecciones se realizaron considerando a partir de 2015 la instalación de una industria aceitera con un consumo anual de un millón de toneladas y la duplicación de esta capacidad a partir de 2021 (en base a la experiencia de la evolución de la industria en la región). De no concretarse este escenario con industria de molienda, las exportaciones proyectadas de soja en grano deberían incrementarse en 1 y 2 millones respectivamente para 2020 y 2030.

Por otra parte, en las exportaciones de granos hay que tener presente que, el arroz es exportado casi en su totalidad en bolsas y/o contenedores.

Se tiene que, sin concretarse Cereoil, en el 2020 se exportaría un tonelaje de granos a granel de 4.266.000 ton y en 2030 4.517.000 ton por el SPNP. En caso de contar con Cereoil (ver Capítulo 2.5.1.5), en el 2020 se exportaría un tonelaje de granos a granel de 5.266.000 ton por el puerto de Nueva Palmira, y en el 2030 se exportaría un tonelaje de granos a granel de 6.517.000 ton por dicho puerto.

### 2.2.3. Proyección de trasbordos de graneles en Nueva Palmira

Por los puertos uruguayos se trasborda un importante tonelaje de granos paraguayos, siendo el total del tonelaje trasbordado movilizado por el puerto de Nueva Palmira.

El potencial productivo de esta región superaría los 10 millones de hectáreas cultivables siendo considerada una de las regiones con mayor potencial de crecimiento agrícola a nivel mundial.

Una buena parte del total del volumen de exportación de granos paraguayos se comercializa a través de la hidrovía Paraguay-Paraná-Uruguay, lo cual genera grandes volúmenes de cargas de tránsito en los puertos de la misma. Los tránsitos de soja y cereales se reparten de forma pareja entre puertos de Argentina y Uruguay, siendo el SPNP el principal receptor de dichas cargas de este último. En la Tabla 2-5 se presentan las proyecciones de trasbordo Paraguayo a través de Nueva Palmira.

	2012	2020	2030
Soja x URU	1.208	2.221	2.798
Cereales x URU	1.105	1.458	2.102
<b>Total</b>	<b>2.313</b>	<b>3.679</b>	<b>4.891</b>

Tabla 2-5 - Tránsitos y trasbordos Paraguayos por Argentina y Uruguay 2012.

### 2.2.4. Proyección de graneles vs capacidad de infraestructura

De las proyecciones realizadas para los años 2020 y 2030, en la hipótesis que se materialice la instalación de la industria aceitera de Cereoil en La Agraciada (Soriano), resulta que las exportaciones y el transbordo de granos por el Sistema Portuario de Nueva Palmira serían:

- **Año 2020:** 4.266.000 ton de exportación y 3.679.000 ton de transbordo
- **Año 2030:** 4.517.000 ton de exportación y 4.900.000 ton de transbordo

De no materializarse el referido proyecto aceitero de Cereoil en La Agraciada (ver Capítulo 2.5.1.5), las proyecciones de exportación de granos realizadas para los años 2020 y 2030, aumentarían en 1.000.000 ton para el 2020 y en 2.000.000 ton para el 2030. Esto se debe a que al no instalarse esa industria, no se consumiría por parte de la misma el tonelaje de soja indicado antes como incremento. Resulta entonces que, de no materializarse para el 2015 el proyecto de Cereoil, las exportaciones y el transbordo de granos por el Sistema Portuario de Nueva Palmira serían:

- **Año 2020:** 5.266.000 ton de exportación y 3.679.000 ton de transbordo
- **Año 2030:** 6.517.000 ton de exportación y 4.900.000 ton de transbordo

Se debe tener presente que la estación flotante Punta Arenal, próxima al SPNP (22 km al norte), tiene una capacidad para cargas de transbordo de 1.000.000 ton/año, pudiendo ser utilizada en el futuro para granos de la Hidrovía.

En conclusión la suma de las capacidades instaladas en el SPNP y en la Estación Flotante en Punta Arenal (total, 11.000.000 ton/año) cubrirían los volúmenes de carga de granos previstos para el año 2030 (9.417.000 ton) en la hipótesis de que el proyecto de industria aceitera de Cereoil en La Agraciada se materialice en el 2015.

De no concretarse el proyecto de Cereoil, las capacidades instaladas en el SPNP y en la estación flotante en Punta Arenal (total, 11.000.000 ton/año), cubrirían los volúmenes de carga de granos previstos para el 2020 (8.945.000 ton), y no los volúmenes de carga de granos previstos para el 2030 (11.417.000 ton), aunque en este último caso con un pequeño déficit.

Debe considerarse además que de concretarse el dragado del río Uruguay previsto por la Comisión Administradora del río Uruguay (CARU), se estaría posibilitando la entrada del Puerto de Fray Bentos al sistema de terminales portuarias para embarque de granos.

En cuanto a la capacidad de descarga con la situación actual, se estarían cubriendo hasta el año 2030 las proyecciones de transbordo de granos (4.900.000 ton/año) con las capacidades instaladas de descarga en el SPNP (6.000.000 ton/año).

#### **2.2.5. Definición de cargas de proyecto**

Según la investigación realizada en el trabajo Uruguay 2030, las instalaciones portuarias activas actualmente, con algunas modificaciones propuestas para ser concretadas a lo largo de este año, en caso de concretarse la instalación de la industria Cereoil, serían suficientes para atender las proyecciones de carga, descarga y trasbordo para el año 2030. Si no se concreta Cereoil, se tendría un déficit de aproximadamente 400.000 ton.

Por otra parte, se tienen dos proyectos a ser llevados a cabo a nombre de Belwood Company S.A. y PRYSUR S.A (ver Capítulo 2.5.1), que aumentan las cargas posibles a ser manipuladas, por lo que los déficits antes mencionados no serían un problema. Sin embargo, estos proyectos se encuentran a la espera de habilitación por parte de la CARU, por lo que no se sabe cuándo podrán ser efectivos.

Debido a esto, se propone proyectar una instalación portuaria para carga y descarga de graneles sólidos, con una capacidad de carga de 1.000.000 ton/año, y una capacidad de descarga de 500.000 ton/año. La relación entre la capacidad de carga y de descarga adoptadas se definió tomando como referencia las relaciones entre estos parámetros para las terminales portuarias existentes en el SPNP. La diferencia entre la capacidad carga y descarga podrá ser complementada por medio de transporte terrestre, brindando a la industria granelera uruguaya un nuevo punto de salida al mercado internacional en una ubicación estratégica.

La construcción de esta instalación permitiría no solo asegurar que no habrá déficit de carga ni descarga al año 2030, permitiendo dejar de lado la terminal portuaria flotante en Punta Arenales, y aumentar el período de previsión adoptando mayor capacidad de carga, sino que brindaría competencia y adaptabilidad al servicio actual. Cabe destacar la ventaja que presenta esta terminal frente a la terminal de Punta Arenales, dado que permite el acopio de graneles, brindando independencia a las operaciones de carga y descarga, y permitiendo la vinculación con el transporte terrestre de mercancías, fomentando la producción nacional de granos.

### 2.3. Canal Martín García

El Canal Martín García se inicia en las proximidades del Km 37 del canal de acceso al puerto de Buenos Aires, dirigiéndose al norte hacia la costa de la República Oriental del Uruguay, se conecta con la desembocadura de los ríos Uruguay, Paraná Guazú y Paraná Bravo, aproximándose a la isla Martín García, que se halla en el Km 111 de dichos canales. En Figura 2-2 se presenta un esquema del canal.



Figura 2-2 - Esquema Canal Martín García.

A mediados de los 90 se realizaron obras de dragado que llevaron el canal Martín García a la profundidad de 32 pies (9,75 m). Es fundamental para un mejor posicionamiento de las exportaciones de granos uruguayos y la captación de cargas de transbordo resolver la profundización y gestión del dragado de Martín García, a corto plazo a 34 pies y a mediano plazo a 38 pies (Olazábal, 2013).

El dragado del canal Martín García permitiría el ingreso de buques de ultramar con mayores cargas, colaborando con mejores rendimientos de carga y menores tiempos muertos en las terminales portuarias, evitando así ineficiencias y mayores costos para los buques.

#### 2.3.1. Condiciones actuales del canal Martín García

En los últimos años, el canal ha sufrido un grave aterramiento, perdiendo sus 32 pies de profundidad y ancho de solera. Actualmente, según el presidente del Centro de Navegación, Alejandro González, el canal no tiene los anchos prescriptos. En algunos lugares no alcanza los 40 m, ni el calado estipulado. A su vez, los prácticos recomendaron, luego de algunos incidentes en la navegación, que no se navegue a más de 29 pies de calado.

Durante la realización del proyecto se tuvo la oportunidad de visitar la terminal de Corporación Navíos, en donde de acuerdo a lo conversado con el Ing. Schenck, gerente de planta de Terminal Navíos, si bien los buques pueden ingresar a Nueva Palmira a través del canal, si el calado de los buques cargados es mayor a 29 pies, estos deben navegar aguas arriba por el Paraná Bravo hasta el Paraná Guazú, y allí tomar el Canal Martín Irigoyen, atravesando canales angostos y meandrosos, para allí dirigirse por el Paraná Palmas hacia el Río de la Plata a través

del Canal Mitre. Esto requiere tiempo, y coordinación de las actividades, ya que para navegar por el Paraná es conveniente que haya luz, y a su vez, debe pasar por los puentes ubicados sobre el canal Irigoyen antes de la noche. Esto incurre en un gasto económico que encarece el transporte de los granos.

Uruguay y Argentina llamaron a licitación pública para la recuperación del canal Martín García desde el Km 37, a la altura de la Barra del Farallón, y el Km 0 del río Uruguay, para dragar a 32 pies. El 25 de setiembre de 2015, la Comisión Administradora del Río de la Plata (CARP) otorgó al consorcio Servimagnus y Shanghai Dredging Corporation, ganador de la licitación, el dragado del canal Martín García para su recuperación. El 12 de noviembre, la Comisión Administradora del Río de la Plata (CARP) comunicó que las condiciones estaban dadas para comenzar las obras. Según el acuerdo firmado, el consorcio tiene 225 días para culminar el trabajo. Las obras permitirán que los buques puedan aumentar su capacidad de carga sin tener que desviar su recorrido hacia el Río Paraná.

Para el diseño de la terminal portuaria se tomaron 32 pies de profundidad del canal. Sin embargo, se prevé diseñar las estructuras de modo de permitir ampliar la profundidad de la instalación en caso de profundizar el dragado del canal Martín García, para poder dragar a 38 pies, permitiendo barcos de ultra mar con mayor calado lo que permitiría una mayor capacidad de carga de los buques.

#### **2.4. Buques de diseño**

Se definió que los buques esperables en el atraque son buques graneleros y barcazas. Los buques graneleros (bulk carriers) son barcos diseñados para transportar productos específicos. Se diferencian en barcos para graneles líquidos y graneles secos, donde se incluyen los mayores buques en operación. Se estableció para el diseño de la terminal que se considerarán únicamente barcos de graneles secos.

A partir de los datos de buques arribados y partidos en la terminal de ANP dirigida por TGU, y a través de la página de Marine Traffic, se obtuvieron los nombres de algunos de los barcos que atracan en las terminales existentes. Esto permitió obtener parámetros para caracterizar el buque tipo esperado en el atraque.

De acuerdo a los datos recabados, se tiene que los mayores buques registrados corresponden a buques Capesize. Sin embargo por cuestiones de calado, estos buques se encuentran únicamente en casos excepcionales en el río Uruguay. De considerar buques de mayores capacidades, éstos tienen dificultado su retorno al Río de la Plata a través del Canal Irigoyen debido a su eslora. Por esta razón, se toma como diseño buques menores, tipo Panamax, con las características detalladas en Tabla 2-6. Las medidas en esta tabla se corresponden con las definidas en la R.O.M. 2.0-11, Tabla 4.6.4.32, algunas de ellas se corresponden con las indicadas en la Figura 2-3.

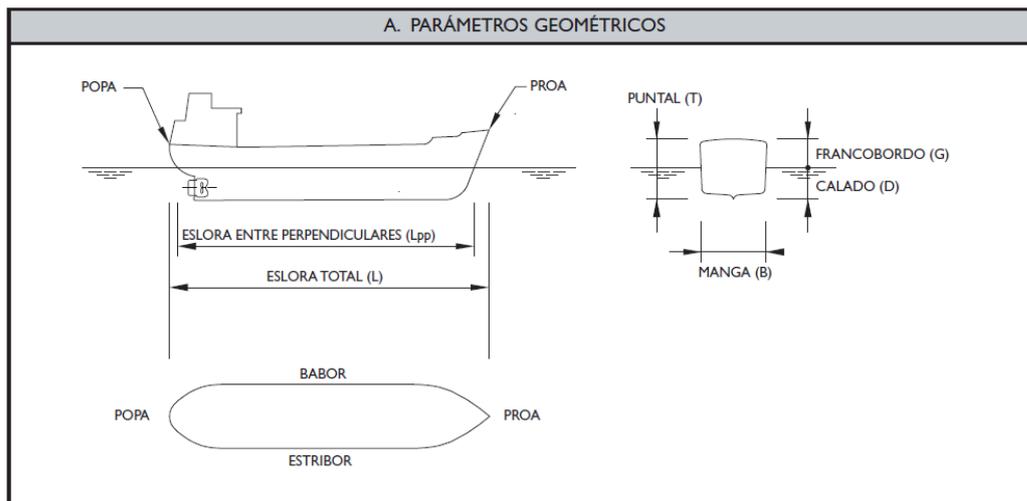


Figura 2-3- Parámetros geométricos de buques Panamax.

BUQUE PANAMAX	
TPM (t)	70.000
$\Delta_{PC}$ (t)	86.000
L (m)	236
$L_{pp}$ (m)	227
B (m)	32,3
T (m)	19,3
$D_{e\ max}$ (m)	14
$A_{T\ emer\ max}$ (m <sup>2</sup> )	892
$A_{T\ emer\ min}$ (m <sup>2</sup> )	628
$A_{L\ emer\ max}$ (m <sup>2</sup> )	3.930
$A_{L\ emer\ min}$ (m <sup>2</sup> )	2.340
$A_{T\ sumer\ max}$ (m <sup>2</sup> )	412
$A_{T\ sumer\ min}$ (m <sup>2</sup> )	290
$A_{L\ sumer\ max}$ (m <sup>2</sup> )	2.890
$A_{L\ sumer\ min}$ (m <sup>2</sup> )	2.031

Tabla 2-6 - Características Buque Panamax.

A continuación se describen las medidas indicadas en la tabla.

- Tonelaje de Peso Muerto (TPM): Peso en toneladas métricas correspondiente a la carga útil máxima, más el combustible, aceite lubricante, agua, pañoles, tripulación y pertrechos.
- Desplazamiento en rosca ( $\Delta_{Rosca}$ ): Peso total del buque, equivalente al peso del volumen de agua desalojado, según sale del astillero. Puede determinarse como el desplazamiento a plena carga ( $\Delta_{PC}$ ) y el TPM, y suele corresponder a un 15 – 25% del desplazamiento a plena carga. En estas condiciones el buque no puede navegar.
- Desplazamiento máximo o a plena carga ( $\Delta_{PC}$ ): Peso total del buque cargado con la máxima carga permitida.
- Eslora total (L): Longitud máxima del casco del buque medida de proa a popa.

- Eslora entre perpendiculares ( $L_{pp}$ ): Distancia medida sobre el plano de crujía entre la perpendicular de proa (línea vertical trazada por la intersección de la flotación, en la condición de máxima carga, en agua salada y en verano, y el canto de proa) y la perpendicular de popa (línea vertical trazada por la intersección de la flotación, en la condición de máxima carga, en agua salada y en verano, y el vano de codaste).
- Manga (B): Mayor anchura del buque
- Puntal (T): Altura máxima del casco del buque desde la quilla hasta la cubierta principal.
- Desplazamiento en lastre ( $\Delta_{lastre}$ ): Peso del buque incluyendo pertrechos, tripulación, provisiones, combustible y agua. El buque no lleva carga pero sí el mínimo peso de lastre para que pueda navegar y maniobrar con seguridad. Se corresponde aproximadamente con el desplazamiento en rosca más un 20 – 40% del TPM, o con el 30 – 50% del desplazamiento a plena carga.
- $D_{e_{max}}$ : Distancia vertical máxima entre un punto del casco sumergido del buque y la línea de flotación, en una determinada condición de carga, en agua salada y en verano. Suele medirse en el punto medio de la eslora entre perpendiculares bajo la quilla o tomarse la media entre los calados a proa y popa. El calado máximo se corresponde con la condición de máxima carga permitida. El calado mínimo en condiciones de navegabilidad se corresponde con la condición en lastre.
- $A_{T_{emer}}$ : Área de la proyección del buque sobre un plano vertical perpendicular al eje longitudinal del mismo por encima de la línea de flotación, en una determinada condición de carga, en agua salada y en verano, incluyendo todos sus elementos pero no las mercancías sobre cubierta. El área transversal emergida mínima se corresponde con la condición de máxima carga y el área máxima en condiciones de navegabilidad se corresponde con la condición en lastre.
- $A_{L_{emer}}$ : Área de la proyección longitudinal del buque sobre el plano de crujía del mismo por encima de la línea de flotación, en una determinada condición de carga, en agua salada y en verano, incluyendo todos sus elementos pero no las cargas sobre cubierta. El área longitudinal emergida mínima se corresponde con la condición de máxima carga y el área máxima en condiciones de navegabilidad se corresponde con la condición en lastre.
- $A_{T_{sumer}}$ : Área de la proyección del buque sobre un plano vertical perpendicular al eje longitudinal del mismo por debajo de la línea de flotación, en una determinada condición de carga, en agua salada y en verano. El área transversal sumergida máxima se corresponde con la condición de máxima carga y el área mínima en condiciones de navegabilidad se corresponde con la condición en lastre.
- $A_{L_{sumer}}$ : Área de la proyección longitudinal del buque sobre el plano de crujía del mismo por debajo de la línea de flotación, en una determinada condición de carga, en agua salada y en verano. El área longitudinal sumergida máxima se corresponde con la condición de máxima carga y el área mínima en condiciones de navegabilidad se corresponde con la condición en lastre.

Dado que no se conocen las curvas de carga/desplazamiento para este tipo de buque, y que el calado máximo en el canal Martín García es de 32 pies, lo cual restringe la capacidad de carga de los mismos, se realizó una aproximación de carga/desplazamiento a partir de los valores

conocidos de desplazamiento a plena carga con el calado estático máximo, y el calado correspondiente al desplazamiento en lastre<sup>1</sup>. Este último se aproximó a partir del área transversal sumergida mínima del buque y la manga, considerándolo de forma rectangular. Para determinar los desplazamientos para condiciones de carga intermedia se interpoló entre los valores conocidos. Los desplazamientos y condiciones de carga para los calados de interés se detallan en Tabla 2-7.

D (pies)	D (m)	Desplazamiento (t)	Capacidad de Carga (t)
29	8,98	25.800	0
30	9,14	27.800	2.000
31	9,45	31.500	5.700
32	9,75	35.100	9.300
33	10,06	38.800	13.000
34	10,36	42.500	16.700
35	10,67	46.100	20.300
36	10,97	49.800	24.000
37	11,28	53.400	27.600
38	11,58	57.100	31.300

Tabla 2-7 - Capacidad de carga - Calado.

En cuanto al transporte por la hidrovía de graneles, se tiene que en el río Uruguay operan dos tipos de barcasas, las barcasas tipo Mississippi y las barcasas tipo Jumbo. Las del tipo "Mississippi" son barcasas de 60 m de eslora, 11 m de manga y 3,5 m de puntal y tienen en sus bodegas una capacidad de carga de 1.500 toneladas. Las barcasas "Jumbo", son más grandes, con 60/65 m de eslora, 15 m de manga y 3,5 m de puntal.

De acuerdo con Alain Bichel (2003), la barcaza tipo para el Río Uruguay presenta las siguientes características:

- Casco : Eslora (m): 67,50
- Manga (m): 11,40
- Puntal (m): 4,00
- Coeficiente de forma ( %) : 0,90
- Peso (ton) : 360
- Desplazamiento / Carga (ton) :
  - o 13' 2.744 / 2.344
  - o 12' 2.533 / 2.133
  - o 11' 2.322 / 1.932
  - o 10' 2.111 / 1.711
  - o 9' 1.900 / 1.500
  - o 8' 1.689 / 1.289
  - o 7' 1.478 / 1.078
  - o 6' 1.267 / 867

<sup>1</sup> A falta de datos, se aproxima el desplazamiento en lastre como el 30% del desplazamiento a plena carga.

Se optó por considerar la barcaza tipo como buque de proyecto. Se tiene que la barcaza típica en el río Uruguay no tiene más de 3 m de calado, por lo que se toma como buque de diseño la barcaza de 1700 toneladas de carga (10 pies). Se consideró además, que las barcasas arriban en convoyes conformados por tres barcasas, de acuerdo al estudio antes mencionado.

A falta de información fiable, completa y suficiente la composición y característica de la flota de buques esperable en la instalación portuaria corresponde a buques tipo Panamax, y barcasas tipo quedando la instalación restringida a buques con estas dimensiones y características de carga.

## 2.5. Antecedentes del estudio de localización

La zona más favorable para la localización de una terminal granelera es desde el Km 0 del río Uruguay en el departamento de Colonia, hasta el Km 27 Punta del Arenal, en el departamento de Soriano (Olazábal, 2013).

Esta zona está constituida por (de Sur a Norte):

- Km 0 Río Uruguay. Punta Gorda
- Zona de Reserva Futura Expansión Portuaria
- Terminal Navíos
- Puerto Público ANP
- Terminal ONTUR
- Puerto deportivo Higuieritas
- Zona Portuaria La Agraciada
- Zona de fondeo en Punta del Arenal

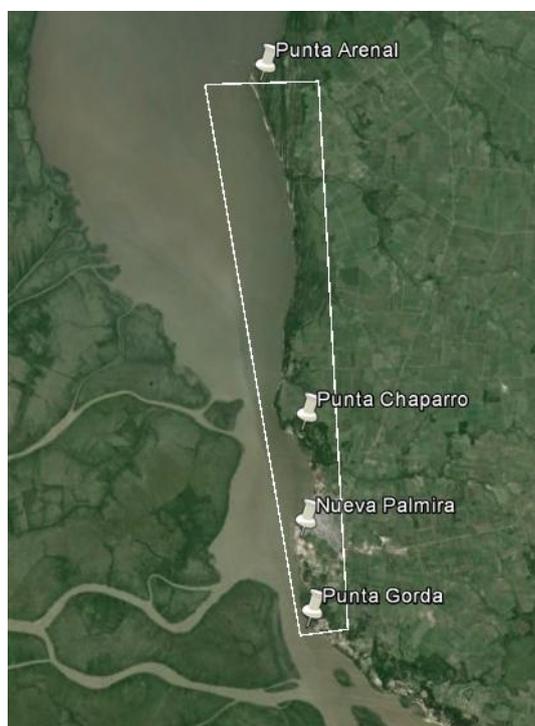


Figura 2-4 - Ubicación favorable para Terminal.

Entre Punta Gorda y Punta Arenal, se dan las condiciones para que puedan operar buques de ultramar con un calado de 32 pies (previendo futuros dragados) y que al mismo tiempo operen

de forma segura las barcazas fluviales, que navegan por la Hidrovía Paraguay-Paraná o el río Uruguay, que no requieren más de 10 pies de calado.

Tomar el entorno de Punta Arenal como límite hacia el norte del complejo portuario Nueva Palmira, se sustenta en que a partir de ese punto se produce un brusco descenso del calado natural del río Uruguay, lo que elimina a partir de allí hacia el Norte, la posibilidad de cargar un buque con calados compatibles con los de los puertos competidores argentinos. La limitación al sur de Punta Gorda se debe a que la navegación resulta muy insegura para las barcazas que navegan por la Hidrovía.

Finalmente, se acotó la zona del estudio de localización de la terminal dentro de la zona portuaria establecida por el Plan Local de Ordenamiento Territorial de Nueva Palmira. Se seleccionó esta zona por estar destinada para fines portuarios y poseer buena comunicación con el medio de transporte terrestre.

### **2.5.1. Proyectos para el Sistema Portuario de Nueva Palmira**

Actualmente, existen varios proyectos a ser implementados en la zona portuaria de Nueva Palmira. Éstos tienen como objetivo aumentar la capacidad de carga para el SPNP. A continuación se detallan capacidades de carga, características y características de los mismos.

#### **2.5.1.1 Ampliación de la terminal portuaria de Corporación Navíos**

La empresa dispone de un área sin desarrollar con frente al río y adyacente a la terminal. En el río se dispone además de un álveo que ya le fue concesionado por la Dirección Nacional de Hidrografía del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO). En la misma, Corporación Navíos está implementando un proyecto de ampliación de su terminal portuaria en Nueva Palmira (en Zona Franca), que abarca la construcción de un segundo puesto de atraque para barcos post-panamax y ya construyó un nuevo muelle de barcazas interior.

El proyecto está basado en la movilización de mineral de hierro, el cual arribará en trenes de barcazas por la Hidrovía. Aunque esta ampliación estará orientada a carga y almacenaje de minerales, también podría ser utilizada en movimiento de graneles agrícolas de manera de optimizar el uso de las instalaciones.

El proyecto apunta a movilizar hasta 6.000.000 ton/año de mineral de hierro y al menos 1.000.000 ton/año adicionales de granos.

#### **2.5.1.2 Estaciones de transferencias en Punta del Arenal**

Por Resolución Ministerial 12/1/1158 del MTO de marzo 2013, se ha otorgado a la ANP un permiso de ocupación de una fracción de 40 has de álveo público del río Uruguay en la denominada “Zona de Alijo y Complemento de Carga Punta del Arenal”. Esto persigue el objetivo de ampliar el área de operaciones de transferencia de carga del SPNP.

Punta del Arenal se encuentra en el Km 27 del río Uruguay, a unos 22 km al norte del SPNP y a unos 70 km aproximadamente al sur del puerto de Fray Bentos.

En 2013 la ANP emitió un permiso de fondeo permanente por el período de tres años de un sector del álveo de 10 hectáreas, para realizar operaciones de transferencia de mineral de hierro desde barcazas a la Estación de Transferencia y de ésta a buques oceánicos. La carga

prevista es mineral de hierro proveniente de la Sierra de Urucum en Brasil y transportado en barcas por la Hidrovía Paraná-Paraguay-Uruguay. La estación de transferencia flotante se encuentra en operación, y está constituida por un buque multipropósito que permite descargar barcas a través de dos grúas pórtico y cargar buques oceánicos por un sistema transportador de descarga que incluye una cinta transportadora desde el interior de las bodegas.

En el futuro se planea realizar la transferencia de mineral de hierro a través de la terminal portuaria de Corporación Navíos en Nueva Palmira, una vez que la ampliación de la misma para estos fines esté finalizada. Una vez que esto suceda, la estación de transferencia flotante en Punta del Arenal, estaría disponible para operar con granos, sumando a la capacidad de movilización de granos del SPNP un tonelaje de 1.000.000 ton/año tanto en la carga como en la descarga de los mismos

### **2.5.1.3 Terminal de Granos de Belwood Company S.A.**

La terminal portuaria granelera de Belwood Company S.A. (Climasol S.A.), es un proyecto en la Barranca de los Loros en un predio de 28 hectáreas en el extremo sur de la zona franca de Nueva Palmira.

Contará con infraestructura de 3 dolphins y 2 duques de alba para el atraque de buques oceánicos (Capesize 270 m de eslora), un muelle de 100 m para atraque de barcas, y maquinaria y equipos de última generación para la carga y descarga de graneles (soja, maíz, trigo y harina de soja) de los referidos buques y barcas. También contará con infraestructura y equipos de almacenamiento (3 silos de 60.000 ton/año) y recepción de granos.

La estimación de graneles a mover sería de aproximadamente 2.500.000 ton/año.

### **2.5.1.4 Terminal de Granos y Minerales de PRYSUR S.A.**

El predio del proyecto está dentro de la zona franca de Nueva Palmira y es adyacente hacia el norte al predio de Belwood. Se prevé un muelle de atraque para buques oceánicos, un muelle de descarga de barcas, y celdas y silos para almacenamiento de granos y minerales.

La terminal portuaria y centro de acopio de PRYSUR S.A., realizará el recibo, acondicionamiento, acopio y expedición de granos (soja, trigo, maíz y subproductos). La recepción de granos se realizará vía terrestre y/o fluvial, y el egreso únicamente por vía fluvial. En una primera etapa la capacidad operativa será de 1.500.000 ton/año, estando contemplada la posibilidad de expansión a 2.500.000 ton/año. En una segunda etapa, se prevé la posibilidad de almacenar sólidos minerales, llevando la capacidad total a 3.500.000 ton/año.

Este proyecto portuario de PRYSUR al igual que el de Belwood, ha sido observado por parte de la delegación argentina de la CARU, ya que sus muelles quedan próximos a la franja de exclusión de 300 m a cada lado del Límite Internacional del río Uruguay. Por tal motivo, ambos proyectos se encuentran en una situación de “stand-by” a la espera de su aprobación.

### **2.5.1.5 Terminal portuaria de CEREOIL S.A. en La Agraciada**

El proyecto incluye una planta industrial de extracción de aceite de soja, acompañada por un muelle de carga y descarga de granos y un centro logístico como unidades al servicio de la

planta industrial. El proyecto se emplazará en Soriano, 7 km al norte de Nueva Palmira y 35 km al suroeste de Dolores. Este proyecto ha sido polémico por su emplazamiento en zona de interés histórico – patrimonial, y se está analizando sin haber al momento una resolución definitiva.

La comunicación del proyecto que figura en la WEB de la Dirección Nacional de Medio Ambiente (DINAMA), GEA Consultores Ambientales (Diciembre 2012) expresa que los países clientes para exportación de soja en grano son un grupo muy reducido, mientras que los destinos para aceite y harina de alta proteína son cientos, y es raro que el aceite y la harina vayan a los mismos destinos. Esto es un incentivo a que en el país de origen se separen los productos contenidos en la soja para optimizar el valor obtenido, y así mejorar el negocio de nuestros agricultores, desarrollando asimismo una economía social genuina por medio de inversiones estratégicas en el interior de nuestro país.

También se expresa en la citada comunicación que, es indispensable asociar a la planta de extracción de aceite a un muelle de carga para la exportación del producto a los mercados internacionales, siendo este de vital importancia para poder lograr que la planta aceitera sea competitiva a nivel internacional, evitando demoras en las cargas de los productos, con la consiguiente espera de buques a la carga, improductividad que hoy afecta negativamente el valor de los fletes efectivamente soportados por la exportación, castigando el valor de nuestra producción agrícola.

El muelle de embarque de buques, estará ubicado a entre 600 y 800 m de la costa. En el extremo de este muelle se ubicarán 4 dolphins para atraque y 2 duques de alba para amarre, y 3 torres de carga que permitan cargar un buque Panamax, sin necesidad de desplazarlo a lo largo de la línea del muelle.

En la misma línea de galería que contiene las cintas transportadoras que alimentan el muelle de ultramar, se proyecta un muelle de 90 m de barcasas para descargar, por medios mecánicos, las barcasas que transporten granos por vía fluvial. Aguas arriba del muelle de barcasas y en alineación coincidente con una de las caras, se construirán 4 dolphins para atraque y amarre de las mismas. Este muelle de barcasas estará conectado al acopio del complejo por una cinta con capacidad de 1.000 toneladas por hora.

Hasta el año 2020, se estima que el consumo de soja por la planta industrial para producir aceite sería de 1.000.000 ton/año, y que a partir de ese año hasta el 2030, en base a la experiencia de la evolución de este tipo de industria en la región, el consumo de soja pasaría a ser 2.000.000 ton/año.

#### **2.5.1.6 Terminal Portuaria CARTISUR S.A.**

El proyecto de CARTISUR S.A. consiste en la instalación y operación de un puerto y terminal de almacenamiento de derivados de petróleo y otros graneles líquidos compatibles, para operaciones de formulación y distribución de productos a nivel regional y para el abastecimiento de las necesidades del complejo portuario de la Zona Franca de Nueva Palmira.

Este proyecto, pese a contar con el permiso de la DINAMA, no cuenta con un permiso que debe expedir el Ministerio de Relaciones Exteriores, en el cual se comunica al MTOP que se verificaron todas las aprobaciones que se requieren ante la CARU, y permanece en suspenso

hasta la fecha. No se consideró como condicionante en el entendido que de llevarse a cabo deberá presentar nuevamente todos los documentos, pudiendo ser modificada.

## 2.6. Plan de Ordenamiento Territorial

La Intendencia de Colonia en el año 2012 determinó un Plan de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Sostenible del municipio de Nueva Palmira.

Tal como lo establece el artículo N° 17 de la ley 18.308: “Los Planes Locales de Ordenamiento del Territorio son los instrumentos para el ordenamiento de ámbitos geográficos locales dentro de un departamento.”

En el plan la Intendencia de Colonia, en acuerdo con el Municipio de Nueva Palmira, acuerda con inversores privados la construcción de un primer parque logístico con servicios destinados a los camiones y a sus conductores. Este parque, estará ubicado sobre la Ruta nacional 12, en el límite Este de la ciudad de Nueva Palmira en una zona de transición entre rural y suburbana, distante unos 4 km del puerto y la zona franca homónima. Ocupará unas 11 hectáreas, en los padrones N° 22 674 y 11 014 de la Intendencia de Colonia, en una zona que se destaca por la presencia de silos, galpones y complejos industriales de relativamente grandes dimensiones (almacenaje de cereales, granos, fertilizantes, proceso de cebada, etcétera). El acceso al emprendimiento por Ruta nacional 12 se ubicará cercano al empalme de la misma con una vía perimetral a la ciudad de Nueva Palmira, y a menos de 2 km del empalme de la carretera anterior con la Ruta 21, ver Figura 2-5.

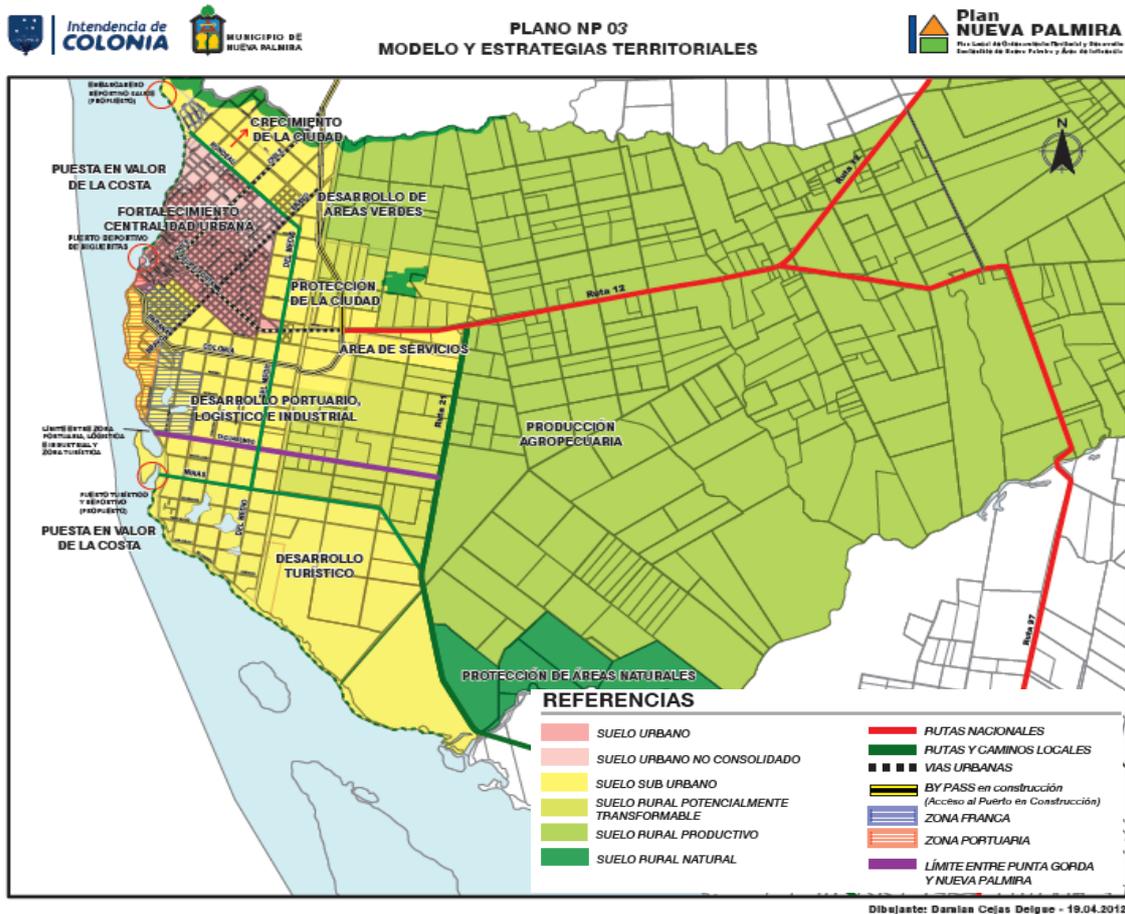


Figura 2-5 - Plan de ordenamiento territorial para la ciudad de Nueva Palmira

Los estudios previos de localización, el plan de ordenamiento territorial, el tránsito de camiones y los servicios logísticos existentes fueron tenidos en cuenta para ubicar la terminal portuaria. La zona escogida se encuentra dentro de la “*Zona Portuaria*”, dentro de “Desarrollo portuario, logístico e industrial”, indicada en el plan de ordenamiento territorial (ver Figura 2-5).

### 3. INFORMACIÓN DE BASE

En esta sección se presenta la información de base que se utilizó para el diseño de la terminal. Se contaron con datos de nivel en distintos puntos a lo largo del río Uruguay, datos de viento, datos de caudales y batimetría. Se tuvo acceso a ensayos de suelos realizados en la zona del SPNP que no se presentan por razones de confidencialidad, pero sí se resumen sus resultados en este apartado.

A continuación se presenta la información disponible, detallando sus características y procedencia. En el ANEXO I se presenta más información sobre los datos.

#### 3.1. Datos de nivel en el río Uruguay

En la Tabla 3-1 se presentan todas las series de nivel con que se contó para la realización del proyecto. Se detalla su origen, período de tiempo que comprende cada serie, la frecuencia de toma de datos y su ubicación. Las fuentes de datos fueron la CARU, la Dirección Nacional de Agua (DINAGUA), y la Dirección Nacional de Hidrografía (DNH).

Ubicación	Origen	Cero de referencia (mWh)	Fecha Inicio	Fecha Fin	Frecuencia
Nueva Palmira	Pág Web CARU	0,72	31/5/2007	28/02/2015	Diarios
Carmelo - Atracadero	DINAGUA	0,76	09/01/1925	25/11/2014	Diarios
Carmelo - Varadero	DINAGUA	0,67	11/11/1982	28/02/2015	Diarios
Dársena Higuieritas	DINAGUA	0,71	23/03/1990	28/02/2015	Diarios
Nueva Palmira	DINAGUA	0,72	01/01/1909	25/11/2014	Diarios
Nueva Palmira	DNH	0,72	01/01/2004	31/7/2004	Horarios
Nueva Palmira	DNH	0,72	06/01/2006	31/7/2006	Horarios
Nueva Palmira	DNH	0,72	05/01/2007	29/6/2007	Horarios
Colonia	DNH	0,37	01/01/2004	31/12/2004	Horarios
Carmelo	DNH	0,76	01/01/2004	30/7/2004	3 datos por día
Villa Soriano	DINAGUA	0,47	01/01/1988	31/12/2004	3 datos por día
Puerto Aldao	DINAGUA	0,51	01/01/1988	28/2/2008	3 datos por día
Nueva Palmira	DNH	0,72	01/01/2004	31/7/2004	C/15 min
Carmelo - Atracadero	DINAGUA	0,76	09/01/1925	25/11/2014	Extremos diarios
Carmelo - Varadero	DINAGUA	0,67	11/11/1982	28/02/2015	Extremos diarios
Dársena Higuieritas	DINAGUA	0,71	01/01/1909	25/11/2014	Extremos diarios
Nueva Palmira	DINAGUA	0,72	01/01/1909	28/02/2015	Extremos diarios

Tabla 3-1 - Series con datos de nivel

En Figura 3-1 se presenta la ubicación de las estaciones antes mencionadas, mientras que en la Tabla 3-2 se recogen los códigos de estación y coordenadas geográficas de las mismas (en coordenadas Gauss Kruger).



Figura 3-1 - Ubicación de Estaciones de medición de niveles en el río Uruguay

Estación	Código Estación	X (SGM)	Y (SGM)
Nueva Palmira	38.0	257.507	6.248.915
Carmelo - Atracadero	19.0	269.968	6.234.768
Carmelo - Varadero	19.1	270.707	6.235.317
Colonia	92.0	312.348	6.183.993
Villa Soriano	1.0	265.725	6.303.339
Puerto Aldao	168.0	255.824	6.284.009
Dársena Higuieritas	182.0	257.813	6.249.576

Tabla 3-2- Código y coordenadas estaciones nivel DNH.

### 3.2. Datos de viento

Los datos de viento utilizados se extrajeron del reanálisis atmosférico Climate Forecast System Reanalysis (CFSR; Saha et al., 2010). Se obtuvo una serie que comprende desde 1980 a 2010 ubicada en Nueva Palmira y otra serie de igual período para Colonia del Sacramento. Ambas con datos cada 6 horas.

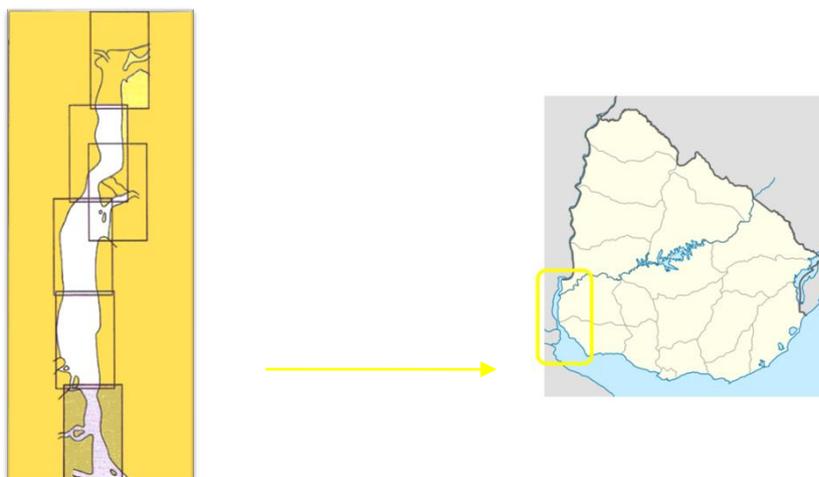
Además se contó con una serie de datos medidos por el Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET) en Colonia del Sacramento entre 1979 y 2006. El intervalo de toma de datos es variable en la serie, inicia siendo cada 3 horas, luego pasa a ser de tres datos por día y al final es horario.

### 3.3. Caudales

Se contó con datos de caudal aportados por la DNH medidos en Salto Grande (río Uruguay) durante el año 2004 y en la Represa Constitución de Palmar (Río Negro) en el mismo período. También se contó con datos de caudales medidos por el Instituto Nacional del Agua de Argentina (INA) para los ríos Uruguay, Paraná Palmas y Paraná Guazú tomados en sus respectivas desembocaduras en el Río de la Plata. Estos datos abarcan el período comprendido entre enero de 1980 y mayo de 2011. En todos los casos se trata de mediciones diarias, tanto para los datos de DNH como para los de INA.

### 3.4. Batimetrías

Se utilizaron cinco cartas náuticas de la serie 700 (701,702, 703, 705 y 706) del Servicio de Oceanografía, Hidrografía y Meteorología de la Armada (SOHMA), publicadas en el año 2000. Esto incluye el río Uruguay, desde Fray Bentos a Punta Gorda (ver Figura 3-2). También se utilizó la carta H130 del Servicio Hidrográfico Nacional de la Armada Argentina (SHN), que contiene información en el río Paraná Guazú. Las cartas contienen información en puntos y en curvas de nivel batimétrico en el río Uruguay (ver Figura 3-3). La carta H130 no contiene curvas para el río Paraná, contiene por sección solamente un valor de profundidad. La información cubre toda la zona de estudio, comprendida entre los puertos en las ciudades de Carmelo y Fray Bentos.



**Figura 3-2 - Referencia de cartas del SOHMA serie 700 utilizadas, sombreada la número 701 y en orden creciente hacia aguas arriba, publicadas en el año 2000.**

Las cartas del SOHMA y SHN no se encontraban digitalizadas, por lo que se escanearon en alta definición. Para procesar la información se utilizó un sistema de información geográfico. Las profundidades de cada carta se encuentran referidas a un cero local. Se tuvo cuidado de expresar todas las profundidades respecto al cero Wharton al unir la información.



### 3.5. Estudios Geotécnicos

Se tuvo acceso a estudios geotécnicos realizados por la empresa Cartisur. La empresa realizó ensayos triaxiales y ensayos de penetración estándar (SPT). El ensayo SPT relaciona el número de golpes necesarios para avanzar 15 cm en penetración del suelo con una masa normalizada con la resistencia a la penetración del suelo. Con el ensayo triaxial se obtiene la relación esfuerzo-deformación.

Los estudios muestran que el material va adquiriendo mayor resistencia a la penetración con la profundidad y que a cota -13 mWh de perforación es válido considerar que el suelo se comporta como la formación Fray Bentos. Esta formación es sedimentaria, compuesta por limos grises que llegan a tener durezas similares a las de una roca. En la costa próxima a la ubicación propuesta se encontraba una afloración de la formación Fray Bentos llamada "Restinga"; la misma ya ha sido dragada. Sin embargo, en las batimetrías disponibles aun se mantiene esta afloración, no estando relevada la cota de dragado. El resto del lecho del río se encuentra virgen y no parece presentar mayores dificultades para su dragado.

En cuanto al tamaño de sedimentos, la granulometría típica es limo arenoso, ML según la clasificación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En estudios de caracterización de sedimentos realizados entre el SOHMA y la DNH (Corporación Santa María, 2004) se obtuvo que los sedimentos son arenas limosas y el  $D_{50}$  es 0,06 mm.

## 4. VARIABLES CLIMÁTICAS

Para el diseño de la terminal portuaria es necesario conocer los agentes climáticos que actúan en el emplazamiento. Para definir la ubicación de la terminal así como también para determinar las características de la estructura y estudiar sus probabilidades de fallo y parada operativa ante distintas condiciones de trabajo de modo que la obra cumpla con los requerimientos, es necesario conocer el comportamiento de los agentes en la zona. Para diseñar la terminal portuaria se estudiaron las variables viento, nivel del río, corrientes y oleaje en la zona de estudio.

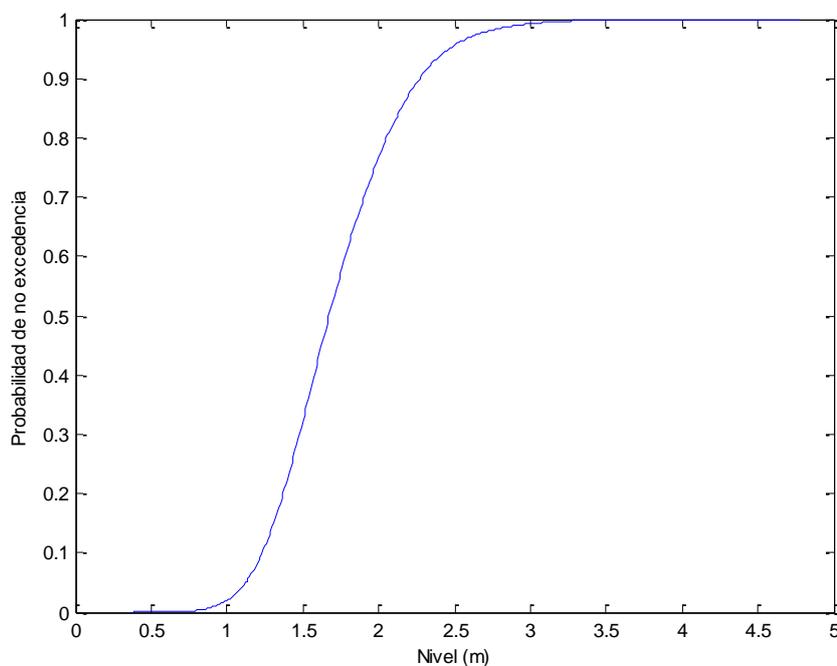
Dicha caracterización se llevó a cabo en base a la información disponible. En este apartado se presenta, detallándose por separado, el tratamiento que se realizó a la información de cada una de las variables climáticas mencionadas.

### 4.1. Niveles

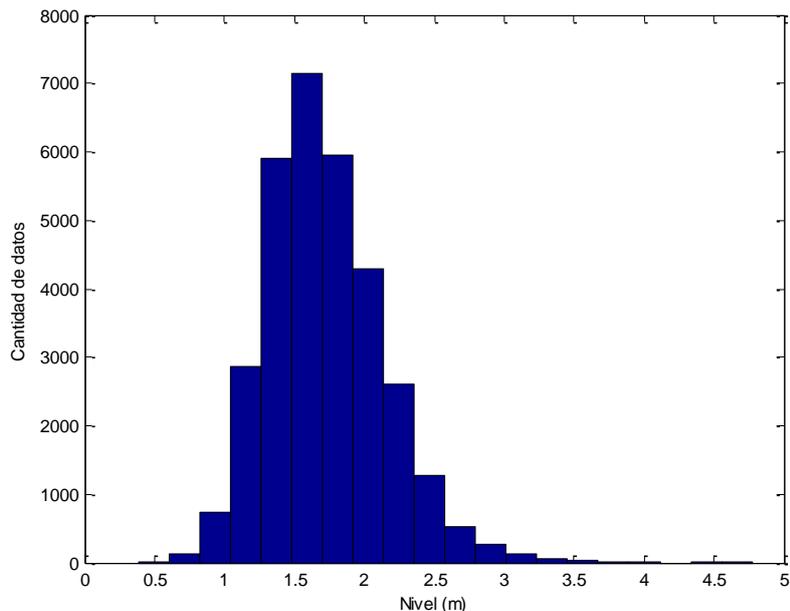
#### 4.1.1. Régimen medio

El estudio del régimen medio de nivel se llevó a cabo para la serie de niveles diarios medidos en Nueva Palmira entre 1909 y 2014. Como parte de este análisis se determinó la probabilidad de no excedencia para cada valor de la serie mediante un ajuste empírico de la curva de frecuencia acumulada (ver Gráfica 4-1). También se realizó un histograma con los valores de dicha serie (Gráfica 4-2) y se determinaron los valores de algunos parámetros estadísticos característicos que se presentan en Tabla 4-1 y la Tabla 4-2.

Cabe destacar que, en todo momento y de aquí en más, se trabajó con los valores medidos desde el cero de referencia Wharton.



Gráfica 4-1 - Frecuencia acumulada Niveles Diarios Nueva Palmira.



Gráfica 4-2 - Histograma Niveles Diarios Nueva Palmira.

Cuantil	Nivel (m)
10	1,23
25	1,43
75	1,97
90	2,27

Tabla 4-1 – Cuantiles.

Parámetro	Valor (m)
Media	1,73
Variación	0,18
Desviación estándar	0,42
Máximo	4,77
Mínimo	0,39

Tabla 4-2 - Parámetros estadísticos.

#### 4.1.2. Régimen extremal

Se realizó un análisis de extremos para las series de máximos y mínimos anuales de niveles en Nueva Palmira a partir de las series de extremos diarias brindadas por DNH con datos medidos entre 1909 y 2014.

En primera instancia se generaron series de extremos anuales en base a las de extremos diarios. Estas series son de 93 datos ya que hay algunos años del período en los cuales no se cuenta con datos registrados.

Una vez obtenidas las series, se ajustó la distribución tanto de máximos como de mínimos a una distribución de valores extremos generalizada (GEV).

La distribución de extremos generalizada es una función de distribución que combina las tres distribuciones de valores extremos en una forma matemática común que depende de tres parámetros: parámetro de forma  $\xi$ , de escala  $\sigma$  y de localización  $\mu$ .

$$F_U(U) = \exp \left\{ - \left[ 1 - \frac{\xi(U - \mu)}{\sigma} \right]^{-1/\xi} \right\}$$

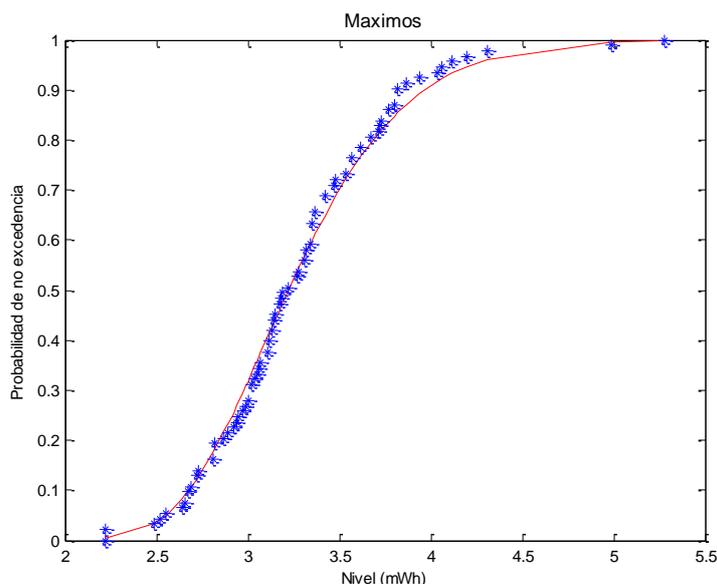
De la formulación anterior se obtienen los tres casos siguientes:

$$I: F_U(U) = \exp \left\{ - \exp \left[ - \left( \frac{U - \mu}{\sigma} \right) \right] \right\} \quad -\infty < U < \infty$$

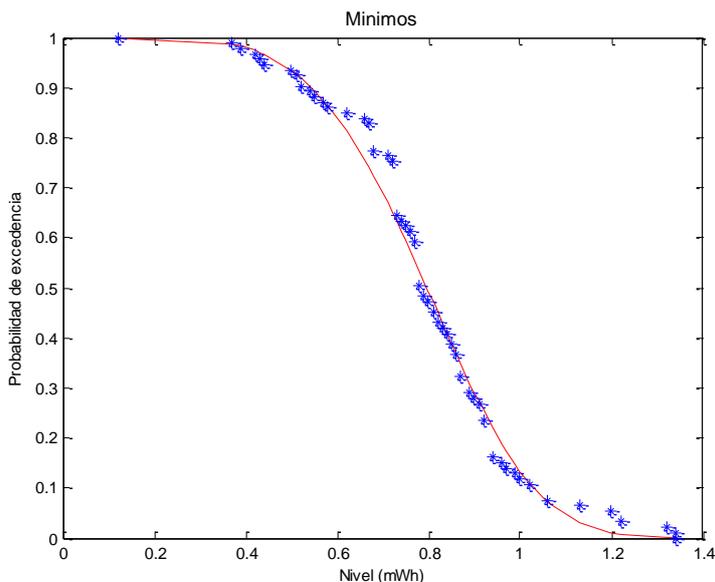
$$II: F_U(U) = \begin{cases} 0 & U \leq \mu \\ \exp \left[ - \left( \frac{U - \mu}{\sigma} \right)^{-\xi} \right] & U > \mu \end{cases}$$

$$III: F_U(U) = \begin{cases} \exp \left[ - \left( \frac{U - \mu}{\sigma} \right)^{\xi} \right] & U < \mu \\ 1 & U \geq \mu \end{cases}$$

El ajuste de la distribución a la serie de máximos anuales se presenta en la Gráfica 4-3, y a la serie de mínimos anuales en la Gráfica 4-4. Los valores que se obtuvieron para los parámetros en ambos casos se presentan en la Tabla 4-3.



**Gráfica 4-3 - Ajuste GEV niveles máximos Nueva Palmira.**

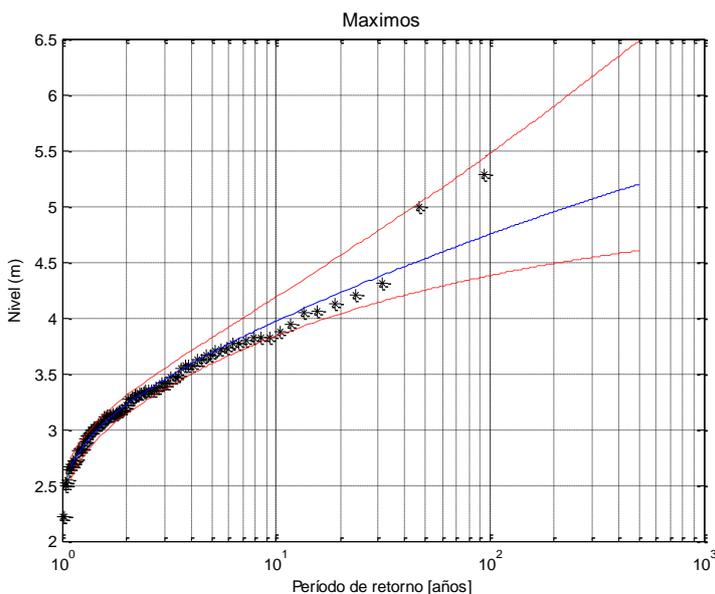


Gráfica 4-4 - Ajuste GEV serie de niveles mínimos Nueva Palmira.

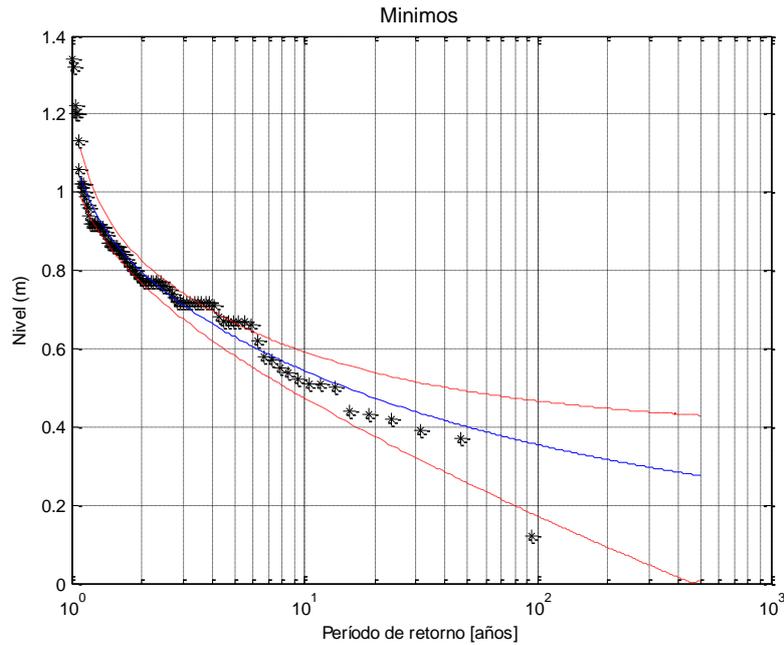
Parámetro	Serie máximos	Serie mínimos
Forma	-0,09	-0,24
Escala	0,44	0,18
Localización	3.06	-0,86

Tabla 4-3 - Parámetros GEV obtenidos.

Posteriormente se determinó, en base al ajuste anterior, el período de retorno asociado a valores de nivel para máximos y mínimos, y se graficó junto con el intervalo de confianza del 95%. La Gráfica 4-5 y Gráfica 4-6 muestran los resultados obtenidos de nivel en función del período de retorno para máximos y mínimos respectivamente.



Gráfica 4-5 - Nivel en función de Tr para serie de máximos con intervalo de confianza, NP.



**Gráfica 4-6 - Nivel en función de Tr para serie de mínimos con intervalo de confianza, NP.**

A continuación, en la Tabla 4-4, se presentan valores de niveles máximos y mínimos para algunos períodos de retorno.

Tr (años)	Nivel máximo (m)	Nivel mínimo (m)
5	3,69	0,63
10	3,97	0,54
25	4,3	0,45
50	4,53	0,4
100	4,75	0,35

**Tabla 4-4 - Niveles asociados a distintos períodos de retorno.**

En última instancia se realizaron las pruebas de hipótesis de Chi cuadrado y de Kolmogorov – Smirnov para determinar si se podía considerar el ajuste como adecuado. En ninguno de los dos casos se rechazó la hipótesis nula (que establece que se puede aceptar el ajuste).

## 4.2. Vientos

Normalmente se recurre a mediciones en las proximidades de la zona que se pretenda estudiar para la caracterización del viento. Cuando no se cuenta con datos medidos, como es el caso, una buena alternativa es recurrir a los datos extraídos de reanálisis, que si bien no sustituyen las mediciones, poseen algunas ventajas, como tener buena distribución espacial (pues se calculan sobre mallas regulares) y ser series de datos consistentes. Por ejemplo en el caso del reanálisis CFSR las grillas disponibles son de resolución 0,3; 0,5; 1,0; 1,9; y 2,5 grados con datos cada 6 horas.

Es por esto que, al no contar con datos medidos en Nueva Palmira, se optó por utilizar los datos del reanálisis CFSR para esa ubicación, pero corregidos en base a los datos medidos disponibles. La serie de mediciones con la que se contó es de la estación de Colonia del Sacramento, con datos en su mayoría horarios comprendidos entre 1979 y 2010. Tanto los datos medidos como los de reanálisis corresponden a la velocidad a 10 m de altura.

Una vez aplicada la corrección se estudió el régimen medio y extremo de los datos para su utilización en el diseño del puerto.

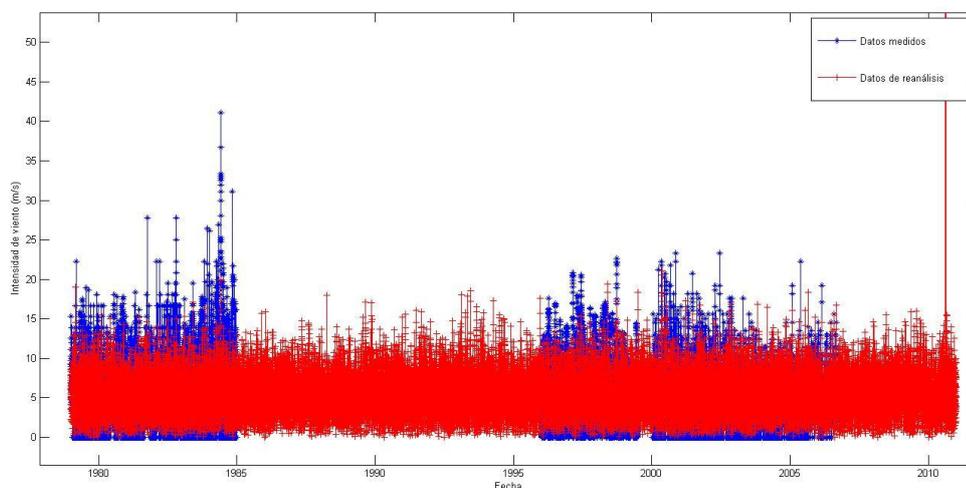
**4.2.1. Corrección de datos de reanálisis**

Se generó una función de corrección en base al método cuantil-cuantil que ajusta la distribución de los datos de reanálisis en Colonia del Sacramento para ser igual a la de los datos medidos. Posteriormente, se aplicó esta misma función a los datos de reanálisis de Nueva Palmira para corregirlos.

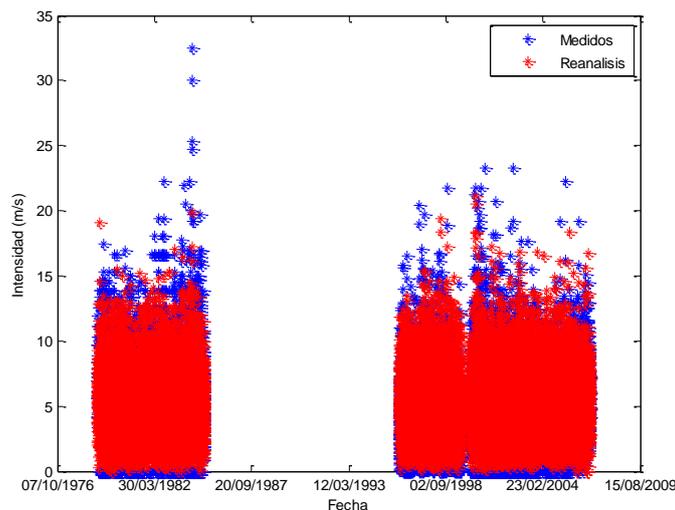
La serie de datos de reanálisis en Colonia va desde el 9/1/1980 a las 12:00 hasta el 31/12/2010 a las 18:00 horas. La de datos medidos se divide en tres tramos: el primero va desde el 1/1/1979 a las 1:00 hasta el 31/12/1984 a las 23:00 horas; el segundo desde el 1/1/1996 a las 0:00 hasta el 20/6/1996 a las 23:00 horas y el tercero desde el 1/1/2000 a las 0:00 hasta el 30/9/2006 a las 18:00 horas.

Lo primero que se hizo, previo a determinar la función de corrección, fue obtener series de datos con fechas coincidentes en base a las series que se tienen. Para eso, primero se recortó la serie de reanálisis, para cubrir el rango de fechas de la serie de datos medidos, y luego se acotó esta última para tener datos cada seis horas al igual que el reanálisis.

La serie final con la que se trabajó es de aproximadamente 23.700 datos con paso de 6 horas. Esto que equivale a un período aproximado de 16 años. En las Gráfica 4-7 y Gráfica 4-8 se muestran los datos graficados antes y después del recorte.



**Gráfica 4-7 - Serie de datos previo al recorte.**



Gráfica 4-8 - Series de datos luego del recorte.

#### 4.2.1.1 Corrección por rugosidad

Lo siguiente que se hizo, antes de hallar la función de corrección, fue corregir el valor de intensidad de los vientos medidos en Colonia de acuerdo a la rugosidad del terreno. Colonia del Sacramento se encuentra sobre una zona costera, por tanto parte del viento incidente sobre la estación de medición proviene desde el mar y otra parte desde el continente. En ambos casos la rugosidad de la superficie es diferente y esa diferencia afecta el perfil de velocidades del viento. Los datos de reanálisis se obtuvieron de un punto ubicado sobre el Río de la Plata, por lo tanto la rugosidad allí es la misma para todas las direcciones y el perfil de viento sufre la misma afectación sin importar la dirección de la cual proviene.

Para poder realizar la calibración se modificó la intensidad de los datos medidos, de modo de poder considerar que el perfil de velocidades medias se ve afectado por la misma rugosidad en todos los casos. Se equiparó esa rugosidad a la correspondiente al mar, para que los datos sean comparables a los de reanálisis.

Para realizar dicha modificación se recurrió a la información detallada en la R.O.M. 0.4-95. En ella, se define la velocidad básica como la velocidad media del viento en un intervalo de 10 minutos medida a 10 m de altura sobre la superficie en una zona con rugosidad superficial equiparable a la del mar abierto. Cualquier estado de viento en un punto determinado se puede obtener a partir de la velocidad básica, multiplicándola por los llamados Factores de Velocidad de Viento que permiten tomar en consideración las variaciones en el perfil de velocidades en función de cambios en la altura, rugosidad superficial, topografía, etc.

$$V = V_{básica} \cdot F_A \cdot F_T \cdot F_R$$

Comúnmente, se consideran tres factores de velocidad de viento: el factor de altura y rugosidad superficial ( $F_A$ ); el factor topográfico ( $F_T$ ) y el factor de ráfaga máxima ( $F_R$ ). En este caso, se consideró que las mediciones de INUMET se corresponden con estados de viento afectados por la rugosidad y la topografía, por lo que se determinaron  $F_A$  y  $F_T$  para la ubicación de la estación meteorológica de Colonia del Sacramento con el fin de hallar la velocidad básica

Como la estación está en un área próxima a la costa, se corrigió únicamente la intensidad de las mediciones con dirección proveniente desde el continente (direcciones con ángulo mayor a  $310^\circ$  o menor a  $98^\circ$  en convención Náutica). Se consideró que la rugosidad en Colonia del Sacramento es de tipo III de acuerdo a la clasificación presentada en la Tabla 2.1.4.1.1 de la R.O.M.0.4-95 y se recurrió a la Tabla 2.1.4.1.2 para determinar  $F_A$  considerando una altura efectiva sobre la superficie de 10 m en torno al punto considerado. De ese modo se llega a un valor de 0,65 para dicho factor.

La formulación que se presenta en las recomendaciones para el factor topográfico en zonas con acantilados o laderas (como sería el caso) sólo indica valores para pendientes mayores al 5%. Sin embargo de acuerdo a datos altimétricos obtenidos de Google Earth Pro la pendiente en esa zona es próxima al 2%, por ende se adoptó  $F_T = 1$ .

La corrección aplicada fue:

$$V_{\text{corregida}} = \begin{cases} V_{\text{medido}}/F_A \cdot F_T & \text{si } \theta \geq 310^\circ \text{ o } \theta < 98^\circ \\ V_{\text{medido}} & \text{si } 98^\circ \leq \theta < 310^\circ \end{cases}$$

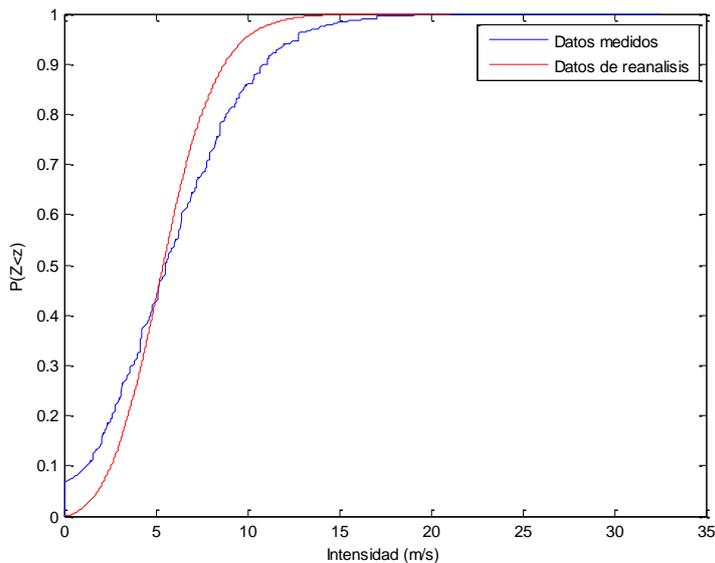
Una vez corregidos los datos de acuerdo a la rugosidad se prosiguió a ajustar por cuantiles.

#### 4.2.1.2 Ajuste de cuantiles

El método cuantil-cuantil consiste en modificar los valores de la serie de una determinada variable aleatoria para que se ajusten a la función de distribución de otra serie de la misma variable. Aplicado al caso de datos de viento, se generó una función que adaptó la distribución de la serie de reanálisis en Colonia a la de una serie coincidente de datos medidos, y se extendió la aplicación de esta función a otra serie de datos de reanálisis obtenidos en Nueva Palmira.

El primer paso consistió en determinar la función de frecuencia acumulada para cada una de las variables, es decir, se determinó para cada serie la probabilidad de no excedencia de cada uno de los valores. Dichas distribuciones se muestran en la Gráfica 4-9.

En el segundo paso, se definieron los cuantiles para cada serie. El cuantil de orden "p" de una distribución se define como el valor de la variable aleatoria que es mayor o igual a un porcentaje "p" de los valores de la serie. En base a esto se determinaron series de cuantiles de igual orden para los datos de reanálisis y los medidos. Se seleccionaron los siguientes órdenes de cuantiles para realizar el ajuste: 1; 2; 5; 10; 20; 30; 40; 45; 50; 55; 60; 70; 80; 85; 90; 92; 94; 96; 97; 98 y 99.



**Gráfica 4-9 - Funciones de distribución de las series de datos medidos y de reanálisis.**

Como último paso se determinó la función que vincula ambas series de cuantiles, es decir que dados los cuantiles de la serie de datos del reanálisis devuelva los cuantiles de la serie de datos medidos. Dicho ajusté se llevó a cabo mediante una función potencial, de la forma:

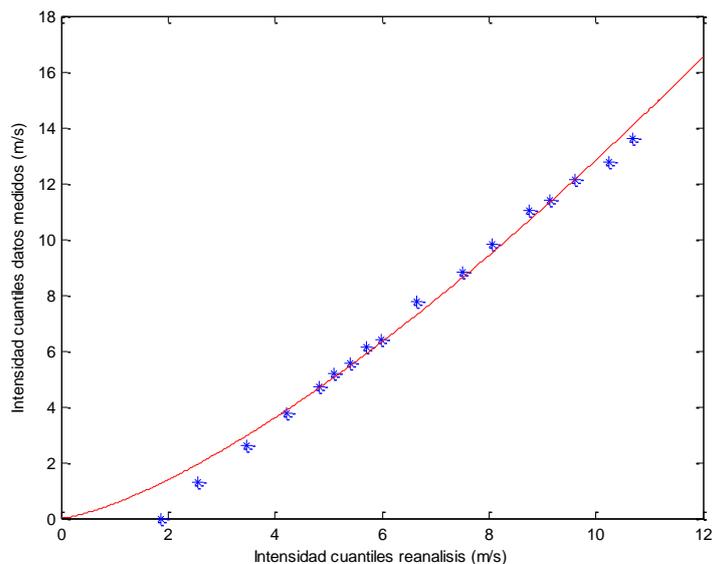
$$Y = aX^b$$

Se obtuvieron los siguientes valores para los coeficientes:

$$a = 0,524$$

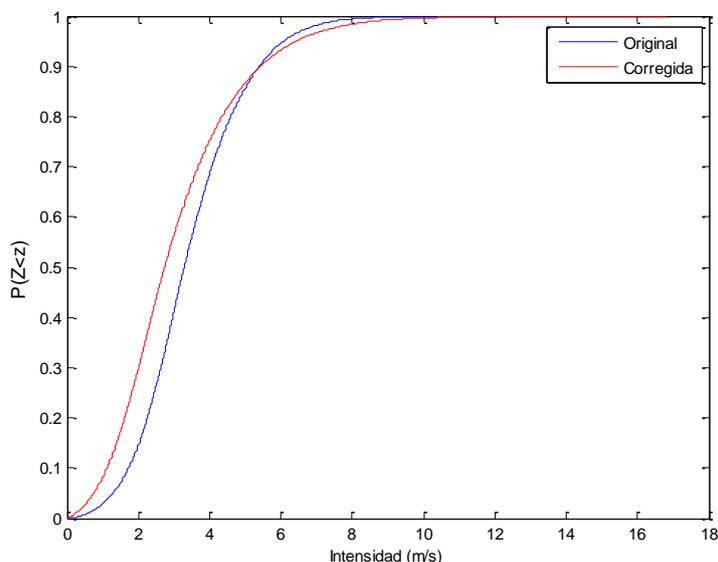
$$b = 1,389$$

El algoritmo de cálculo para el ajuste fue el de regiones de confianza. La Gráfica 4-10 muestra las series de cuantiles graficadas (medidos vs reanálisis) y el ajuste potencial realizado.



**Gráfica 4-10 - Ajuste potencial de series de cuantiles.**

Posteriormente se aplicó la función obtenida a la serie de datos de reanálisis en Nueva Palmira. La Gráfica 4-11 muestra la función de distribución para los datos de intensidad de viento de la serie antes y después de la corrección.



**Gráfica 4-11 - Funciones de distribución antes y después de la corrección.**

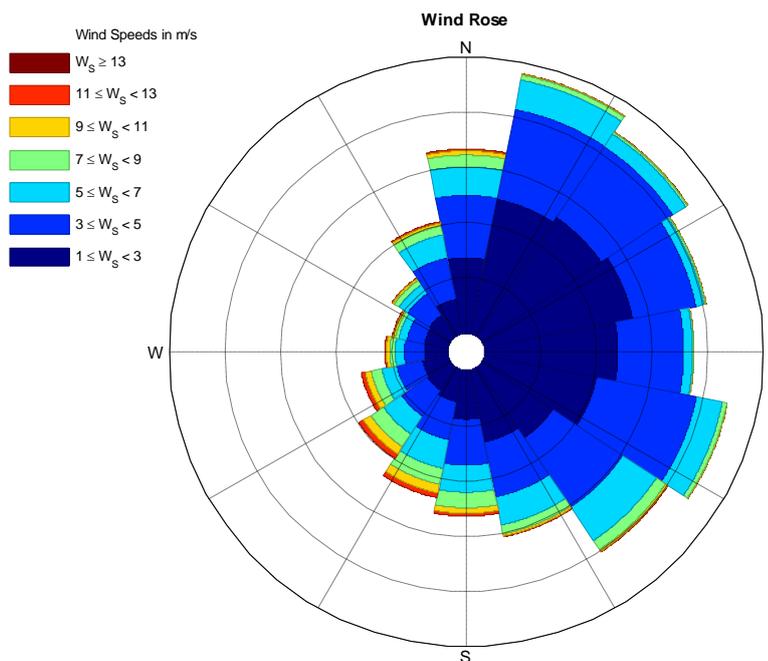
En última instancia se realizó una corrección por rugosidad de los valores obtenidos tal cual se hizo para los datos de Colonia del Sacramento. En este caso los datos de reanálisis consideran rugosidad correspondiente a la tierra (tipo III) y lo que se hizo fue modificar la rugosidad de las direcciones provenientes del río Uruguay para que tuvieran rugosidad de agua. Se consideraron los mismos valores que antes para los factores de velocidad de viento y se consideró que la línea de costa está en dirección norte-sur aproximadamente. De ese modo la nueva corrección por rugosidad quedó definida como se muestra en la siguiente ecuación:

$$V_{corregida} = \begin{cases} V_{aj\ cuantiles} / F_A \cdot F_T & \text{si } 180^\circ \leq \theta < 360 \\ V_{aj\ cuantiles} & \text{si } 0^\circ \leq \theta < 180 \end{cases}$$

**4.2.2. Régimen medio**

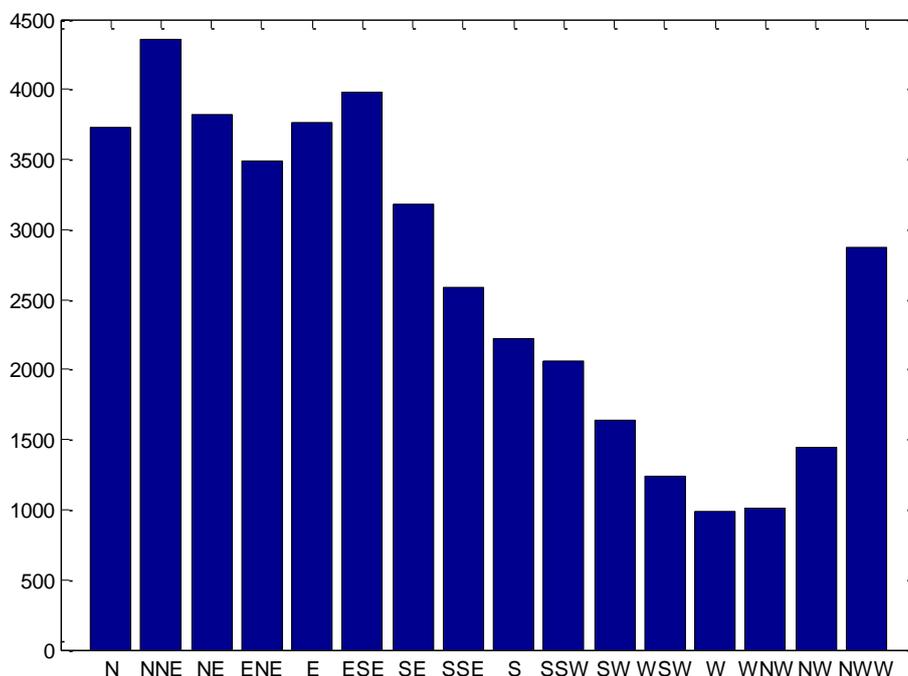
Se procedió de la misma forma que se detalla en el Capítulo 4.1.1 para los datos de nivel, realizando un ajuste empírico de la función de frecuencia acumulada para obtener la probabilidad de ocurrencia asociada a cada valor de intensidad de viento. En este caso la diferencia es que este análisis se realizó por direcciones. Se dividió el espectro direccional en 16 sectores de 22°30’ de arco y se estudió el régimen medio en cada uno por separado. Esto se hizo de esta forma pues la dirección del viento es tan importante como su intensidad a la hora de definir cargas sobre la estructura o valores umbrales de parada operativa.

En la Gráfica 4-12 se presenta la rosa de vientos correspondiente a la serie corregida, la cual da una idea de la frecuencia e intensidad media de los vientos según direcciones.

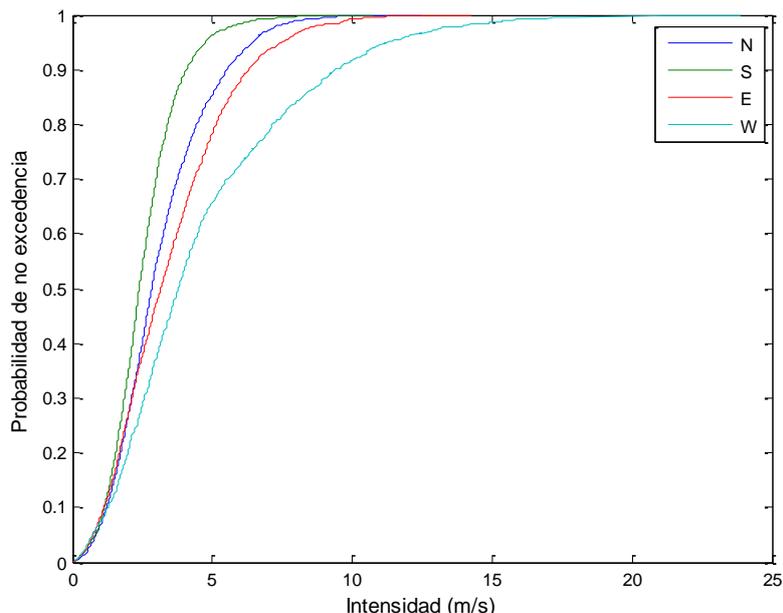


**Gráfica 4-12 - Rosa de vientos en Nueva Palmira.**

Posteriormente se realizó un histograma que muestra el número de datos para cada dirección (Gráfica 4-13) y se graficó la frecuencia acumulada para algunas de las direcciones en un mismo par de ejes a modo de ejemplo (Gráfica 4-14).



**Gráfica 4-13 - Histograma direcciones de viento.**



Gráfica 4-14 – Frecuencia acumulada para algunas direcciones.

### 4.2.3. Régimen extremal

Se dividió la serie de datos completa según direcciones, dividiendo el plano direccional en 16 sectores y se generó una serie de máximos anuales para cada uno de esos sectores. Luego se ajustó cada una de estas series a una distribución GEV tal cual se realizó para la serie completa de datos de nivel. En la Tabla 4-5 se presentan las intensidades de viento correspondientes a distintos períodos de retorno obtenidas para cada una de las direcciones.

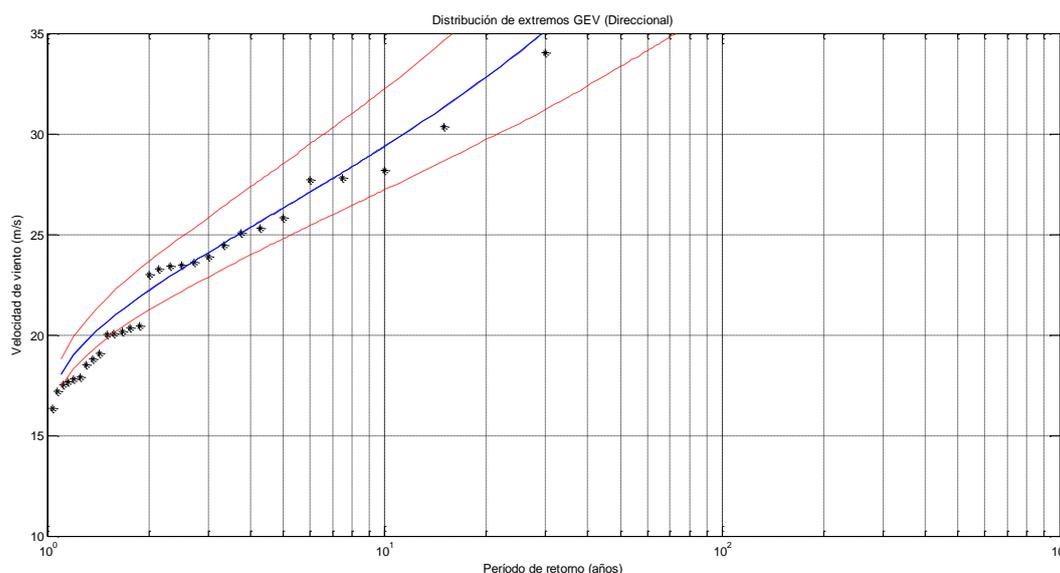
Tr (años)	Intensidad de viento (m/s)				
	5	10	25	50	100
N	10,2	11,1	12,2	12,9	13,5
NNE	9,3	10,1	11,1	11,8	12,4
NE	8,7	10,0	12,1	13,9	16,1
ENE	8,3	9,2	10,4	11,2	12,0
E	8,8	10,0	11,8	13,3	14,9
ESE	11,1	12,1	13,3	14,1	14,9
SE	12,0	13,6	15,8	17,5	19,3
SSE	11,4	12,4	13,6	14,4	15,2
S	17,8	19,7	22,2	24,2	26,3
SSW	18,9	20,8	23,1	24,7	26,3
SW	17,0	18,9	21,3	22,9	24,6
WSW	17,3	19,6	22,2	23,9	25,5
W	15,2	17,0	19,1	20,5	21,7
WNW	12,6	14,4	16,9	19,0	21,2
NW	12,1	12,7	13,3	13,6	13,9
NNW	14,5	16,0	17,8	19,0	20,2

Tabla 4-5 - Intensidad de viento para distintos períodos de retorno por direcciones.

En última instancia se determinó la distribución de extremos omnidireccional para la serie. La misma se obtuvo en base a las distribuciones direccionales, calculándose el valor de la probabilidad de no excedencia para una intensidad de viento como la productoria de las probabilidades de no excedencia de dicha intensidad para cada una de las 16 direcciones:

$$F_U^{dir}(U) = \prod_{i=1}^{16} F_U^i(U)$$

La Gráfica 4-15 muestra el gráfico del período de retorno asociado a la probabilidad omnidireccional en función de la intensidad del viento.



**Gráfica 4-15 - Ajuste GEV de la serie de extremos anuales de viento (Direccional).**

En última instancia se realizaron pruebas de hipótesis de Chi cuadrado y de Kolmogorov – Smirnov para determinar si se puede considerar el ajuste como adecuado. En ningún caso se rechazó la hipótesis nula.

**4.2.4. Cálculo de altura de ola significativa**

Se determinó la altura de ola significativa generada por un determinado evento de viento en la zona próxima al puerto de Nueva Palmira. Dicho cálculo se realizó para tener definida la altura del oleaje como variable dependiente del viento a la hora de verificar ciertos modos de fallo o de parada operativa para las diferentes condiciones de trabajo de la estructura.

Se aplicó la formulación de cálculo de altura de ola significativa para modelación de oleaje en condiciones idealizadas para aguas poco profundas (Holthuijsen, 2007). En dicha situación se considera que el viento es de intensidad constante y sopla sobre agua de profundidad limitada y constante en dirección perpendicular a la línea de costa, infinitamente larga. Esta idealización no representa la realidad en la zona de estudio pero igualmente se consideró como una aproximación adecuada, ya que el oleaje no juega un rol preponderante para el diseño de la terminal.

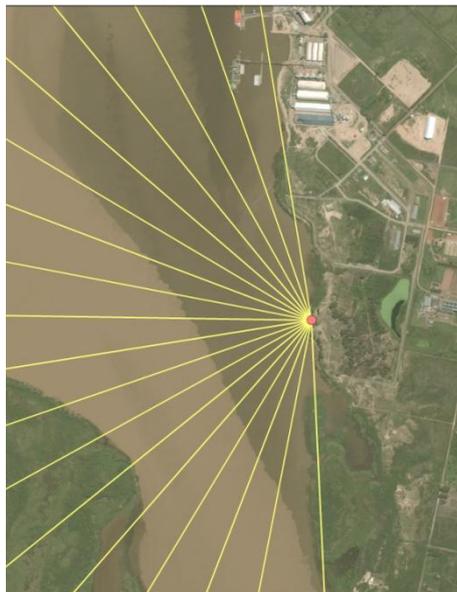
A continuación se presentan las ecuaciones para determinar los valores adimensionales de altura de ola significativa y período de ola significativo en función del fetch<sup>2</sup> y la profundidad, en condiciones en que estos toman valores finitos.

$$\tilde{H} = \tilde{H}_{\infty} \left[ \tanh(k_3 \tilde{d}^{m_3}) \tanh\left(\frac{k_1 \tilde{F}^{m_1}}{\tanh(k_3 \tilde{d}^{m_3})}\right) \right]^p$$

$$\tilde{T} = \tilde{T}_{\infty} \left[ \tanh(k_4 \tilde{d}^{m_4}) \tanh\left(\frac{k_2 \tilde{F}^{m_2}}{\tanh(k_4 \tilde{d}^{m_4})}\right) \right]^q$$

Siendo  $k_i$ ,  $m_i$ ,  $p$  y  $q$ , coeficientes determinados en base a mediciones cuyos valores están determinados en la bibliografía.  $\tilde{H}_{\infty}$  y  $\tilde{T}_{\infty}$  son la altura de ola significativa y período de ola significativo adimensionales, para fetch y profundidad infinitos. Sus valores son 0,24 y 7,69 respectivamente.  $\tilde{F}$  y  $\tilde{d}$  son el fetch y profundidad adimensionales respectivamente.

Para la aplicación de esta teoría al caso de Nueva Palmira se determinaron valores de fetch y profundidad para ingresar en las ecuaciones. Se consideró que la altura de ola significativa es nula para vientos que provienen desde tierra firme (por considerarse fetch nulo); el resto del espectro direccional se dividió en sectores de 10° de arco y se determinaron fetch y profundidad medios representativos para cada uno. Esta división de las direcciones se muestra en la Figura 4-1.



**Figura 4-1 - División de espectro direccional.**

Mediante un sistema de información geográfico, se midió la distancia desde el punto seleccionado a la margen opuesta del río sobre la bisectriz de cada arco, determinando el fetch. La profundidad se determinó a partir de las cartas náuticas obtenidas; se promedió la profundidad del flujo (considerando nivel medio) sobre la bisectriz de cada uno de los arcos.

<sup>2</sup> Fetch: longitud máxima de la superficie de agua sobre la cual se ejerce una fuerza de viento.

En la Tabla 4-6 se muestran los valores de profundidad y fetch que se consideraron para cada arco direccional. Luego en la Tabla 4-7 se presentan algunos valores de altura de ola significativa asociados a vientos de distinto período de retorno en algunas de las direcciones en las que se consideró fetch no nulo.

Dirección centro arco (°)	Fetch (m)	Profundidad (m)
185	50.000	5,35
195	30.000	6,85
205	5.500	9,70
215	4.700	9,65
225	4.200	9,45
235	4.300	9,50
245	4.400	9,05
255	3.800	8,80
265	4.600	11,25
275	1.600	14,15
285	1.400	14,90
295	1.400	14,40
305	1.600	12,40
315	2.200	10,70
325	2.900	10,35
335	3.700	11,05
345	5.800	12,60

Tabla 4-6 - Fetch y profundidad considerado para cada dirección.

Dirección	Tr = 5 años		Tr = 10 años		Tr = 25 años		Tr = 50 años		Tr = 100 años	
	I <sub>viento</sub> (m/s)	H <sub>s</sub> (m)								
SSW	19	0,93	21	1,03	23	1,16	25	1,24	26	1,33
SW	17	0,80	19	0,90	21	1,02	23	1,10	25	1,19
WSW	17	0,77	20	0,88	22	1,01	24	1,09	26	1,17
W	15	0,46	17	0,52	19	0,59	21	0,64	22	0,68
WNW	13	0,35	14	0,41	17	0,48	19	0,55	21	0,62
NW	12	0,41	13	0,43	13	0,46	14	0,47	14	0,48
NNW	15	0,63	16	0,70	18	0,79	19	0,85	20	0,91

Tabla 4-7 - Altura de ola significativa asociada a distintos períodos de retorno para algunas direcciones.

En la Tabla 4-7 se presentan las alturas de ola obtenidas de un análisis de extremos direccional del viento. Vale la pena mencionar que éstos no serán los utilizados para la verificación de las estructuras. Para las condiciones de trabajo a verificar se tomó el valor de viento y ola asociada del análisis de extremos omnidireccional adoptando el par (intensidad, dirección de viento) que diera una altura de ola significativa mayor, estando del lado de la seguridad. Esto se realizó de este modo dado que en un principio se desconoce la dirección para la cual se obtiene la mayor sollicitación tanto del buque como de la estructura.

## 5. MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DE CORRIENTES

A lo largo del río Uruguay se cuenta con distintas estaciones de medición de nivel con registros históricos, sin embargo no se dispone de datos de corrientes. En este capítulo se describe la implementación de un modelo hidrodinámico que permitió obtener valores fiables de corrientes que sirvieron de insumo para el diseño de la terminal.

Se implementó un modelo bidimensional del tramo inferior del río Uruguay, que abarca el tramo comprendido entre la ciudad de Fray Bentos y la ciudad de Carmelo. A su vez se adicionaron al modelo las ramas del río Paraná que desembocan en las proximidades de la zona de interés. Dado que se contó con datos de caudal para el Río Paraná Guazú, se decidió incluir las ramas del mismo en el modelo, de modo de obtener la distribución de caudales y así poder evaluar la influencia de éste en la zona de estudio.

Se utilizó para la modelación hidrodinámica bidimensional del tramo inferior del río Uruguay el modelo numérico gratuito y de código abierto TELEMAC-2D (Lang, 2014), desarrollado en el Laboratoire National d'Hydraulique, Francia.

### 5.1. Método de los elementos finitos

El método de los elementos finitos (MEF) es un método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales muy utilizado en diversos campos. Está pensado para ser resuelto computacionalmente y permite resolver ecuaciones diferenciales asociadas a un problema físico sobre geometrías complejas. El método permite pasar un problema de cálculo diferencial a un problema de álgebra lineal.

Es posible resolver mediante el método de elementos finitos, las ecuaciones de aguas poco profundas que gobiernan el flujo a superficie libre y no cuentan con solución analítica.

El código TELEMAC-2D resuelve las ecuaciones de aguas poco profundas, en los nodos de una malla no estructurada, que sirven de base para discretizar del dominio. La generación de la malla se realiza usualmente con programas específicos. Como herramienta de pre y post procesamiento de la información, análisis y visualización de los resultados se utilizó el programa de licencia gratuita Blue-Kenue.

Para tener confianza en el modelo se ensayó con ejemplos simples. Se analizó la sensibilidad de los resultados a la grilla utilizada, al paso de tiempo así como a las variaciones en las condiciones de borde.

### 5.2. Ecuaciones de aguas poco profundas

El código TELEMAC-2D resuelve las ecuaciones de continuidad (1) y cantidad de movimiento según el eje "x" (2) y según el eje "y" (3), la cuales se expresan de la siguiente manera:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla} h + h \cdot \text{div}(\vec{u}) = S_h \quad (1)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla} u = -g \cdot \frac{\partial Z}{\partial x} + S_x + \frac{1}{h} \text{div}(h v_t \vec{\nabla} u) \quad (2)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla} v = -g \cdot \frac{\partial Z}{\partial y} + S_y + \frac{1}{h} \text{div}(h v_t \vec{\nabla} v) \quad (3)$$

Donde:

- $h$ : Tirante, en m
- $x, y$ : Coordenadas horizontales, en m
- $u, v$ : Componente horizontal y vertical de la velocidad, en  $m/s$
- $v_t$ : Coeficiente de momentum, en  $m^2/s$
- $Z$ : Cota de la superficie libre, en m
- $t$ : Tiempo en s
- $S_h$ : Fuente o sumidero del fluido, en  $m/s$
- $S_x, S_y$ : Términos fuente o sumidero en las ecuaciones dinámicas, en  $m/s^2$ , en ellos se puede representar el viento, la fuerza de coriolis y fricción con el fondo.

Estas ecuaciones parten de integrar la ecuación de Navier-Stokes en la vertical, y tienen por hipótesis que la escala de longitud horizontal es mucho mayor que la escala de longitud vertical. Bajo esta condición, la conservación de la masa implica que la velocidad vertical es baja, mientras que de la ecuación de cantidad de movimiento se obtiene que el gradiente de presión en la vertical es casi hidrostático y que el campo horizontal de velocidades es constante en la profundidad. De esta manera, es posible remover la velocidad vertical de las ecuaciones y así se obtienen las ecuaciones de aguas poco profundas.

Los términos  $h, v$  y  $u$  son las incógnitas. Los resultados obtenidos en cada nodo de la malla son el nivel de la superficie libre y la velocidad promediada en vertical. Las ecuaciones son dadas en coordenadas cartesianas.

El código resolviendo estas ecuaciones modela: propagación de ondas largas, mareas meteorológicas y astronómicas; fricción con el lecho del cauce y efectos de acciones meteorológicas tales como el viento.

### 5.3. Parámetros ingresados en la modelación

Para realizar las corridas, se introdujeron como entradas, junto con el código, la batimetría del río y las condiciones de borde. Se solicitó como salida, el flujo en las secciones del río Paraná sobre la desembocadura en el río Uruguay, para estudiar la distribución y la incidencia del río Paraná sobre la zona de estudio. También se incluyó un archivo fortran específico para las corridas que incluyen el viento.

TELEMAC permite escoger qué ley de fricción utilizar. Se escogió la ley de Manning, utilizando un único coeficiente de rugosidad para todo el dominio de cálculo, sin diferenciar entre las ramas del Paraná y el Uruguay, aunque el código permite incluir distintos valores de rugosidad en distintos tramos.

El código utiliza palabras claves para los distintos comandos, estas tienen prioridad sobre las condiciones de borde. Se introdujo en la modelación una elevación constante como condición inicial, sin entrada de caudal hasta que el nivel se estabilizara y luego comenzaba a introducirse caudal. Se incluyó al inicio de la corrida un tiempo de calentamiento del programa de 8 horas.

Al comenzar surgieron inestabilidades en las primeras corridas del modelo. Para lograr que convergiera, se bajó el paso de tiempo de modo de asegurar que el número de Courant fuera

menor a 1. El paso de tiempo seleccionado fue de 60 segundos, el cual se encuentra dentro del rango recomendado en el manual (entre 1 y 120 segundos).

### 5.3.1. Malla de cálculo

La malla de cálculo utilizada se conforma con elementos triangulares, presentando distintas densidades de acuerdo a la densidad de la información batimétrica disponible. Para su creación, se partió de una malla base con una densidad de elementos cada 1000 m, a la cual se superpusieron zonas de mayor densidad. Se consideró una malla de densidad de elementos cada 400 m en el canal Martín García, donde la información batimétrica era más precisa, y en el río Paraná, dado que por el ancho del río una densidad mayor perdería información. Para completar la malla, en la zona de estudio, donde se buscaba obtener resultados, se adoptaron elementos cada 300 m. Para generar la superficie del fondo del río, se interpola la información batimétrica a los nodos de la malla creada.

La malla se compone por elementos triangulares, se buscó que el resultado final fuera una malla uniforme sin discontinuidades ni puntos singulares. Para ello, al generar la malla se utilizó un coeficiente de transición entre distintas densidades de malla "Edge growth ratio" de 1,2; este valor permite que los cambios sean suaves y no se generen inestabilidades en el modelo.

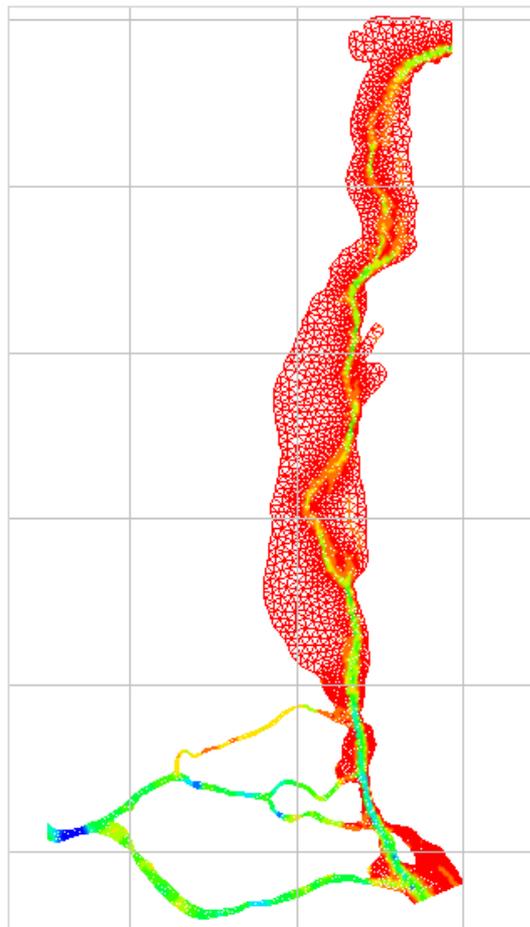


Figura 5-1- Malla de elementos triangulares elaborada en software Blue-Kenue.

### 5.3.2. Condiciones de borde

Al tenerse un régimen subcrítico se incluyeron en el modelo condiciones de borde de caudal aguas arriba y condiciones de nivel aguas abajo. Todas las condiciones de borde son series temporales en una ventana común de los datos disponibles. En la Figura 5-2 se muestran las condiciones de borde impuestas.

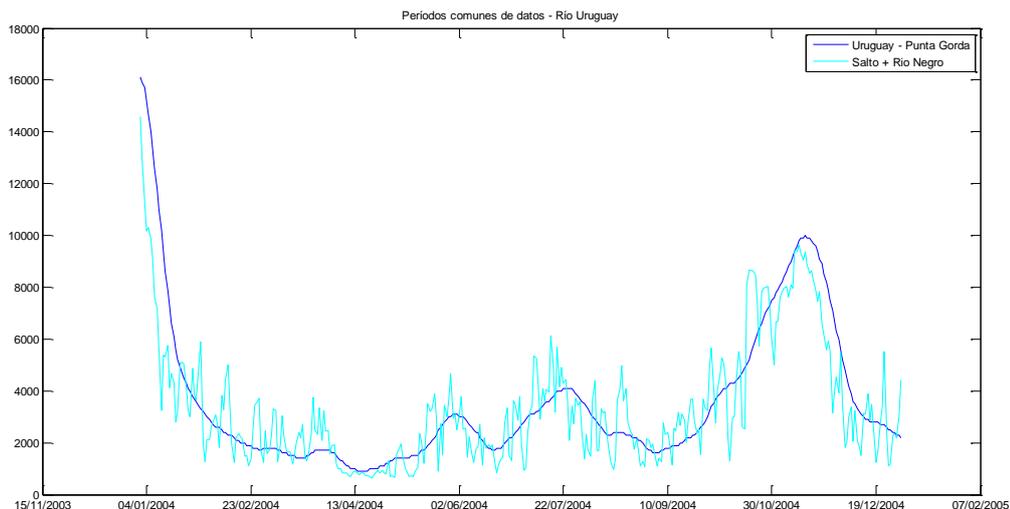


Figura 5-2 - Ubicación de las condiciones de borde.

#### 5.3.2.1 Caudales

Los caudales ingresados como condición de borde son series de datos diarios, medidos en las represas de Palmar (Río Negro) y Salto Grande (río Uruguay), ambos brindados por DNH, y en la desembocadura del río Paraná Guazú en el Río de la Plata, obtenidos del INA (ver Figura 5-2). El período común de datos de caudales utilizados es el año 2004.

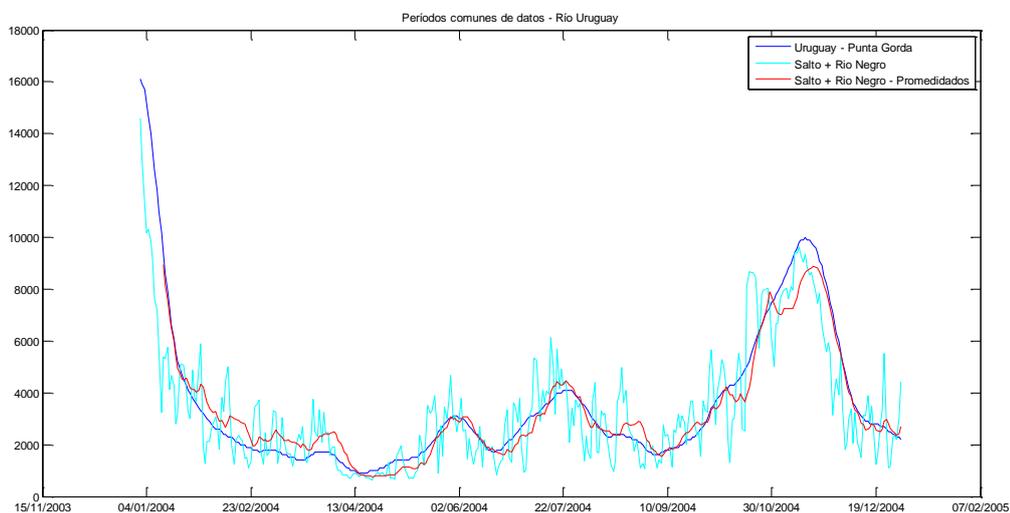
Además de las series mencionadas, se contó también con una serie de caudal del río Uruguay medida en su desembocadura. Se comparó dicha serie con la suma de las series medidas en Salto Grande y Río Negro en su período común. La finalidad de esta comparación fue observar si las mismas muestran coincidencia en los valores de caudal, y de ese modo corroborar que las medidas fueran confiables. La comparación se muestra en la Gráfica 5-1.



**Gráfica 5-1 - Comparación caudales INA – DNH.**

Se observó que ambos caudales obtenidos para el río tienen un comportamiento similar durante el año analizado. El caudal de las represas muestra picos más abruptos, lo cual se asocia al abrir y cerrar de las compuertas, que no se aprecia en la serie medida en la desembocadura pues a esa altura el flujo a lo largo del río amortigua esos picos. Se agregó una línea de tendencia de los datos de ambas represas, esta línea realiza la media cada 12 datos. La misma se presenta en la Gráfica 5-2.

Se notó una similitud aún más fuerte entre los datos medidos en Punta Gorda y la media móvil cada 12 datos, de este modo se corroboró que ambas series de datos eran consistentes. Se decidió por ende mantener las condiciones de borde planteadas inicialmente.



**Gráfica 5-2 - Comparación del caudal del río Uruguay medido en su desembocadura con la media móvil de las mediciones en Salto Grande y Palmar para el mismo período.**

**5.3.2.2 Niveles**

Para los niveles, se contó con una serie medida en Carmelo con 3 datos por día (enero a julio de 2004), la cual se utilizó como condición de borde aguas abajo; y con una serie horaria en Nueva Palmira de 7 meses (enero a julio de 2004) y dos series con 3 datos diarios una en Villa Soriano y otra en Puerto Aldao (mismo período), utilizadas para la calibración y validación del

modelo. Todos los datos de nivel fueron brindados por DINAGUA. La ubicación específica de las series medidas de niveles tanto en Nueva Palmira como en Carmelo, Villa Soriano y Puerto Aldao se encuentra detallada en la Tabla 3-2. Los resultados del modelo se compararon en esas mismas coordenadas.

De estos 7 meses (enero a julio) de datos, se utilizaron los 5 primeros meses (enero a mayo) para la calibración del modelo y los 2 meses restantes (junio a julio) para su validación. El 2004 corresponde a un año medio de niveles y caudales, dentro de la serie de datos más extensa con la que se cuenta.

Se realizaron, en primera instancia, corridas del modelo con las series con información de un dato diario como condiciones de borde. Al comparar los resultados con la serie horaria en Nueva Palmira se observó que no se lograba representar correctamente el funcionamiento del río debido al cambio de niveles producido por la marea. Luego se utilizó la serie de niveles que contiene 3 datos por día en Carmelo, la cual logró representar mejor los cambios de nivel diarios. Después de calibrar el modelo se realizó el estudio de sensibilidad al incluir las variaciones de nivel diarias producidas por la marea astronómica.

#### 5.4. Calibración del modelo

El proceso de calibración de modelo implementado consistió en modificar el coeficiente de rugosidad de Manning adjudicado al río hasta que los resultados de nivel en varios puntos del mismo se aproximaran de la mejor manera posible a las series de datos medidos. Los puntos en los que se verifican los niveles son Nueva Palmira (km 5)<sup>3</sup>, Puerto Aldao (km 38) y Villa Soriano (sobre el Río Negro), ver Figura 5-3.

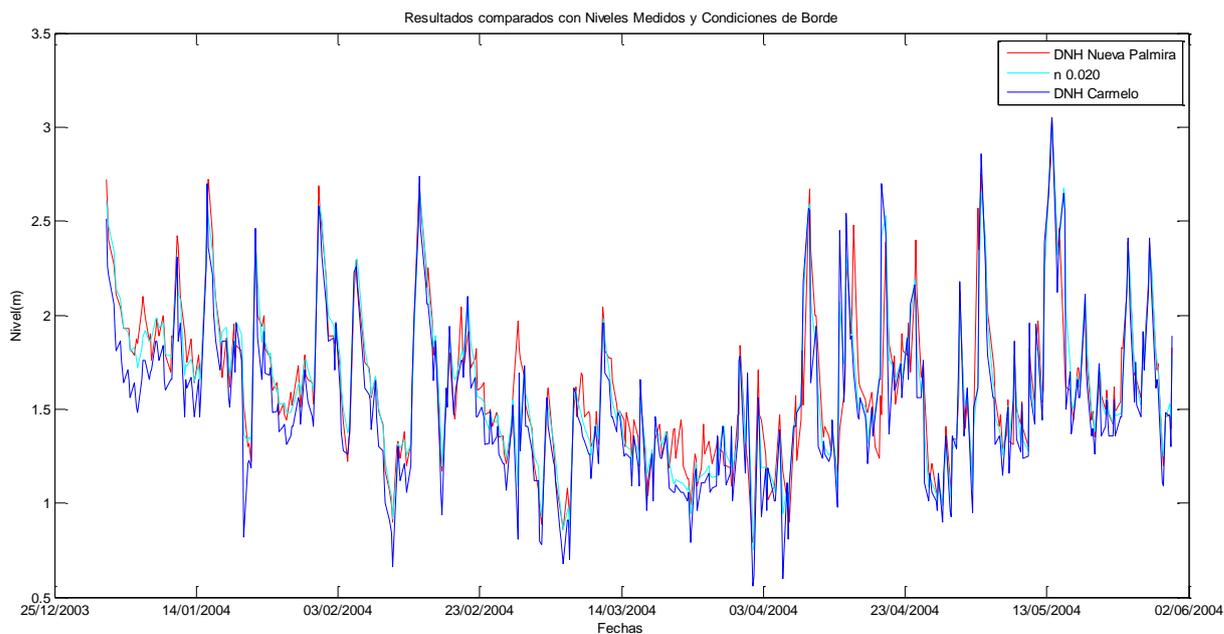


Figura 5-3- Ubicación de puntos utilizados para la calibración, Nueva Palmira, Puerto Aldao y Villa Soriano.

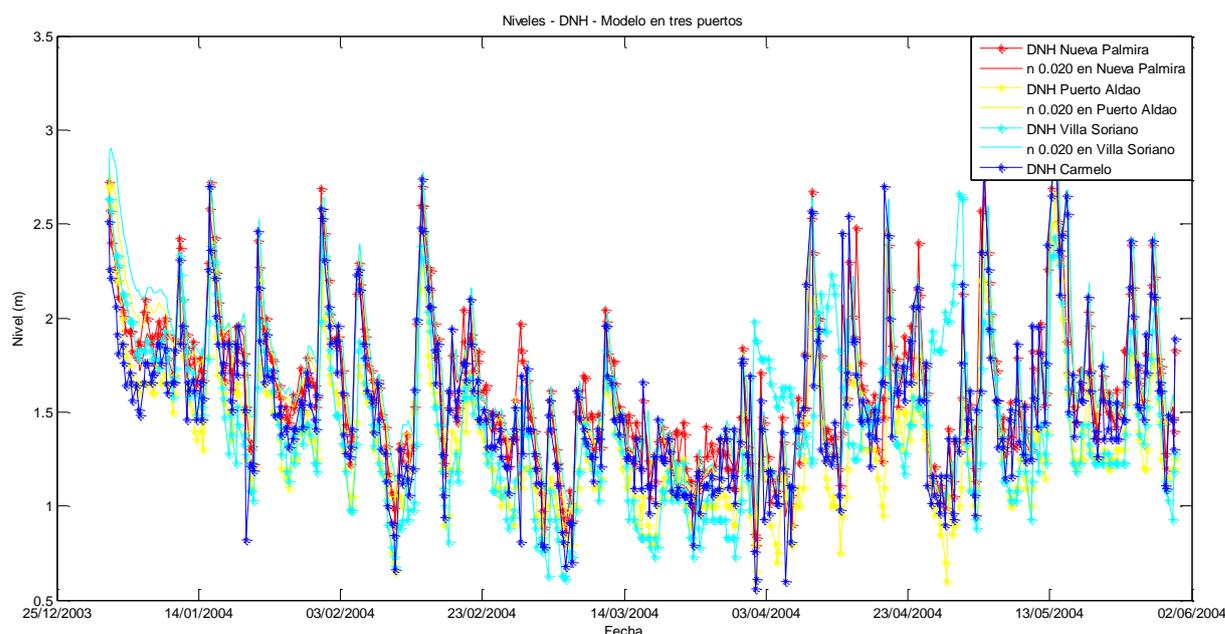
<sup>3</sup> Los km se refieren a la progresiva del río Uruguay, siendo el 0 km en Punta Gorda.

Se verificaron los resultados en otros puntos además de Nueva Palmira, dado que los resultados del modelo en Nueva Palmira podrían estar influenciados por su proximidad a la condición de borde aguas abajo en Carmelo, ver Figura 5-3. Al estar Puerto Aldao y Villa Soriano, a mayor distancia de la condición de nivel aguas abajo, se espera que los resultados en estos dos puntos se diferencien más de la condición de borde.

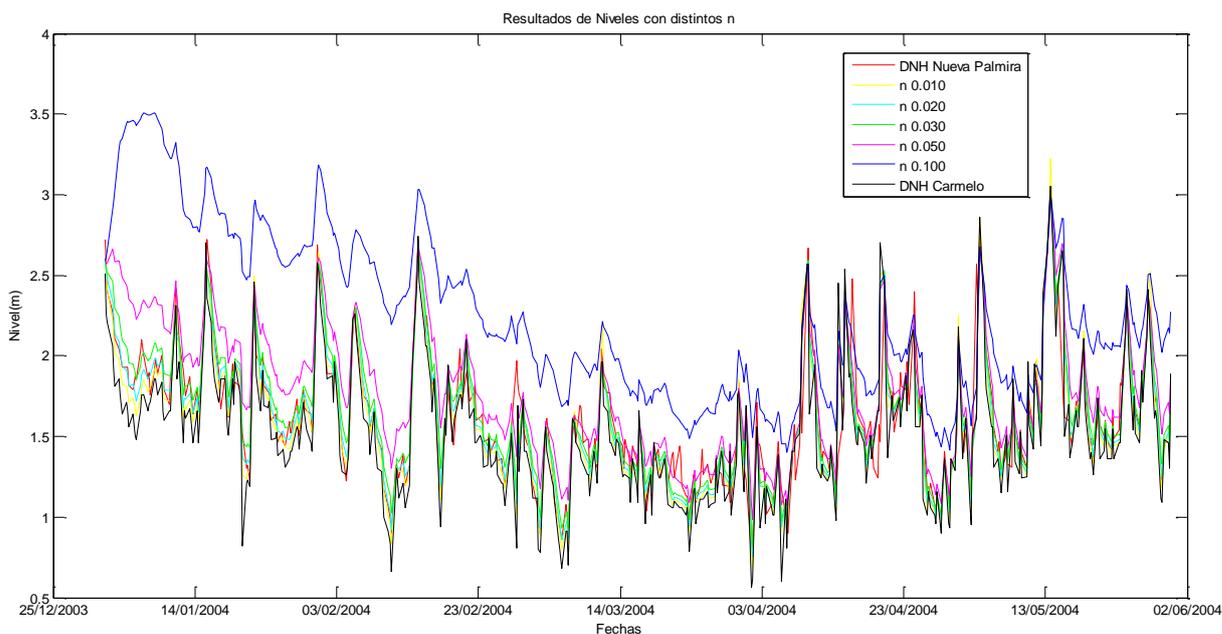
En primer lugar se realizaron corridas con valores de diferentes órdenes para el coeficiente de rugosidad de Manning, 0,010; 0,020; 0,030; 0,50 y 0,100 (ver Gráfica 5-5). Luego se realizaron otras corridas procurando ajustar su valor, (ver Gráfica 5-6).



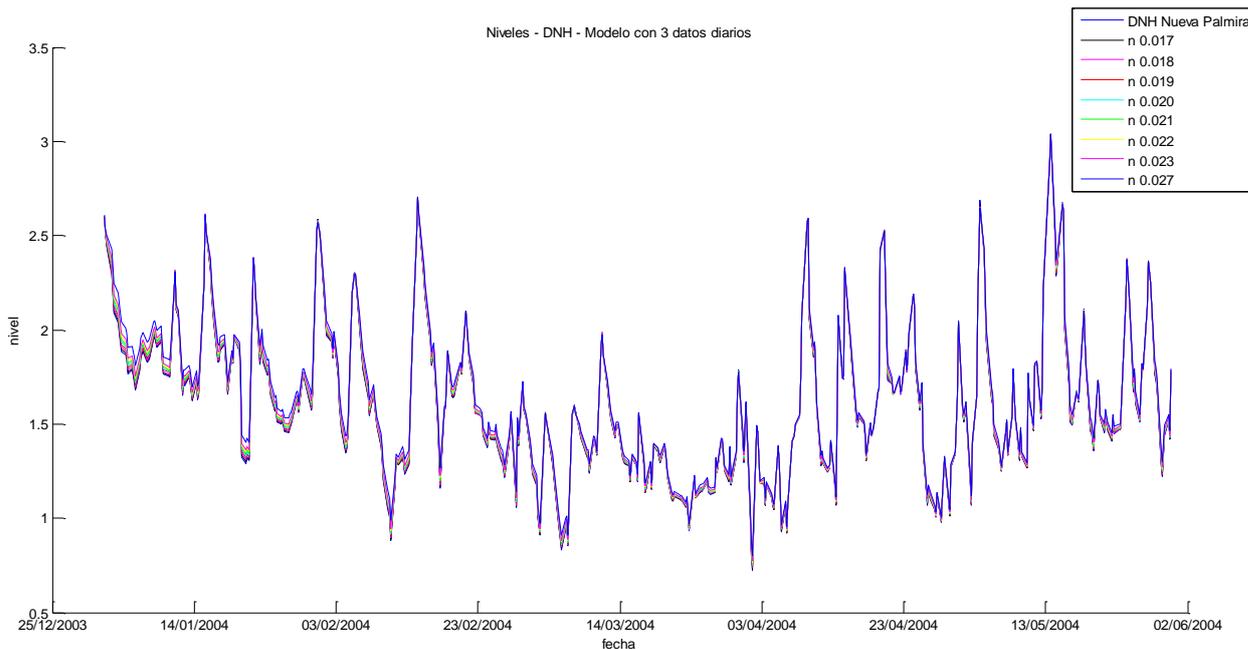
**Gráfica 5-3 - Resultados nivel de la modelación en Nueva Palmira en cian, en azul los valores medidos en Carmelo, en rojo valores medidos en Nueva Palmira.**



**Gráfica 5-4 - Niveles medidos y resultados de la modelación en Nueva Palmira, Puerto Aldao y Villa Soriano comparado con los valores en Carmelo.**



**Gráfica 5-5 - Estudio preliminar de rugosidad 0,010; 0,020; 0,030; 0,050; 0,100 de Manning.**



**Gráfica 5-6 - Estudio de rugosidad 0,017; 0,018; 0,019; 0,020; 0,021; 0,022; 0,023; 0,027 de Manning.**

Para comparar los resultados de niveles obtenidos con los distintos valores de coeficiente de rugosidad utilizados se analizaron: la correlación (COR), la diferencia en la raíz media cuadrática (RMS), la desviación estándar de las series (STD) y el error. En la Tabla 5-1 se presentan los resultados de estos parámetros estadísticos.

n	STD (m)	RMS (m)	COR (m)	Error (m)
DNH	0,4013	0	1	
0,010	0,4124	0,1595	0,9233	0,0325
0,016	0,4023	0,1513	0,9289	0,0225
0,017	0,402	0,151	0,9291	0,0193
0,018	0,4017	0,1508	0,9293	0,0158
0,019	0,4015	0,1506	0,9294	0,0122
0,020	0,4013	0,1506	0,9294	0,0086
0,021	0,401	0,1506	0,9294	0,0047
0,022	0,4008	0,1506	0,9293	0,0008
0,023	0,4006	0,1507	0,9292	-0,0033
0,027	0,3996	0,1516	0,9282	-0,0207
0,030	0,3991	0,153	0,9267	-0,0349
0,050	0,4022	0,1828	0,8963	-0,1527
0,100	0,5113	0,3831	0,6709	-0,6147

**Tabla 5-1 - Análisis estadístico de los resultados de nivel de la modelación, donde STD es la desviación estándar, RMS la raíz del error medio al cuadrado, COR la correlación y Error, Nueva Palmira.**

La comparación de los distintos resultados mediante parámetros estadísticos y gráficos de series temporales se volvió engorrosa. Por lo que se utilizó el diagrama de Taylor (Taylor, 2000) para comparar los resultados de las distintas corridas, ver Figura 5-4. Este diagrama ofrece un resumen estadístico conciso de qué tanto se asemejan dos series, comparando el resultado del modelo con los datos medidos. El diagrama utiliza como parámetros estadísticos no sesgados: COR, RMS y STD. El diagrama fue una buena herramienta de visualización de resultados.

Se normalizaron las series de los resultados de la calibración en los tres puntos, para esto se dividieron los valores de COR, RMS y STD de cada serie de resultados del modelo entre la desviación estándar de la serie medida de cada punto, así se pudieron apreciar los resultados en los tres puntos en un único gráfico, ver Figura 5-5.

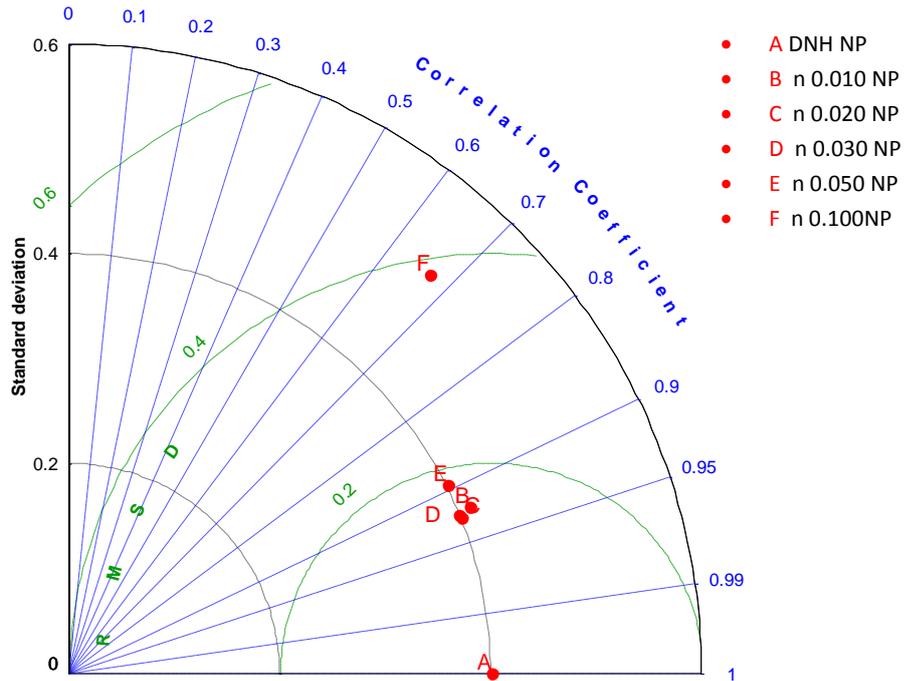


Figura 5-4 - Diagrama de Taylor preliminar de rugosidad 0,010; 0,020; 0,030; 0,050; 0,100 de Maninng, en Nueva Palmira.

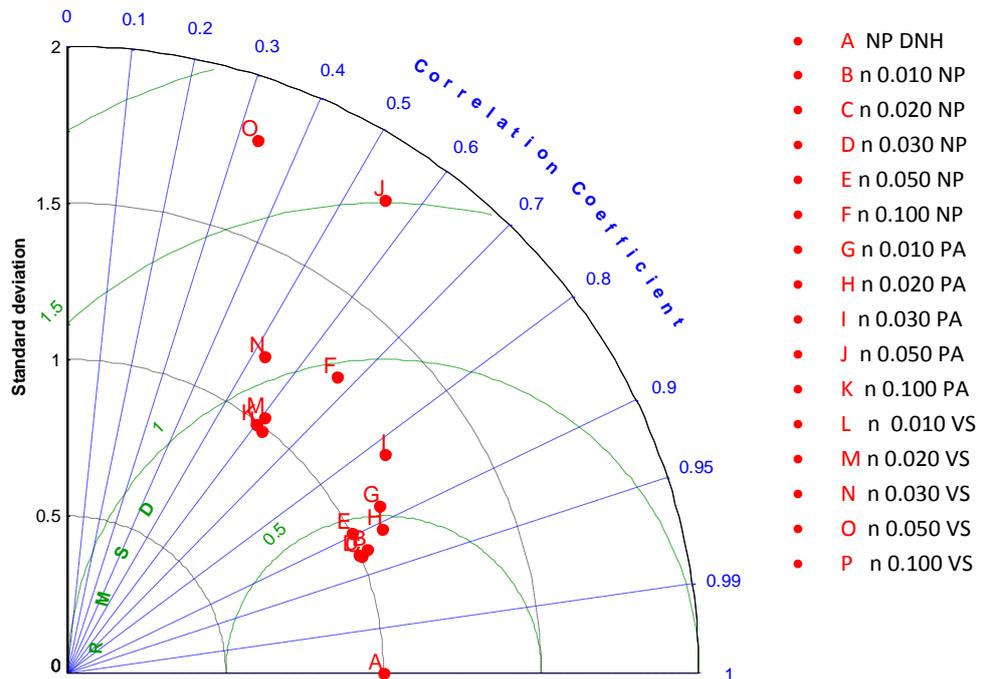


Figura 5-5 - Diagrama de Taylor con resultados de los tres puertos normalizados, NP Nueva Palmira, PA Puerto Aldao, VS Villa Soriano.

Se realizó otro diagrama de Taylor con los resultados de la corrida del modelo para valores de Manning entre 0,020 y 0,030, ver Figura 5-6.

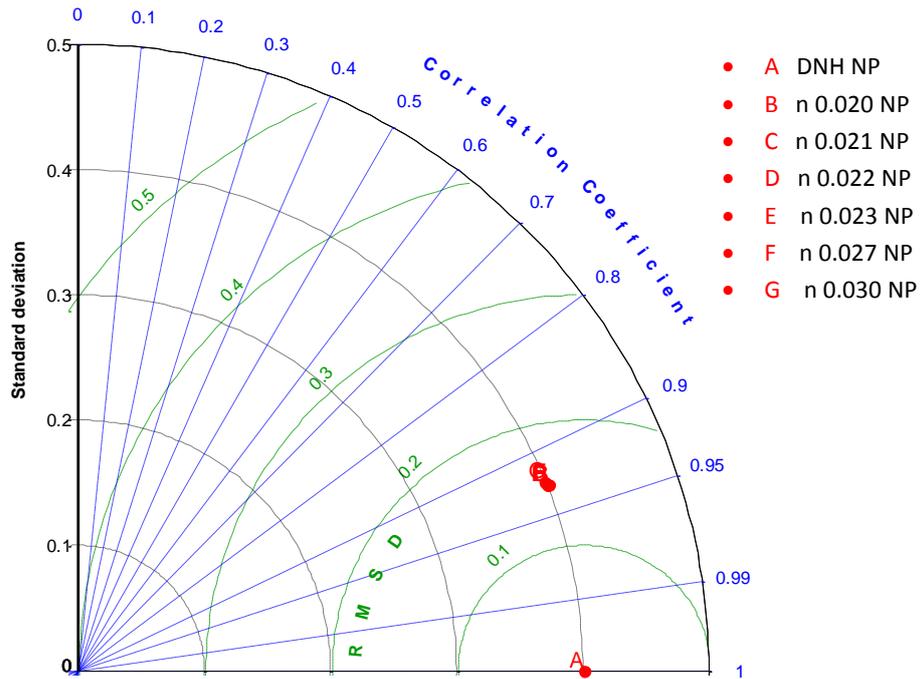


Figura 5-6 - Diagrama de Taylor de rugosidades 0,020; 0,021; 0,022; 0,023; 0,027 de Manning en Nueva Palmira.

Las diferencias entre los resultados obtenidos para valores de Manning entre 0,020 y 0,030 no fueron estadísticamente significativos (Taylor, 2000). Se escogió el valor de coeficiente de rugosidad de Manning de 0,022, evaluando luego el efecto de las diferencias de rugosidad en las corrientes, ver Capítulo 5.6.8.

**5.5. Validación del modelo**

Los resultados que se obtuvieron durante la validación permiten aceptar los resultados de la calibración (Tabla 5-2). Se corrió el modelo con los dos meses que no se incluyeron en las corridas realizadas para su calibración. El valor de correlación que se obtuvo con la serie medida por DNH es el mismo.

n	STD (m)	RMS (m)	COR (m)	Error (m)
DNH	0,4013	0	1	
Calibración n = 0,022	0,401	0,151	0,929	0,0008
Validación n= 0,022	0,330	0,128	0,929	0,0116

Tabla 5-2 - Análisis estadístico de la validación del modelo.

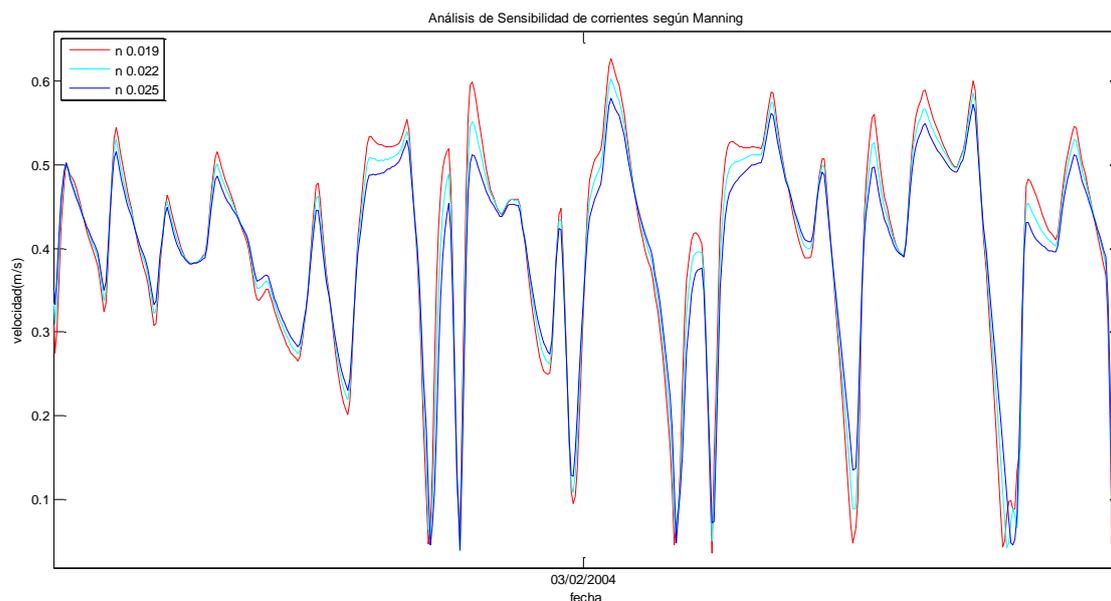
**5.6. Análisis de sensibilidad**

Se analizó si el modelo era sensible a variaciones en distintos factores: al coeficiente de rugosidad de Manning, al tiempo de tránsito en los caudales introducidos como condición de borde, al paso de tiempo utilizado en el modelo, a la inclusión del viento como forzante, a los ciclos diarios causados por la marea astronómica y a la influencia del caudal del río Paraná Guazú.

### 5.6.1. Coeficiente de rugosidad de Manning

Si bien ya se seleccionó el coeficiente de rugosidad de Manning, y se realizó el proceso de calibración y validación, se estudia la sensibilidad de las corrientes a dicho parámetro.

Se seleccionó como referencia para este estudio de sensibilidad el valor de coeficiente de rugosidad adoptado para el modelo de 0,022. Se evaluaron los resultados de los valores de velocidad en el punto del emplazamiento para valores de 0,019 (~15% menor) y 0,025 (~15% mayor). En la Gráfica 5-7 se muestran las series obtenidas.



**Gráfica 5-7 - Sensibilidad a coeficiente de rugosidad de Manning - Series de velocidades Nueva Palmira.**

Como primera conclusión, se tiene que las tres series tienen el mismo comportamiento. Se observa que las velocidades obtenidas con el coeficiente de Manning de 0,019 son mayores que las obtenidas con el valor referencia, la velocidad media es ~2,8% mayor. Mientras que las obtenidas con el valor de coeficiente de Manning de 0,025 son menores, la velocidad media es ~2,5% mayor. En la Tabla 5-3 se resumen estos resultados.

<i>n</i>	%	<i>v<sub>media</sub></i> (m/s)	%
0,019	75%	0,36	102,8%
0,022	100%	0,35	100%
0,025	115%	0,34	97,5%

**Tabla 5-3 - Sensibilidad de la velocidad media al coeficiente de rugosidad de Manning.**

### 5.6.2. Desfasaje de caudales

Se estudió la diferencia sobre los resultados generada por el tiempo de tránsito que se introduce al ingresar en el río Uruguay los caudales medidos en Salto Grande a la altura de Fray Bentos, y por el al ingresar en Río Negro los caudales medidos en la represa de Palmar en su desembocadura al río Uruguay (ver Figura 5-7). Se asume que no hay otros ingresos adicionales significativos de caudales en el río.

Se calculó el tiempo de desfasaje en los caudales como el cociente entre la distancia desde donde se emite la onda hasta donde es introducido el caudal, y la velocidad de la onda. La velocidad de la onda se calculó según la expresión:

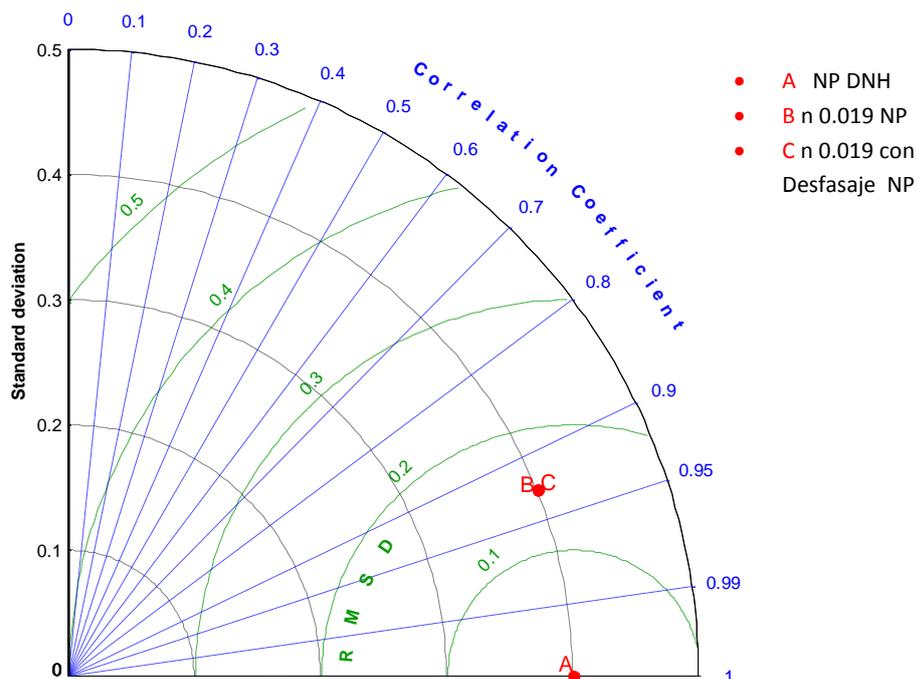
$$c = \sqrt{g \cdot h}$$

Donde  $h$  es el tirante.

El valor del tirante se obtuvo sumando el promedio de la profundidad, (se utilizaron las cartas 801, 802, 803, 804, 805 y 806 del SOHMA) con el promedio de niveles en los puntos de medición de DNH. Se obtuvo que el desfase de ambas ondas fue del orden de las 6 horas. Se realizó otra corrida del modelo desfasada 6 horas en el tiempo y se obtuvieron los resultados mostrados en Gráfica 5-8. La diferencia promedio entre los niveles obtenidos del modelo con y sin desfase fue de apenas 4 cm. Este valor está dentro del error del modelo, por lo tanto se concluyó que no se introducían diferencias significativas al introducir los caudales de las represas directamente en Fray Bentos y la desembocadura del Río Negro.



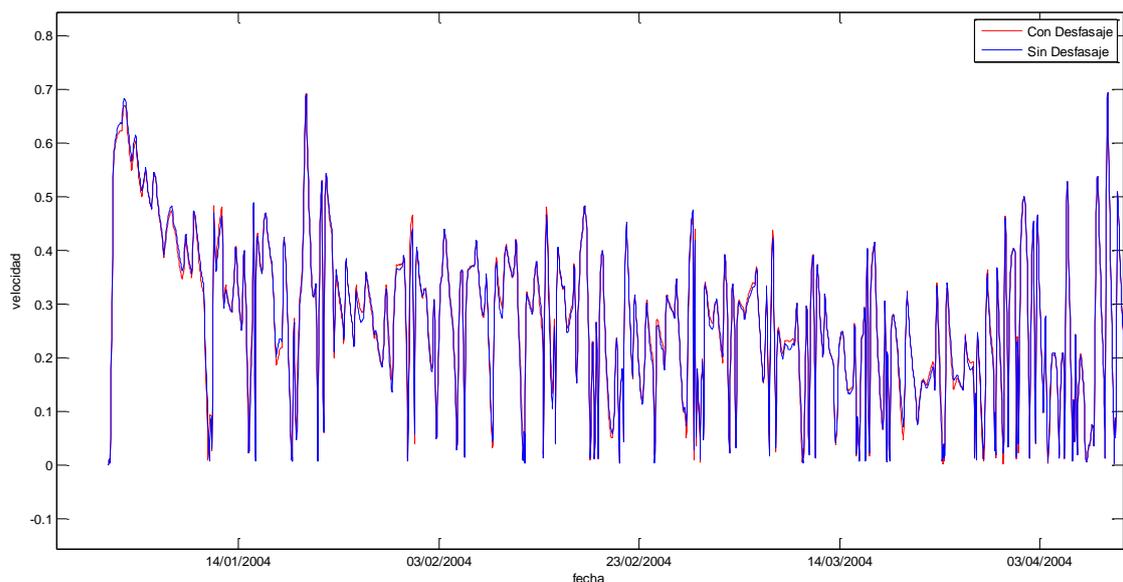
Figura 5-7- Distancia de punto de medición a punto de introducción de los caudales.



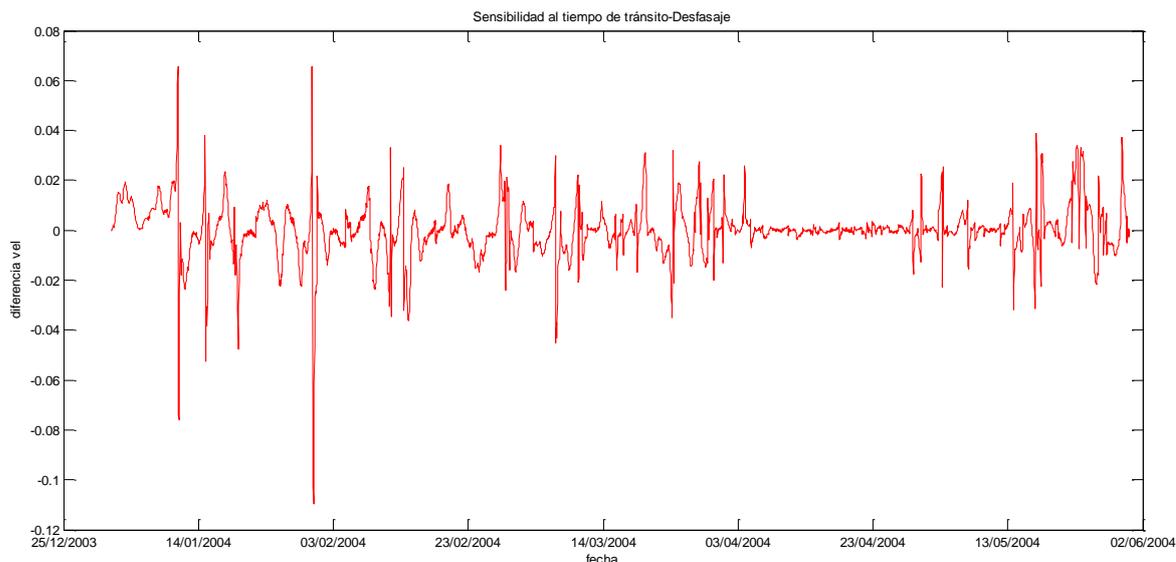
Gráfica 5-8 - Diagrama de Taylor con resultados del modelo con y sin desfasaje en los caudales.

Otra manera de ver que no incide el desfasaje en el valor de caudal se observa en la Gráfica 5-2 del Capítulo 5.3.2.1, donde se grafican los caudales del río Uruguay en Punta Gorda y en las represa de Salto Grande y Palmar sumadas, donde se observa que las series se encuentran en fase.

Las series de velocidades obtenidas con y sin el desfasaje, muestran un comportamiento muy similar, como se puede observar en Gráfica 5-9. En la Gráfica 5-10 se grafica la diferencia entre la serie obtenida al incluir el desfasaje en los caudales y la serie sin incluir dicho desfasaje. Se puede observar que el error graficado está centrado en cero.



Gráfica 5-9 - Sensibilidad al tiempo de tránsito - Desfasaje - Series de velocidades.



Gráfica 5-10 - Sensibilidad al tiempo de tránsito - Desfasaje - Error.

### 5.6.3. Paso de tiempo

Se evaluó si se generaban diferencias en el modelo al introducir un paso de tiempo de cálculo menor. Se introdujo un paso de tiempo de 30 segundos, la mitad del utilizado anteriormente. Como se aprecia en la Figura 5-8, no hubo diferencia significativa en los niveles al disminuir el paso de tiempo del modelo, concluyendo que el paso de tiempo utilizado en primera instancia (60 segundos) era adecuado.

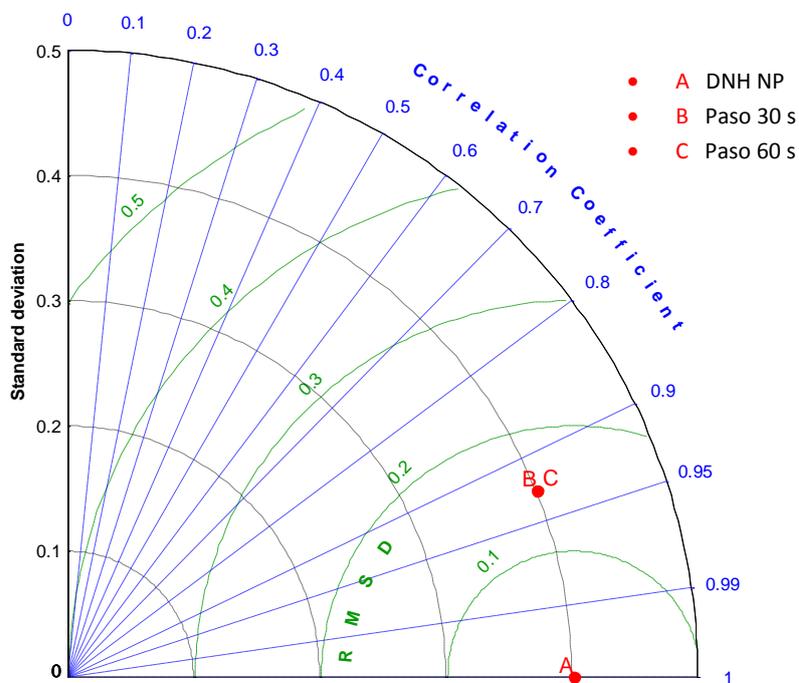
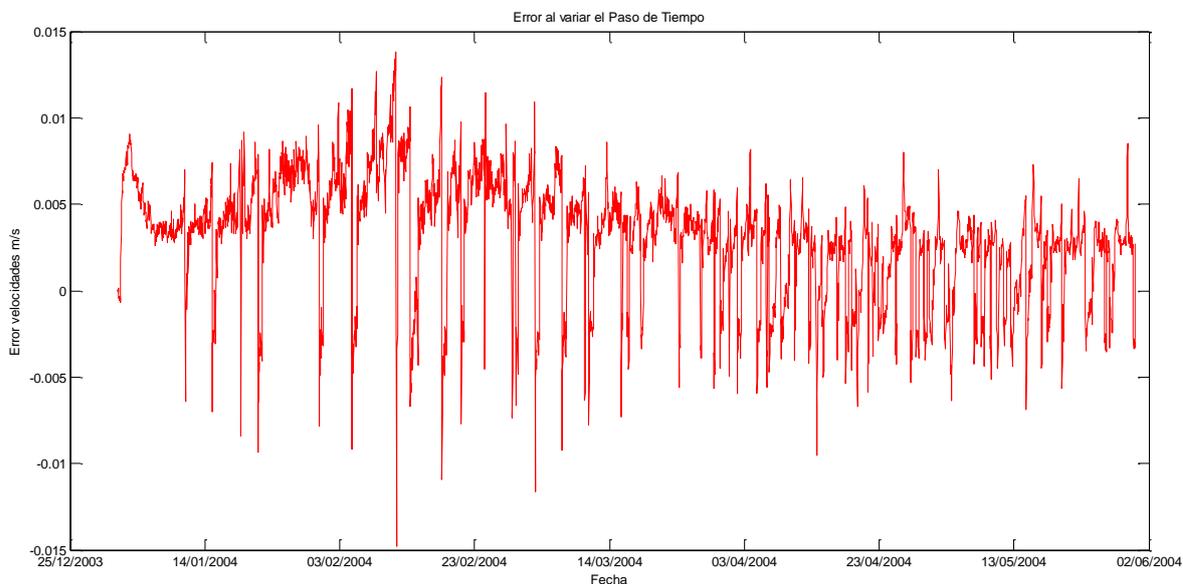


Figura 5-8 - Diagrama de Taylor con distintos pasos de Tiempo.

No se obtuvieron diferencias significativas en cuanto a los resultados de corrientes, siendo la correlación entre las series obtenidas con paso de tiempo 60 s y 30 s es de 0,997. Siendo la velocidad media 0,036 m/s, el error medio corresponde a 0,0031 m/s, menor al 1%.

Al graficar la diferencia entre la velocidad obtenida con el paso de tiempo correspondiente a 60 s y la obtenida con el paso de tiempo de 30 s se observa que se obtiene un sesgo positivo, con lo cual las velocidades correspondientes al mayor paso son mayores.



Gráfica 5-11 - Sensibilidad al paso de tiempo - Error.

#### 5.6.4. Vientos

El software TELEMAC-2D puede ser utilizado para simular un flujo bajo la influencia de un viento soplando sobre la superficie de agua. Se incluyó como forzante en el modelo, una serie de vientos uniforme en el espacio, pero no así en el tiempo. Se utilizó la serie de reanálisis atmosférico CFSR, corregida en base a datos satelitales y por rugosidad según se explicitó en el Capítulo 4.2.1, para el mismo período de tiempo de los datos de niveles y caudales.

Debió incluirse junto con la serie temporal un coeficiente de viento,  $u_{vent}$ , que es un coeficiente de arrastre fijo. El manual del usuario de TELEMAC-2D sugiere para series de vientos de promedio como el de nuestra serie un valor de  $u_{vent}$  de  $0,002 \cdot 10^{-3}$ , el coeficiente es utilizado por el código para traducir en un esfuerzo cortante sobre la superficie libre la tensión ejercida por el viento a 10 m de altura. El código utiliza las siguientes ecuaciones clásicas de arrastre:

$$\tau_{viento_x} = \rho_{aire} \cdot Cd \cdot U_{10m} \cdot (U_{10m}^2 + V_{10m}^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$\tau_{viento_y} = \rho_{aire} \cdot Cd \cdot V_{10m} \cdot (U_{10m}^2 + V_{10m}^2)^{\frac{1}{2}}$$

Siendo:

- $\rho_{aire}$  la densidad del aire
- $[U_{10m}, V_{10m}]$  las componentes de la velocidad del viento a 10 m de la superficie
- $Cd$  un coeficiente de arrastre.

También se incluyó en el modelo un valor de *Threshold for Wind* (umbral) de 0,76 m respecto al Wharton. TELEMAC-2D no aplica la acción del viento en los nodos cuya profundidad sea menor al umbral fijado. El umbral escogido es el mínimo nivel de la serie de datos medidos. Se colocó el valor de *Threshold for wind* para que el viento no haga bajar el nivel por debajo del mínimo de la serie y los resultados se aproximara más a los datos medidos.

Como se muestra en la Figura 5-9, no se observaron diferencias significativas en los niveles al incluir el viento en el modelo.

Por las características de este fenómeno físico se muestra de forma gráfica la serie temporal de resultados de corrientes con y sin viento como forzante. La diferencia de la media de las velocidades de corriente en Nueva Palmira con y sin vientos fue 0,003 m/s, además las series tienen el mismo comportamiento.

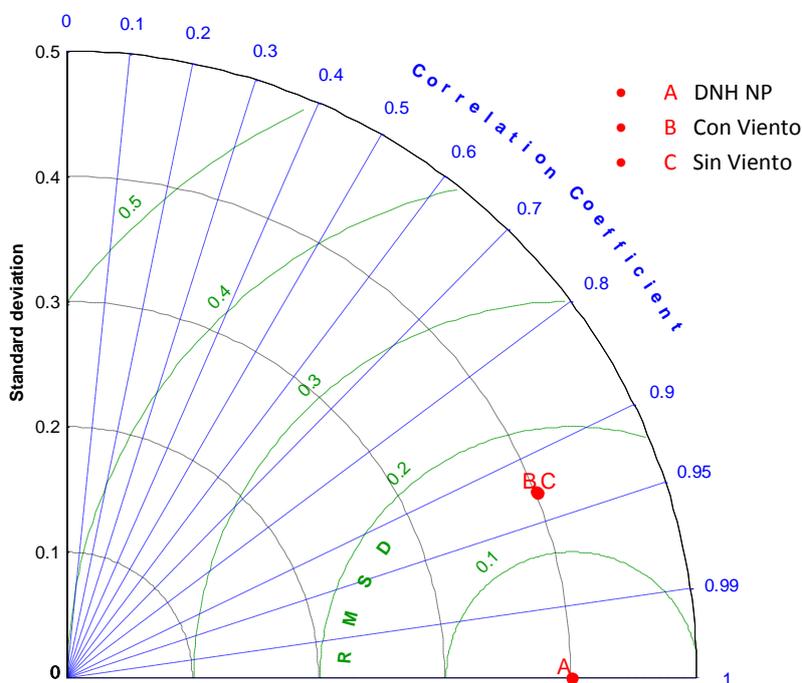
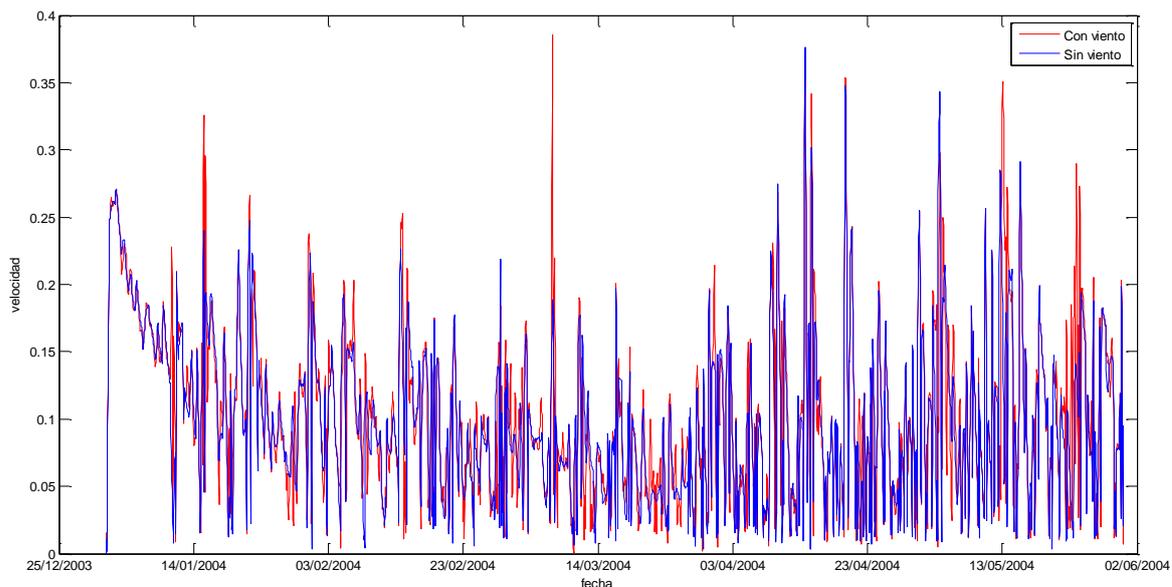
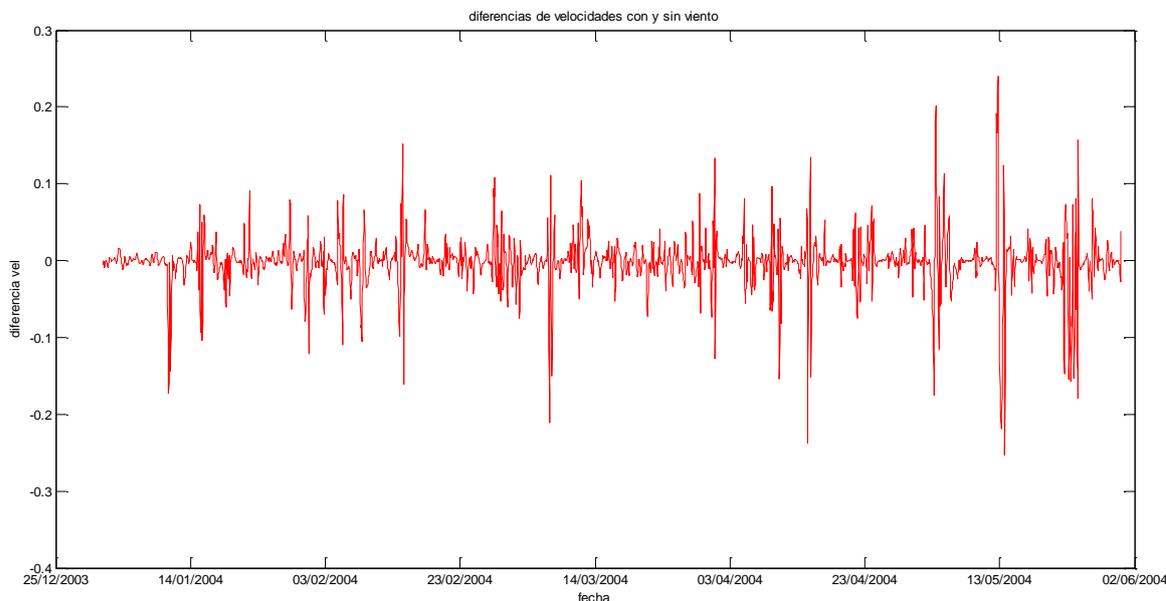


Figura 5-9 - Diagrama de Taylor con la influencia del viento en los niveles en Nueva Palmira.



**Gráfica 5-12 –Sensibilidad al viento - Velocidades en Nueva Palmira con y sin viento.**



**Gráfica 5-13 - Sensibilidad viento - error.**

Al incluir al viento como forzante se no se observan variaciones significativas en los niveles. En cuanto a las velocidades, las diferencias entre las corridas con y sin viento fueron las mayores de todos los análisis de sensibilidad realizados. Por otro lado se tiene que al incluir el viento el tiempo de cálculo aumenta de forma significativa.

**5.6.5. Sensibilidad al fenómeno de marea**

Se realizó un estudio de la marea en la zona de estudio para comprender el modelo físico previo a modelarlo, ver Anexo III.

Para estudiar la influencia de las variaciones de nivel provocadas por la marea en los resultados del modelo se realizaron dos corridas.

En la primer corrida se introdujo como condición de borde aguas abajo una serie de niveles horario en Carmelo. Como no se contaba con serie horaria de niveles medidos en Carmelo

como información de base, se utilizó la serie horaria en Nueva Palmira y se le restaron 4 cm que es el equivalente a la diferencia entre el promedio de las series de niveles de Nueva Palmira y Carmelo con 3 datos diarios. Esta corrida se utilizó para obtener un resultado que contemplara los cambios diarios producidos por la marea.

En la segunda corrida se introdujo como condición de borde en Carmelo la media acumulada cada 12 horas (la marea es semidiurna) de la serie utilizada en la corrida anterior. De esta manera la condición de borde no reprodujo los cambios de nivel debidos a la marea.

Se obtuvo como resultado de la comparación de estas dos corridas que: el promedio de la diferencia entre los resultados de las velocidades de corriente en Nueva Palmira es 0,01 m/s y la desviación estándar de las diferencias 0,058 m/s al incluir la marea. Para los niveles en Nueva Palmira el promedio de las diferencias fue 0,12 m y la desviación de las diferencias 0,14 m.

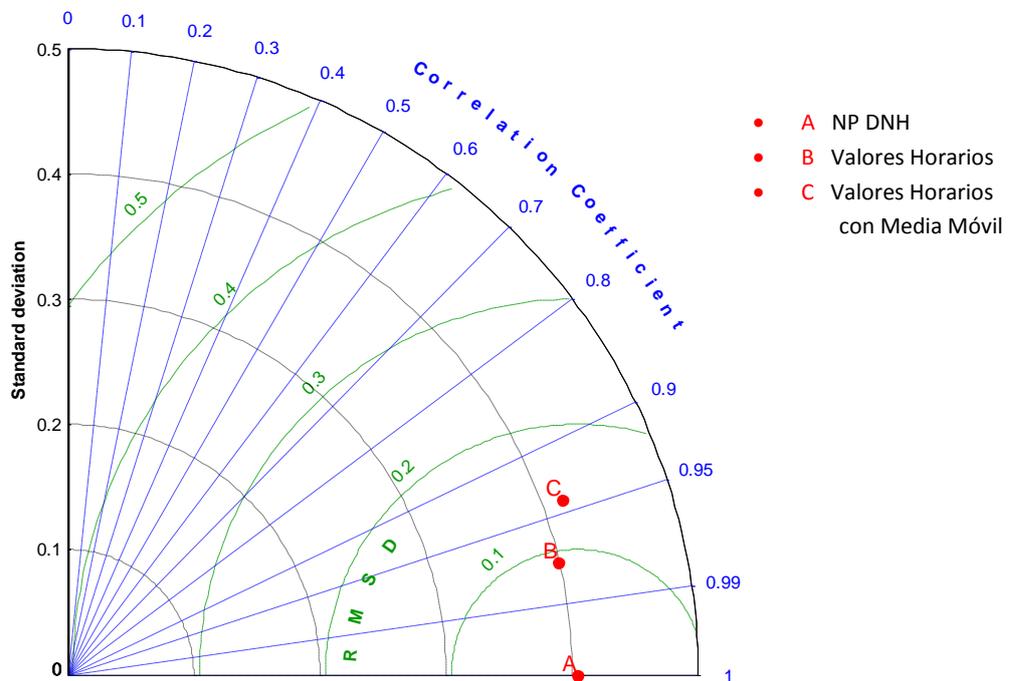
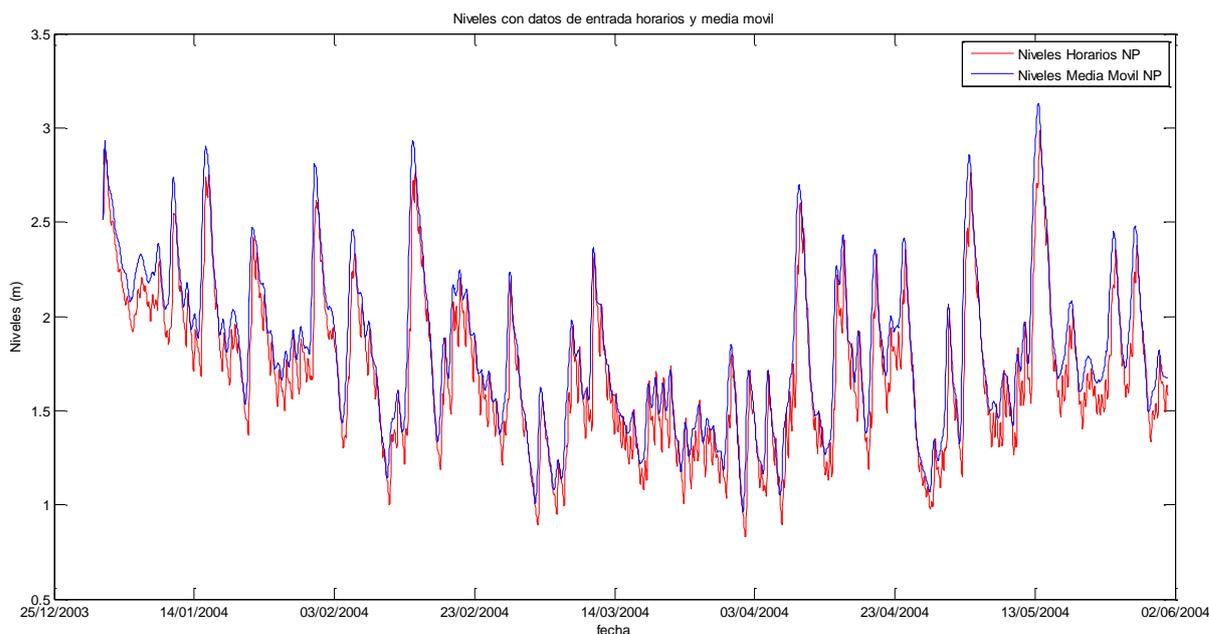


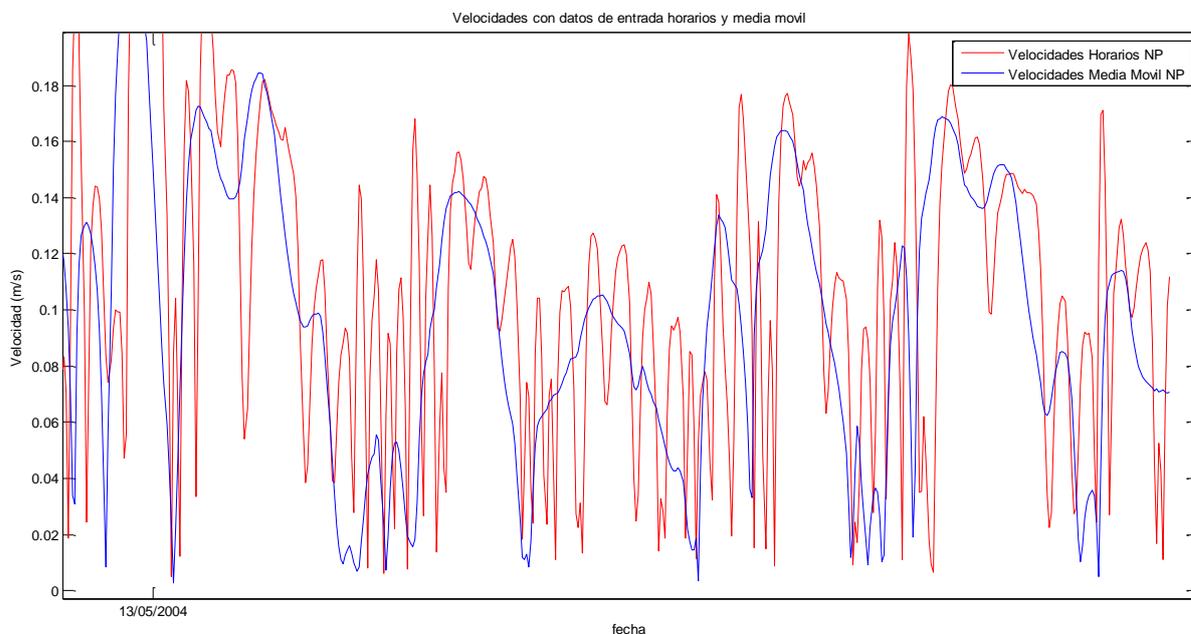
Figura 5-10 - Diagrama de Taylor, sensibilidad a la marea.



**Gráfica 5-14 - Resultado de Niveles en Nueva Palmira.**

El modelo logró reproducir las variaciones debidas a la marea, el resultado con y sin marea sigue la misma tendencia. La serie con marea presentó oscilaciones de nivel dentro del día que no se aprecian en la otra serie, como era de esperarse, ver Gráfica 5-14.

En cuanto a las velocidades el comportamiento fue similar, los resultados de velocidad obtenidos con la serie de la media móvil acompaña la tendencia de los resultados de la serie horaria, los valores de velocidad la serie horaria oscilan más que los de los de la serie de la media móvil, sin embargo se encuentran en el mismo rango de valores, ver Gráfica 5-15.



**Gráfica 5-15 – Sensibilidad da marea - Resultados de velocidades en Nueva Palmira (ampliado).**

Se concluye que el modelo logra representar de forma adecuada los fenómenos producidos por la marea en el modelo.

### 5.6.6. Caudal del río Paraná

Para la modelación del río Uruguay llevada a cabo en este trabajo se utilizaron los caudales del río Paraná Guazú, medidos en su ingreso al Río de la Plata. A modo de evaluación, se realizó un estudio de la distribución de caudales obtenidos en el delta del río con el modelo y se comparó con estudios anteriores.

Se accedió a dos trabajos realizados por el Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua y el Laboratorio de Modelación Matemática de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires, en los cuales se tienen datos de distribución de caudales en las distintas ramas del Delta.

El río Paraná llega al Río de la Plata principalmente por dos de sus brazos, el Paraná de las Palmas, con alrededor del 23 % del caudal total, y el Paraná Guazú-Bravo, con el 77 % restante (Bombardelli et al, 1995).

El primer trabajo (Sarubbi et al, 2007), obtuvo como resultado de la modelación que el caudal ingresado en el río Paraná se distribuyó entre los distintos brazos de la siguiente manera: 37 % Paraná Bravo, 23 % Paraná Guazú, 4,5% Barca Grande, 2,5 % Paraná Mini y 33 % Paraná de las Palmas (Bombardelli et al, 1995).

El segundo trabajo (Sabarots et al, 2009), obtuvo la siguiente distribución de caudales: 21 % Paraná Bravo, 21 % Paraná Sauce, y 26 % Paraná Guazú.

Los dos modelos utilizados resuelven las ecuaciones para Aguas Poco Profundas.

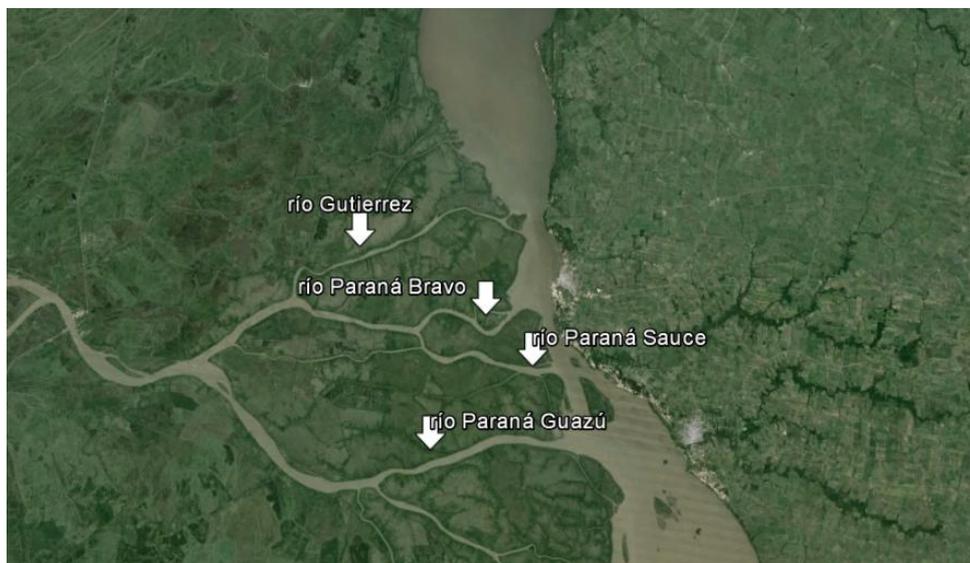


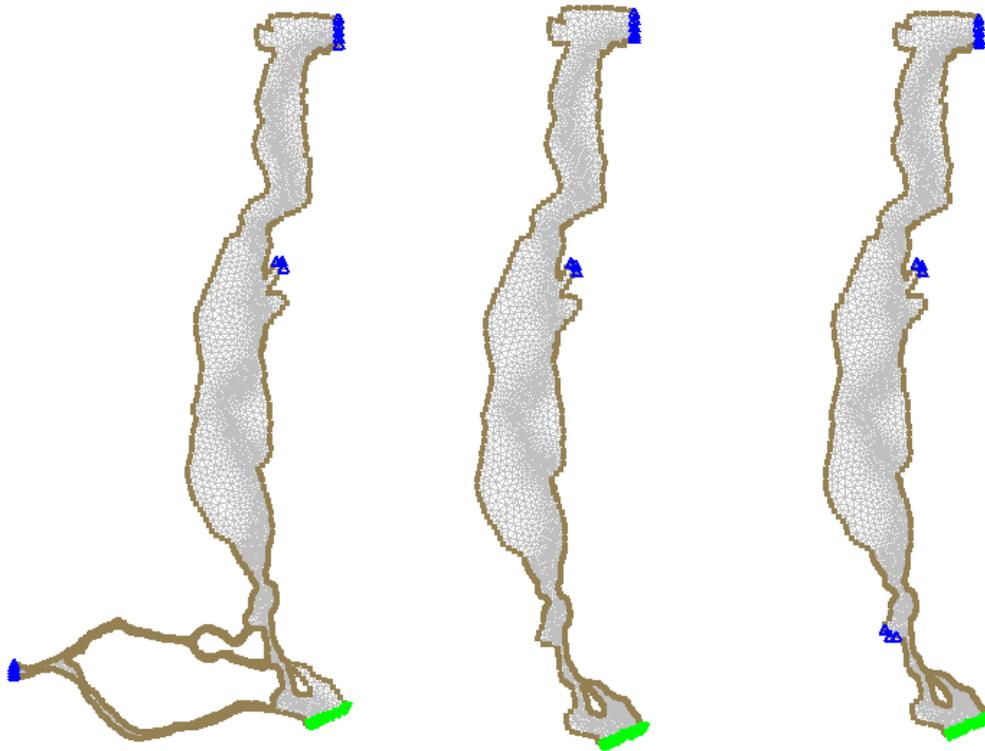
Figura 5-11 - Esquema de la distribución de los ríos principales del delta del Paraná

En la Tabla 5-4 se muestra la distribución de los caudales esperada en las ramas del río Paraná modeladas, según los trabajos mencionados.

	1° Trabajo	2° Trabajo
Paraná Bravo	62%	31%
Paraná Sauce	-	31%
Paraná Guazú	38%	38%

Tabla 5-4 - Distribución de Caudales en el Río Paraná.

Se evaluó la influencia del río Paraná sobre la zona portuaria de Nueva Palmira. Para esto se compararon tres corridas con distintas condiciones de borde, ver Figura 5-12.



**Figura 5-12- Condiciones de borde para estudio de sensibilidad al Paraná, izq. corrida con río Paraná, centro corrida sin Paraná, der. con 31% del caudal del río Paraná.**

La primera corrida incluyó todo el caudal del río Paraná. El modelo reparte el caudal entre las distintas ramas del Río Paraná: río Paraná Bravo, Paraná Sauce y Paraná Guazú. Por su proximidad, la rama que se prevé que tenga mayor influencia sobre la zona de estudio es el Paraná Bravo. En este escenario el modelo adjudicó al Paraná Bravo el 30 % del total del caudal del río Paraná.

La segunda corrida se realizó sin el río Paraná y sin incluir un caudal externo en su lugar.

La tercera corrida se realizó sin el río Paraná y se introdujo solamente como condición de borde un caudal externo igual al 31 % del caudal total del río Paraná en la sección donde desemboca el río Paraná Bravo. Este porcentaje se obtuvo del estudio realizado por Sabarots.

En la Figura 5-13 se muestra un diagrama de Taylor con los niveles que se obtuvieron a partir de las tres corridas. Se concluyó que hay diferencias estadísticas en el resultado del modelo al no incluir el caudal del río Paraná (Punto B), pero no hay diferencia estadística significativa entre la división del caudal que realiza el modelo y forzar el 31 % del caudal en el Paraná Bravo, se consideró por lo tanto satisfactoria la repartición de caudal que realiza el modelo para estos fines.

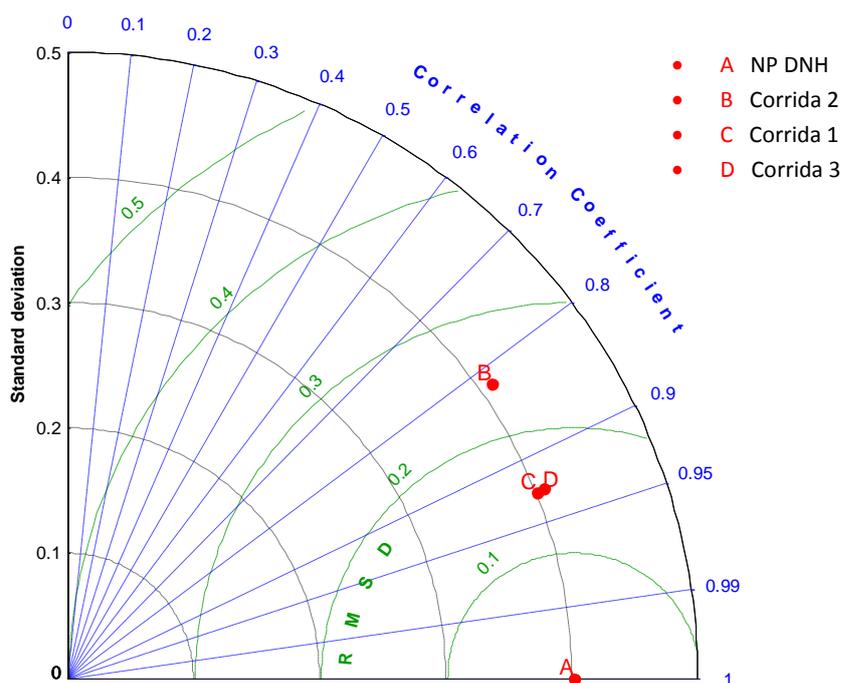


Figura 5-13- Diagrama de Taylor influencia del Río Paraná en el modelo.

**5.6.7. Análisis de corrientes en Nueva Palmira**

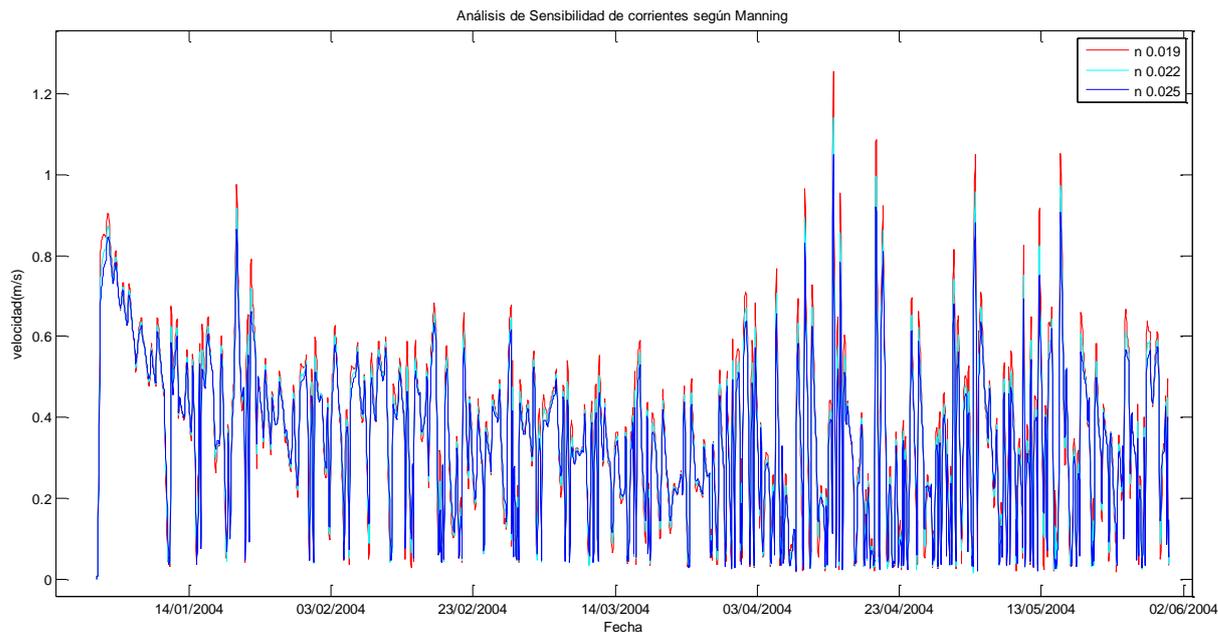
Se analizaron los resultados de corrientes al variar la rugosidad introducida en el modelo.

Se estudió la diferencia en las velocidades en el puerto de Nueva Palmira para las corridas realizadas para la calibración donde no hubo diferencia estadística significativa entre los resultados de niveles. Se utilizó para la comparación tres corridas con números de Manning de 0,019; 0,022 y 0,0225. Se obtuvo en los tres casos valores promedio de las series similares y decrecientes al aumentar la rugosidad como era esperable (ver Tabla 5-5).

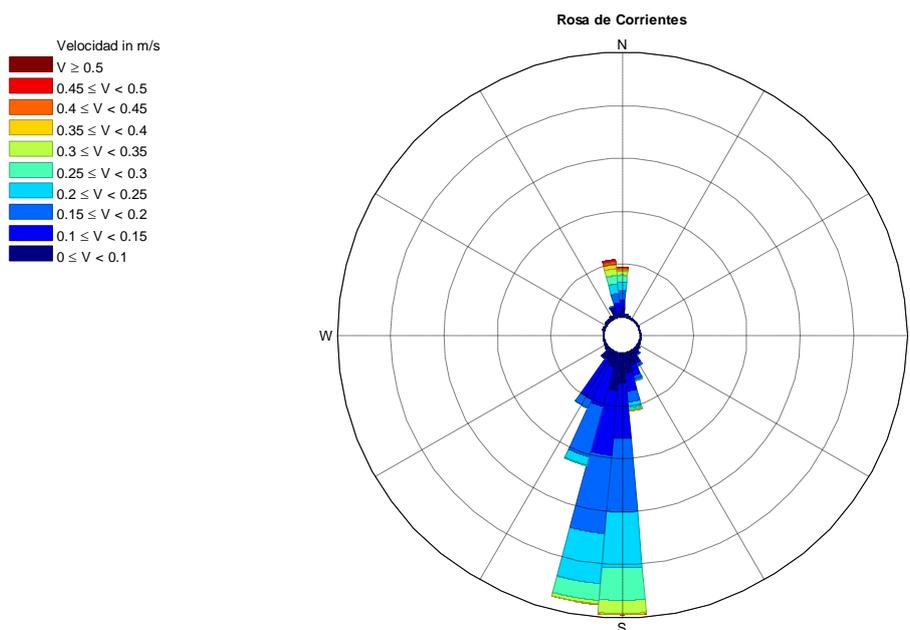
n	V_Máx (m/s)	V_Mín (m/s)	V_prom (m/s)	V_Desv est (m/s)
0,019	1,255	0	0,365	0,199
0,022	1,143	0	0,355	0,187
0,025	1,049	0	0,347	0,176

Tabla 5-5 - Valores estadísticos de velocidades según número de Manning.

Los comportamientos de las velocidades con estos tres coeficientes de Manning distintos siguieron el mismo comportamiento como se ve en la Gráfica 5-16.



**Gráfica 5-16 - Velocidades en Nueva Palmira con distintos números de Manning.**



**Figura 5-14 - Rosa de Corrientes**

Por lo anterior se observó que no hay mayores diferencias entre los resultados ni de niveles ni de corrientes para valores de coeficiente de Manning entre 0,019 y 0,025. Se escogió para el estudio de la ubicación el valor de 0,022 de rugosidad porque se obtuvieron mejores valores de las variables estadísticas utilizadas que en las otras corridas al compararlas con la serie de niveles de Nueva Palmira de la DNH, ver Tabla 5-1.

En la Figura 5-14 se muestra la rosa de corrientes en Nueva Palmira para un valor del coeficiente de Manning de 0,022. Se observó que la dirección preferencial es en el sentido del río y que existen inversiones del flujo en la dirección contraria.

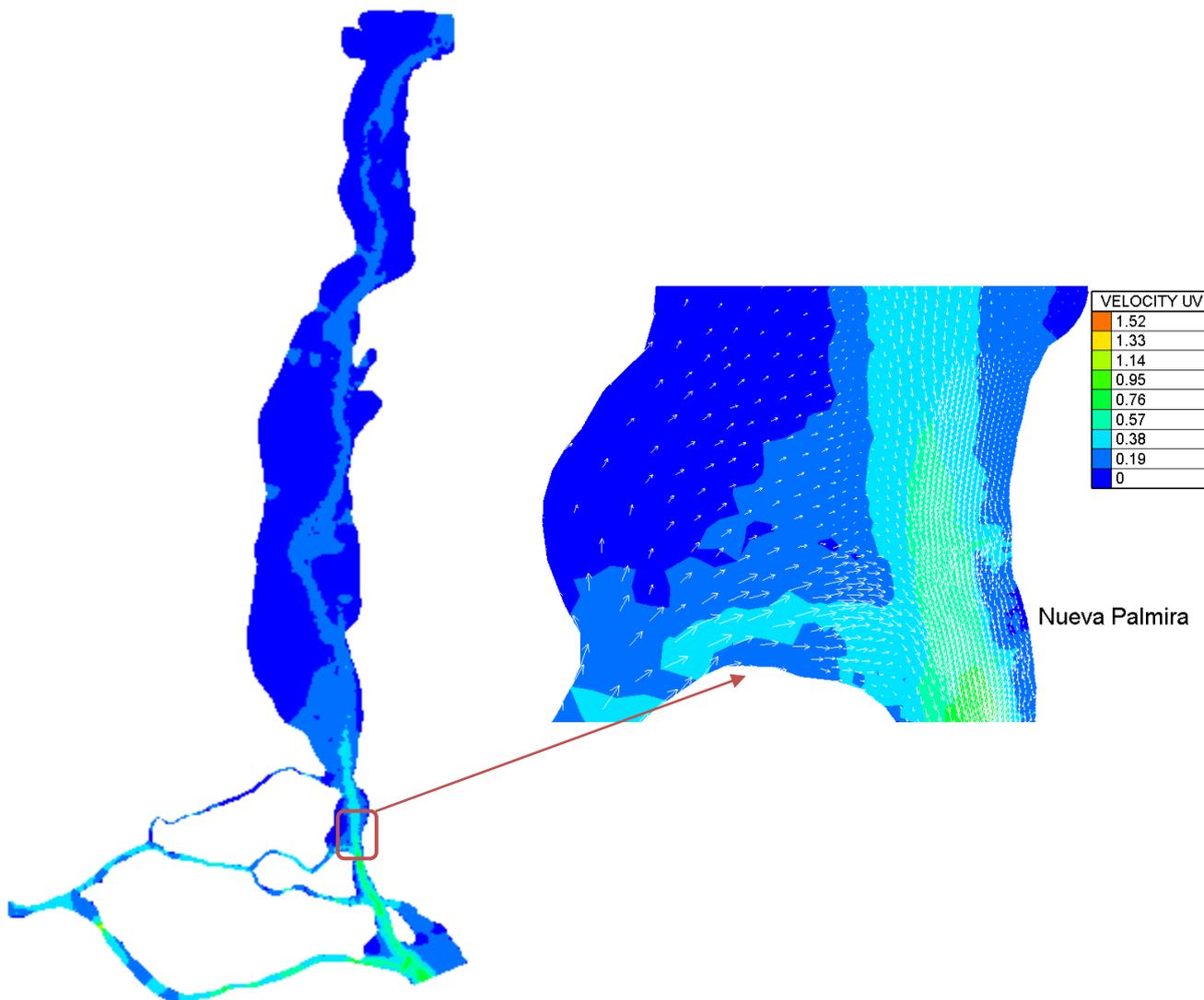


Figura 5-15 - Visualización de resultados del campo de velocidades en Blue Kenue, instante 16/1/2004 14:00 hs.

**5.6.8. Sensibilidad del modelo implementado**

Del estudio de sensibilidad del modelo se desprende que el modelo reproduce adecuadamente los niveles en los distintos puntos del dominio de cálculo en que se dispuso de registros, y que los resultados de corrientes en la zona de interés son poco sensibles a variaciones en los distintos factores analizados. La mayor diferencia se obtuvo en las corrientes al incluir el viento como forzante. De esta forma, se consideró que se trata de una herramienta apropiada para el diseño fiable de las estructuras de una terminal fluvial.

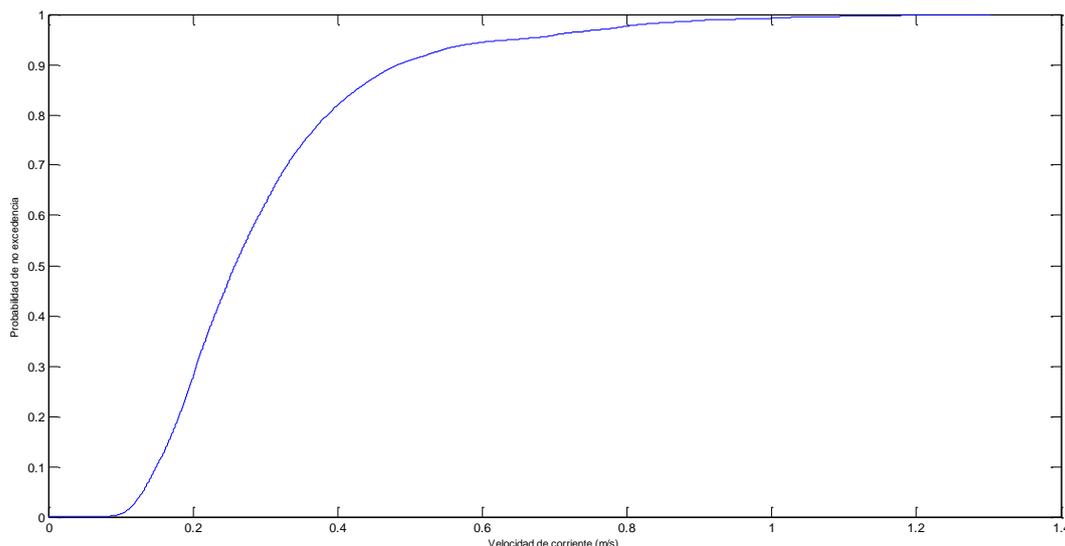
**5.7. Implementación del modelo para determinar régimen de corrientes**

Luego de la calibración y validación del modelo, y de realizado un análisis de sensibilidad del mismo a distintas condiciones, se utilizó como insumo para la determinación de los regímenes medio y extremal de corrientes en la zona de estudio.

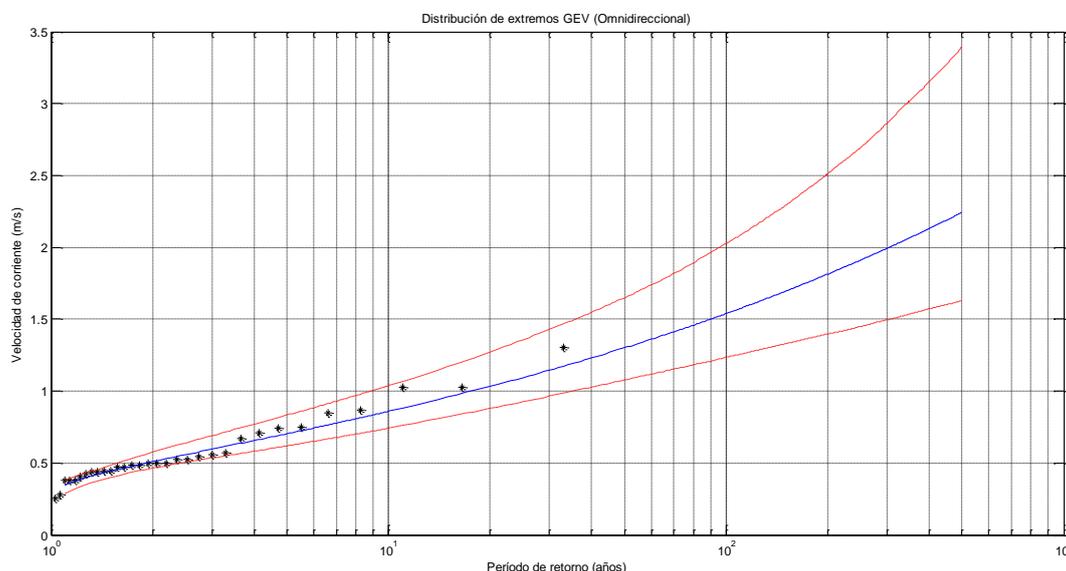
Para esto se realizó una corrida colocando la serie de caudales diarios del río Uruguay medida por INA entre 1980 y 2008 como condición de borde junto con el caudal del río Paraná Guazú

de idéntica fuente y período. Se ingresó como condición de borde de nivel la serie de niveles diarios en Carmelo obtenida de DINAGUA para idéntico período de tiempo que las series de caudales.

Posteriormente se extrajo la serie de corrientes en un punto próximo al emplazamiento de la obra, para el período de la corrida. La misma fue utilizada para estudiar su régimen medio y extremo empleando la misma metodología que para niveles, aplicada en el Capítulo 4.1. En las Gráfica 5-17 y Gráfica 5-18 a continuación se presentan la función de probabilidad acumulada y el período de retorno en función del valor de corriente omnidireccional.



**Gráfica 5-17 - Probabilidad de no excedencia, régimen medio de corrientes.**



**Gráfica 5-18 - Período de retorno, régimen extremal omnidireccional de corrientes.**

De este modo quedó determinado el régimen de corrientes implementado posteriormente para la definición de las condiciones de trabajo para evaluar los modos de fallo en estados límite operativo y último.

En la Tabla 5-6 y la Tabla 5-7 a continuación se presentan valores de parámetros estadísticos que caracterizan el régimen medio, y en la Tabla 5-8 se muestran valores de corriente para algunos períodos de retorno, extraídos del régimen extremal.

Cuantil	v (m/s)
10	0,15
25	0,19
75	0,36
90	0,48

Tabla 5-6 - Cuantiles.

Parámetro	Valor
Promedio	0,3 m/s
Varianza	0,027 m/s
Desviación estándar	0,17 m/s

Tabla 5-7 - Parámetros estadísticos.

Tr (años)	v (m/s)
5	0,70
10	0,86
25	1,09
50	1,30
100	1,54

Tabla 5-8 - Corriente para distintos períodos de retorno.

## 6. SELECCIÓN DE UBICACIÓN

Para determinar la ubicación de la terminal se realizó un análisis multi-criterio. Se evaluaron los resultados del modelo de velocidad y tirante, la distancia a tierra y al eje del canal, y la proximidad a las rutas terrestres y a las otras terminales graneleras.

Según el Reglamento de Uso y Navegación de los Canales de Martín García, no es posible fondear dentro de una franja de 250 m a cada lado del eje longitudinal de la traza del canal. Por lo tanto, no se consideraron posibles ubicaciones dentro de esta franja. Se valoró positivamente la cercanía a tierra de las posibles ubicaciones, al aumentar la distancia al eje del canal de navegación, y reducir los costos de construcción, siempre y cuando la profundidad fuera adecuada teniendo en cuenta el calado de los buques esperados.

Las posibles ubicaciones se encuentran dentro de la zona destinada a “desarrollo portuario logístico e industrial” del Plan de Ordenamiento Territorial de la ciudad de Nueva Palmira (ver Capítulo 2.6). Se evaluaron los cinco puntos (1 a 5) que se muestran en la Figura 6-1. Los puntos escogidos se encuentran sobre nodos de la malla, por lo tanto se tienen disponibles: su profundidad y las series de resultados de niveles y velocidades en cada uno. Se seleccionaron los puntos teniendo en cuenta la distancia tanto a tierra como al eje de canal, tomando como referencia estas distancias para las terminales existentes.



Figura 6-1 - Imagen satelital de las posibles ubicaciones de la terminal.

En la Tabla 6-1 se muestran las distancias a tierra y eje de canal.

Lugar	Distancia a tierra (m)	Distancia aleje del canal (m)
1	345	425
2	185	555
3	245	485
4	295	408
5	195	455

Tabla 6-1 -Distancias de las posibles ubicaciones a tierra y al eje del canal.

En cuanto al tirante se observa en la Tabla 6-3 que excepto los puntos 5 y 3 todos cumplieron para el período de la modelación con tirantes suficientes para el tránsito de buques. Las velocidades presentan resultados similares, los más favorables fueron los puntos 2 y 3.

Lugar	Vmax (m/s)	Vprom (m/s)
1	1,04	0,27
2	0,82	0,16
3	0,36	0,14
4	0,91	0,32
5	0,84	0,24

Tabla 6-2 - Resultados de velocidades máximas y promedio del modelo en las posibles ubicaciones.

Lugar	Tirante mín (m)	Tirante prom (m)
1	10,8	11,64
2	10,77	11,61
3	9,5	10,34
4	11,13	11,97
5	9,7	10,55

Tabla 6-3 - Resultados de tirantes mínimos y promedio del modelo en las posibles ubicaciones.

Se escogió como ubicación de la terminal granelera el punto 2, coordenadas UTM 21 S (368322,0; 6249382,0). Esta ubicación cuenta con valores convenientes de tirante y velocidad, buena posición respecto al canal y proximidad a los puertos ya existentes. Otra variable que se tomó en cuenta para la elección fue que el punto 2 cuenta con una buena conectividad con medio de transporte terrestre por la calle Solís y está próximo al nuevo by pass, ver Capítulo 2.6. En la Lámina 1 (ANEXO IV), se presenta la ubicación seleccionada para la terminal con respecto a las terminales existentes en el SPNP.

## 7. REQUERIMIENTOS BÁSICOS

En este capítulo se definen los siguientes requerimientos de diseño de la obra: vida útil, máxima probabilidad de fallo en la vida útil, máxima probabilidad de parada operativa anual y método de verificación. Para esto se utilizó la R.O.M. 0.0 en el cual los requerimientos se definen en función del carácter de la obra, el cual a su vez depende de distintos índices de repercusión.

### 7.1. Carácter general y operativo de la obra

La importancia de un tramo de obra portuaria, así como la repercusión económica, social y ambiental generada en caso de destrucción o pérdida de funcionalidad se valora por medio del carácter general del tramo. Todos los tramos de obra cuya destrucción o pérdida total de servicio tenga similares repercusiones tendrán el mismo carácter general.

El carácter general de la obra, según la R.O.M. 0.0, se establece en función de los índices de repercusión económica y de repercusión social y ambiental.

#### 7.1.1. Índice de repercusión económica

Este índice (IRE) valora cuantitativamente las repercusiones económicas por reconstrucción de la obra,  $C_{RD}$ , y por cese o afectación de las actividades económicas directamente relacionadas con ella,  $C_{RI}$ , previsible, en caso de producirse la destrucción o la pérdida de operatividad total de la misma, según:

$$IRE = \frac{C_{RD} + C_{RI}}{C_0}$$

Donde  $C_0$  es un parámetro económico de adimensionalización.

Dado que no se contó con información suficiente para determinar estos índices, se recurrió a los cálculos aproximados propuestos en el Capítulo 2.11 de la R.O.M. 0.0.

Para el cálculo del IRE, se tiene que el coste de inversión por reconstrucción se puede considerar igual a la inversión inicial debidamente actualizada al año en que se valoren los costos. El  $C_0$  depende de la estructura económica y del nivel de desarrollo económico del país donde se construye la obra, el mismo se fijó a partir de las recomendaciones españolas corrigiéndolas por la relación del Producto Bruto Interno de Uruguay y de España. El valor resultante de  $C_0$  para Uruguay es de aproximadamente U\$S 250.000.

La evaluación de las repercusiones económicas por cese e influencia de las actividades económicas directamente relacionadas con la obra,  $C_{RI}$ , se valora en términos de pérdida de valor añadido bruto, a precios de mercado durante el tiempo que se estime dure la reconstrucción. El coeficiente  $C_{RI}/C_0$  se puede estimar cualitativamente y de forma aproximada a través de la expresión:

$$C_{RI}/C_0 = C (A + B)$$

Donde

- $A$ : Valora el ámbito del sistema económico y productivo. Se consideró ámbito nacional/internacional,  $A = 5$ .
- $B$ : Valora la importancia estratégica del sistema económico y productivo. Se consideró relevante, por lo que  $B = 2$ .

- $C$ : Valora la importancia de la obra para el sistema económico y productivo al que sirve, se tomó  $C = 1$ , correspondiente a relevante.

De ese modo se obtuvo:

$$C_{RI}/C_0 = 7$$

Se consideró que el IRE para la obra estaba comprendido entre 5 y 20, siendo la obra clasificada como de repercusión económica media ( $R_2$ ).

Esto se realizó a modo de aproximación. Si se adoptaba el valor más alto de rango, se tenía que el costo  $C_{RD}$  correspondía a U\$S3.250.000 lo cual parecía razonable. Una vez obtenido el costo estimado de la obra (Capítulo 15), se aproximó el  $C_{RD}$  mediante el costo de construcción, y se verificó la clasificación de la obra, obteniendo un IRE de 17.

### 7.1.2. Índice de repercusión social y ambiental

Este índice (ISA) estima de manera cualitativa el impacto social y ambiental esperable en el caso de producirse la destrucción o la pérdida de operatividad total de la obra marítima, valorando la posibilidad y alcance de: pérdida de vidas humanas; daños en el medio ambiente y en el patrimonio histórico-artístico; y alarma social generada.

Depende de tres subíndices:

$$ISA = \sum_1^3 ISA_i$$

Para el cálculo aproximado del ISA, las recomendaciones establecen valores a los índices:

- $ISA_1$ : posibilidad y alcance de pérdida de vidas humanas. Se consideró igual a 3, ya que se asume que la pérdida de vidas es posible pero poco probable (accidental) afectando a pocas personas.
- $ISA_2$ : daños en el medio ambiente y patrimonio histórico – artístico. Se tomó igual a 2, correspondiente a daños leves reversibles (en menos de un año) o pérdidas de elementos de escaso valor.
- $ISA_3$ : alarma social, considerando que no hay indicios de que pueda existir una alarma significativa asociada al fallo de la estructura, se adoptó 0.

Esto resultó en un valor de ISA de 5 para la obra correspondiente a clasificación  $S_2$ , obra con repercusión social y ambiental baja.

### 7.1.3. Índice de repercusión económica operativa

Índice que valora cuantitativamente los costes ocasionados por la parada operativa del tramo de obra.

El valor del índice de repercusión económica operativa (IREO) se puede aproximar a partir de la siguiente relación:

$$IREO = F (D + E)$$

Donde  $D$ ,  $E$  y  $F$  evalúan la simultaneidad, intensidad y adaptabilidad de la demanda a la situación de parada.

- $D$ : Coeficiente de simultaneidad. Caracteriza la simultaneidad del período de la demanda afectado por la obra y con el período de intensidad del agente que define el nivel de servicio. Considerando períodos simultáneos  $D = 5$ .
- $E$ : Coeficiente de intensidad. Caracteriza la intensidad de uso de la demanda en el período de tiempo considerado. Considerando intensivo  $E = 3$ .
- $F$ : Coeficiente de adaptabilidad. Caracteriza la adaptabilidad de la demanda en el entorno económico al modo de parada operativa. Se consideró que la adaptabilidad es alta por lo que  $F = 0$ .

Dado que se consideró que la adaptabilidad era alta, se obtuvo un IREO nulo, lo cual corresponde a obra con repercusión económica operativa baja,  $R_{O,1}$ .

#### 7.1.4. Índice de repercusión social y ambiental operativo

Estima de manera cualitativa la repercusión social y ambiental esperable en el caso de producirse un modo de parada operativa de la obra portuaria, valorando la posibilidad y alcance de: (1) pérdida de vidas humanas, (2) daños en el medio ambiente y en el patrimonio histórico-artístico y (3) alarma social generada.

$$ISAO = \sum_{i=1}^3 ISAO_i$$

Donde:

- $ISAO_1$ : posibilidad y alcance de pérdida de vidas humanas. Al igual que en la definición de  $ISA$ , se considera accidental, tomando valor 3.
- $ISAO_2$ : daños en el medio ambiente y patrimonio histórico – artístico. Se consideraron daños leves reversibles o pérdidas de elementos de escaso valor, tomando valor 2.
- $ISAO_3$ : alarma social, se adoptó 0 considerando que ante una parada operativa no se generará alarma social.

Se obtuvo un  $ISAO$  de 5, valor según el cual la obra se clasifica como  $S_{O,2}$ , obra con repercusión social y ambiental baja.

#### 7.2. Vida útil, probabilidad conjunta de fallo y método de verificación

La vida útil de la obra se define como el período de tiempo que transcurre durante la fase de servicio. En general corresponde al período de tiempo en el que la obra cumple la función principal para la cual ha sido concebida.

Las recomendaciones establecen valores de vida útil mínima según el IRE, para lo cual en nuestro caso, la vida útil mínima corresponde a 25 años. Esto coincide con las recomendaciones de vida útil mínima de la R.O.M. 3.1-99, Tabla 2.1.

La probabilidad conjunta de fallo es la probabilidad de fallo en la vida útil del tramo frente a todos los modos de fallo principales adscritos a todos los estados límite último o de servicio.

A partir del valor de  $ISA$  obtenido, se tiene que la probabilidad conjunta de fallo, del tramo de la obra frente a los modos de fallo principales adscritos a los estados límites últimos, según las recomendaciones no podrá ser mayor a:

$$P_{f_{ELU}} = 0,10$$

A su vez, se tiene que la probabilidad conjunta de fallo del tramo de obra frente a modos de fallo principales adscritos a estados límite de servicio no podrá exceder la siguiente probabilidad:

$$P_{f,ELS} = 0,10$$

En cuanto a la probabilidad conjunta de fallo para estados límite de parada operativa, se tiene que la operatividad de la obra (considerada como el complemento de la probabilidad de parada) debe ser, según el índice IREO:

$$r_{f,ELO} = 0,85$$

Por otra parte, de acuerdo al valor de ISAO que caracteriza la obra, se tiene que el número medio de ocurrencia de todos los modos de fallo adscritos a los estados límite de parada será como máximo 10.

A su vez, según la clasificación IREO e ISAO, se tiene que en la fase de servicio, la duración máxima probable, una vez producida la parada no podrá exceder las 24 hs.

Cabe destacar que los cálculos aproximados de IRE y ISA se condicen con lo recomendado en la R.O.M. 2.0, Capítulo 3. Según este apartado, para una obra portuaria de usos comerciales para graneles sólidos, como es el caso, el índice IRE podría tomarse correspondiente a  $R_2$ , dado que el granel a movilizar no está relacionado con el suministro energético o materias primas minerales estratégicas (Tabla 3.4.2.1, R.O.M. 2.0-11). A su vez, se tiene que la vida útil recomendada corresponde a 25 años. En cuanto al ISA, el valor recomendado para este tipo de obra, con mercancías no peligrosas corresponde a la categoría  $S_2$ , correspondiendo a los valores de probabilidad de fallo conjunta para ELU (Tabla 3.4.2.2, R.O.M. 2.0-11).

En cuanto a los índices de repercusión operativos obtenidos, éstos también se condicen con los obtenidos a partir de la R.O.M. 2.0. Según esta última, para la obra, el índice IREO corresponde a  $RO_1$  (Tabla 3.4.2.3) y el ISAO corresponde a  $SO_2$  (Tabla 3.4.2.4.) tal y como se estimó a partir de la R.O.M. 0.0.

Para verificar la obra frente a un modo de fallo adscrito a un estado límite último o de servicio y de un modo de parada adscrito a un estado límite de parada operativa, de acuerdo al carácter general de la obra ( $R \geq R_2$  y  $S \geq S_1$ ) se recomienda el método de los coeficientes parciales, dentro del método de Nivel I, que se verá más adelante. Éste método consiste en evaluar la ecuación de verificación escrita en formato de margen de seguridad, afectando los términos por coeficientes parciales que ponderan y compatibilizan los términos, y comparar el resultado con un valor del margen de seguridad.

## **8. DISEÑO PRELIMINAR EN PLANTA Y ALZADO**

En esta sección, se obtiene una configuración de la terminal a diseñar, definiendo tipología estructural, dimensiones en planta, niveles de coronación, posiciones de amarre y defensas para atraques. En las láminas anexas se presentan las características de la obra tanto en planta como en alzado.

El objetivo fundamental de una obra de atraque y amarre es proporcionar a los buques condiciones adecuadas y seguras para su permanencia en puerto y/o para que puedan desarrollarse las operaciones portuarias necesarias para las actividades de carga, estiba, desestiba, descarga y transbordo. Los buques de diseño y las condiciones de carga esperables, compatibles con la situación de dragado de canal, fueron establecidos en el Capítulo 2.4.

La configuración física del atraque más conveniente depende principalmente del volumen y de los tipos de tráficos (mercancías) que deberán manipularse en el mismo, así como de los requerimientos operativos exigidos, como ser la necesidad de almacenamiento, o tamaño y composición de flota de buques. La elección entre las diferentes configuraciones físicas posibles que cumplen los requerimientos operativos y las capacidades de línea de atraque y explanada necesarios, debe buscar la optimización económica.

Se optó por una estructura de marre y atraque compuesta por un pantalán central y 4 duques de alba. Se diseñó el pantalán para que oficie como línea de atraque para los dos tipos de embarcación esperados y de soporte para los sistemas de carga y descarga. De modo de lograr una optimización económica, se optó por un pantalán atracable a ambos lados, que oficie como estructura continua para el atraque de barcasas y como parte de línea de atraque discontinua para atraque de buques de ultramar.

El pantalán diseñado es una estructura fija abierta, que no dispone de rellenos adosados y, por tanto, no dan lugar a la creación de explanadas, tampoco está conectado a tierra.

Los duques de alba son estructuras exentas y separadas de la costa que se utilizan como puntos de amarre, de ayuda a las maniobras de atraque, así como de varias de estas tres funciones simultáneamente. En este caso, se consideraron dos duques de alba aguas arriba de la terminal y dos aguas abajo de la misma, de modo de completar los amarres del buque de ultramar.

Las obras de atraque y amarre se clasifican en función del tipo de mercancía o pasajero que en ellas embarca, desembarca o manipula. La terminal diseñada se encuentra dentro de “Obra de uso comercial para graneles sólidos”.

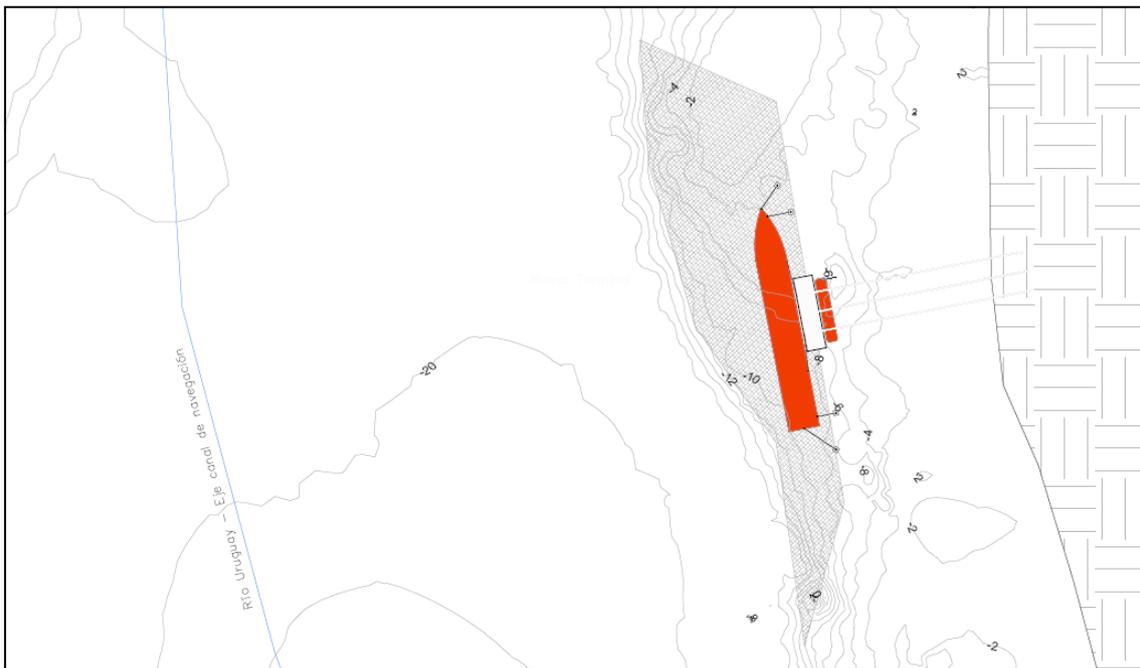
### **8.1. Orientación**

Se recomienda que la orientación de la obra de atraque sea tal que los agentes climáticos actuantes (corriente y viento) tengan los efectos mínimos posibles, buscando que los buques amarrados (en paralelo al pantalán) queden en una posición lo más paralelo posible a las direcciones más frecuentes de las acciones climáticas. En las zonas fluviales como es la zona de estudio, la corriente fluvial suele ser, según las recomendaciones (R.O.M.), la acción preponderante. Por esta razón, se definió orientar el pantalán en el sentido de la corriente reinante, evaluando las solicitaciones generadas por el viento.

Para ello, se estudió la dirección predominante de las corrientes en el punto seleccionado a través de la Rosa de Corrientes que se muestra en la Figura 5-14. La dirección adoptada para el atraque de buques es  $169^\circ$  medidos desde el Norte en dirección horaria, correspondiente a la dirección promedio de la serie de corrientes obtenida en Capítulo 5.6.7, ver Lámina 1.

## 8.2. Emplazamiento

Se determinó el esquema en planta de la obra, de modo de garantizar el acceso y salida de buques al atraque de forma segura. Se definió la disposición en planta y alzado de los elementos que componen la obra, los canales de acceso y las áreas de maniobra. En la Figura 8-1 se presenta un esquema de la obra.



**Figura 8-1- Esquema de disposición en planta.**

Para las operaciones de atraque y desatraque tanto de buques como de barcazas se utilizarán remolcadores. En el caso de las barcazas, al no poseer estas un medio de propulsión propio, y en el caso de los buques, con objetivo de reducir las velocidades de aproximación y el efecto de las hélices del buque sobre el fondo del canal.

### 8.2.1. Verificación área para maniobra de reviro

Si bien se supone que no es necesario que los buques realicen maniobras de reviro, se comprobó, a modo de verificación, que la ubicación seleccionada para la obra permite estas maniobras, estipuladas en la R.O.M. 3.1-99, Figura 8.34. Se realizó esto para verificar que el espacio disponible para maniobras en el emplazamiento es adecuado, siendo la distancia entre el eje del pantalán (punto seleccionado para la ubicación de la obra) y el eje del canal 555 m. La distancia necesaria para el reviro es de aproximadamente 425 m, con lo que se estimó que el buque terminaría sus maniobras de reviro a una distancia de aproximadamente 130 m del eje del canal, lo cual se consideró aceptable. La maniobra de reviro considerada se ilustra en Figura 8-7. Se concluyó que el espacio no es limitante en el emplazamiento.

### 8.3. Verificación capacidad de movilización de cargas

Se partió de que se deseaba diseñar una terminal con un único atraque para buques y un único atraque para barcazas. Se evaluó que dicha configuración permitiera tratar las capacidades de carga propuestas para la terminal, de acuerdo a la flota de buques esperable con los tráficos unitarios previstos en las condiciones de explotación del emplazamiento y con las paradas operativas correspondientes.

En primer lugar, se determinó el tiempo de servicio de la terminal. Esto se realizó a través de la plancha unitaria y el tiempo de maniobra estimado. La plancha unitaria ( $t_{pu}$ ) es el tiempo productivo utilizado en la carga y/o descarga sumado al tiempo improductivo donde se realizan labores de preparación y finalización de operaciones, demoras en autorizaciones y paralización de las operaciones por superarse las condiciones climáticas límite de operatividad, finalización de trabajo u otras.

Para la determinación de la plancha unitaria se utilizó la ecuación de las recomendaciones establecidas en la R.O.M. 2.0-11:

$$t_{pu} = \frac{C_u}{N_g R \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3}$$

Dónde:

- $N_g$ : Número medio de equipos de manipulación trabajando simultáneamente (2 para buques y 1 para barcazas)
- $R$ : Rendimiento bruto medio de cada uno de los equipos de manipulación. Las grúas actuales para carga y descarga de buques, de graneles sólidos mediante sistemas continuos, poseen rendimientos de hasta 2000 t/h. Para el diseño se consideraron grúas con rendimientos brutos de 1000 t/h tanto para carga como para descarga.
- $\alpha_1$ : Coeficiente medio de aprovechamiento de la jornada de trabajo o porcentaje del tiempo neto empleado en las operaciones de carga y descarga respecto al total efectivo de trabajo, 0,90 para sistemas de manipulación continuos.
- $\alpha_2$ : Coeficiente medio de actividad en el atraque o porcentaje de tiempo efectivo de trabajo respecto al total del buque en el atraque. Se adoptó el valor 0,70 considerando que la mano de obra portuaria trabaja dos turnos diarios.
- $\alpha_3$ : Nivel de operatividad de la instalación de atraque asociado a las operaciones de carga y descarga del buque y a la posibilidad de partida del buque desde el puesto de atraque. Se consideró para éste el complemento de la parada operativa (0,85).

De acuerdo a la ecuación planteada, se obtuvo la plancha unitaria para buques y barcazas, mostrada en la Tabla 8-1. Para las barcazas, se consideraron convoyes compuestos por 3 barcazas.

Por otra parte, el tiempo de maniobra medio depende de la configuración del puerto. Para la verificación del número de atraques, se consideró un tiempo de maniobra de 1 hora. El tiempo de servicio obtenido se muestra en la Tabla 8-2.

	Buques	Barcazas
$C_u(ton)$	9.300	5.100
$N_g$	2	1
$R(ton/h)$	1000	1000
$\alpha_1$	0,9	0,9
$\alpha_2$	0,7	0,7
$\alpha_3$	0,85	0,85
$t_{pu}(hs)$	9	10

Tabla 8-1 - Plancha unitaria.

	Buques	Barcazas
$t_m(hs)$	1	1
$t_s(hs)$	10	11

Tabla 8-2 - Tiempo de servicio.

Las esperas relativas características en las instalaciones de atraque corresponden a 0,10; 0,25 y 0,50 del tiempo de servicio. Para el diseño de la terminal se consideró una espera relativa de 0,50. Adoptando este valor, se tiene que para tráficos unitarios relativamente homogéneos, la tasa de ocupación para 1 atraque es de 0,31 (Tabla 3.2.1.2. R.O.M. 2.0-11). Si la tasa de ocupación fuera mayor, se tendrían esperas relativas mayores a los valores esperados en la industria. Se asumió que estos tiempos de espera son alcanzables, considerando que el punto de amarre del convoy de barcazas (de más de tres barcazas) que arriba a la zona se encuentra próximo a la terminal. El diseño y ubicación de estos puntos de amarre escapa los límites de este proyecto.

Se define la tasa de ocupación como la relación entre el tiempo de utilización de los atraques con buque atracado y el tiempo o de disponibilidad de los mismos. Dicho de otro modo, la relación entre el número de buques que llegan a la terminal en un período de tiempo y el número de buques que pueden servirse en dicho período. La tasa de ocupación está dada por la expresión:

$$\phi = \frac{\text{n}^\circ \text{ anual de buques que llegan}}{\text{n}^\circ \text{ de buques que pueden servirse en un año}} = \frac{\lambda_{max} \cdot 12}{\frac{N_a t_{año}}{t_s}}$$

Dónde:

- $\phi$ : Tasa de ocupación
- $\lambda_{max}$ : Frecuencia de llegada mensual de buques correspondiente al mes de máxima frecuencia
- $N_a$ : Número de atraques
- $t_{año}$ : Tiempo en horas operativas de la instalación en el año
- $t_s$ : Tiempo de servicio medio.

Para el tiempo operativo de la instalación se consideró para esta etapa que corresponde al 85% (nivel de operatividad) del tiempo de trabajo anual. Se consideró para esto, 312 días de trabajo anuales.

	Buques	Barcazas
$\tau$	0,5	0,5
$\phi$	0,31	0,31
$t_{año} (hs)$	4243	4243
$\lambda_{max}$	11	10

Tabla 8-3 - Frecuencia de llegada mensual de buques, mes de máxima frecuencia.

A partir de la ecuación planteada, con los valores adoptados y el tiempo de servicio hallado (Tabla 8-2) se obtuvo el valor para el tiempo entre llegada de dos buques. Éste, de acuerdo a las recomendaciones puede estimarse a partir de una función exponencial, de parámetro  $\lambda_{max}$ , frecuencia de llegada mensual de buques correspondiente al mes de máxima frecuencia, donde éste se define a través de:

$$\lambda_{max} = \frac{1}{12} \frac{C_t}{C_u} \gamma_p$$

Siendo:

- $C_t$ : Volumen máximo de mercancías a manipular en el atraque (1.000.000 ton de granos, establecida en 2.2.5)
- $C_u$ : Coeficiente de tráfico unitario medio – volumen medio de mercancías cargadas/descargas en cada escala
- $\gamma_p$ : Factor de pico con el objeto de tomar en consideración distribuciones no homogéneas en la llegada de buques mensual ( $\gamma_p = 1,2$ )

A partir de la antes mostrada, se obtuvo la carga máxima a movilizar en la terminal, por buques y barcazas, mostrada en Tabla 8-4.

	Buques	Barcazas
$\lambda_{max}$	11	12
$C_u$ : (ton)	9.300	5.100
$C_t$ (ton/año)	1.052.7571	531.216

Tabla 8-4 - Carga de mercancías a manipular en el atraque.

De acuerdo a los valores obtenidos de carga a movilizar, se obtuvo que la configuración de la terminal cumple con las cargas de proyecto establecidas (ver Capítulo 2.2.5).

#### 8.4. Longitud total de la línea de atraque

Se determinó la longitud del pantalán. De acuerdo a las recomendaciones, la dimensión de la línea de atraque discontinua no debe ser mayor que tres cuartas partes la eslora del buque de mayor eslora esperable en el atraque. De este modo el pantalán queda en contacto con la parte recta del buque, siendo recomendable que tome un valor entre 0,24 y 0,4 L (L la eslora del buque), lo cual corresponde a 57 m y 95 m aproximadamente.

Se definió la longitud de la línea de atraque como línea continua para el atraque de barcazas de acuerdo a las recomendaciones realizadas en la R.O.M. 2.0-11, Capítulo 3.2.1.5., verificando que la longitud obtenida no supera las recomendaciones para la misma como estructura discontinua.

La longitud mínima de la línea de atraque ( $L_a$ ), de acuerdo a las recomendaciones, debe ser igual a la suma, de la eslora correspondiente al buque de máxima eslora ( $L_{max}$ ) más los resguardos necesarios en cada uno de los extremos de la obra de atraque ( $l_s$ ). Se realizó el cálculo según:

$$L_a = N_{a,alineación} L_{max} + 2l_s$$

En la Tabla 3.2.1.5 de la R.O.M. 2.0 se definen los resguardos recomendados para los casos más generales en función de la eslora de dicho buque y de la configuración y tipología estructural de la dársena. Para barcazas se considera una longitud  $l_s$  de separación entrebuque y cambio en la tipología estructural de 5 m. Esto determinó que la longitud del pantalán corresponde a 78 m, valor que cumple con la recomendación mencionada para el atraque de buques.

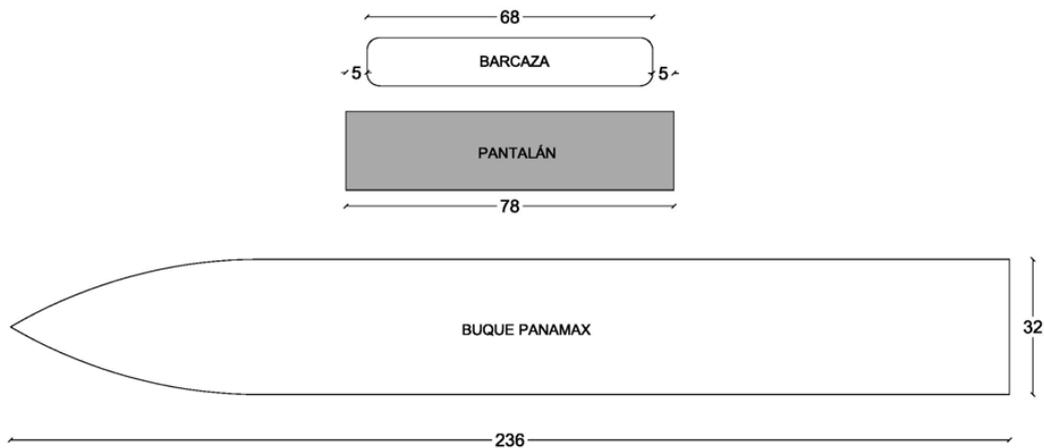


Figura 8-2 - Esquema longitud pantalán (medidas en metros).

### 8.5. Ancho del pantalán

El ancho de la obra de atraque se limitó al ancho de la grúa y las condiciones de amarre correspondientes. A modo de pre diseño, se consideró de 20 m, debiéndose verificar que estas dimensiones son adecuadas una vez seleccionados los sistemas de carga y descarga, respetándose los márgenes mínimos recomendados.

El pantalán se encontrará conectado a tierra a través de las cintas transportadoras de las tres grúas utilizadas para las operaciones de carga y descarga.

### 8.6. Nivel de coronación del atraque

Se estableció un nivel de coronación que permita la explotación eficiente y en condiciones seguras para la flota de buques y las operaciones portuarias previstas. El nivel de coronación puede tener incidencia en el modo de parada operativa “paralización de las operaciones de carga y descarga del buque” por incompatibilidad con los equipos de manipulación de graneles, o por rebasabilidad de la estructura. Se estudiaron las dos condiciones, quedando determinado el nivel por el más limitante.

- a) Incompatibilidad con los equipos de carga y descarga, así como no ajustarse a los requerimientos de explotación de la flota de buques y de la instalación de atraque.

El nivel de referencia para determinar el nivel de coronación asociado a la causa de paralización de las operaciones de carga y descarga por condiciones de explotación corresponde, al nivel superior debido al régimen fluvial en régimen medio, cuya probabilidad anual de excedencia en el emplazamiento sea  $10^{-3}$ . Se considera, de acuerdo al Apartado 3.2.2.1.2, R.O.M. 2.0-11, que este nivel no limita la operatividad de la instalación en el atraque. Se considera en estas condiciones, el valor de compatibilidad de altura de ola asociada a una probabilidad absoluta de no excedencia del 50% en el régimen medio.

Para las condiciones climáticas asociadas al oleaje se consideró la altura máxima de ola, aproximando ésta como dos veces la altura de ola significativa (Holthuijsen, 2007).

Dadas las alturas máximas de elevación sobre el nivel de coronación del atraque usuales en los equipos de carga y descarga de buques por elevación que están disponibles comercialmente en la actualidad, las características del francobordo de los buques y embarcaciones y las alturas máximas de estiba sobre cubierta, así como los máximos movimientos admisibles de los buques en el puesto de atraque durante las operaciones de carga y descarga o de embarque y desembarque de pasajeros, los francobordos mínimos recomendados corresponden a 1,5 – 2,5 m (Tabla 3.2.2.1. R.O.M. 2.0-11). Se adoptó un francobordo mínimo de 2,0 m.

Para esta condición, se obtuvieron los niveles mostrados en la Tabla 8-5, los mismos se refieren al 0 Wharton. En la Figura 8-3 se esquematizan los niveles considerados.

<b>Nivel de coronación por incompatibilidad de operaciones</b>	
Nivel superior operativo (mWh)	3,50
$H_{\max}/2$ (m)	0,09
Francobordo operativo (m)	2,00
Nivel coronación por incompatibilidad (mWh)	5,59

**Tabla 8-5 - Nivel por incompatibilidad de operaciones.**

b) Rebasabilidad de la coronación del atraque por las aguas exteriores.

El nivel de referencia para determinar el nivel de coronación por condiciones de no rebasabilidad es de acuerdo al Apartado 3.2.2.1.3, R.O.M. 2.0-11, el nivel extremo superior considerando todos los agentes que inciden. Es decir, el nivel superior cuya probabilidad de excedencia en el emplazamiento durante la vida útil de la instalación de atraque sea  $10^{-1}$  (correspondiente a un período de retorno  $T_R$  de 238 años), con los valores de compatibilidad de oleaje de carácter extraordinario (ya que es independiente se toma el asociado a una probabilidad de no excedencia del 85% en el régimen medio, considerando la dirección más desfavorable). Se consideró en este caso un francobordo mínimo recomendado de 0,5 m. Se obtuvieron los niveles mostrados en Tabla 8-6, que se esquematizan en la Figura 8-3.

<b>Nivel de coronación por rebasabilidad</b>	
Nivel extremal superior (mWh)	5,31
$H_{\max}/2$ (m)	0,31
Francobordo no rebasabilidad (m)	0,50
Nivel de coronación por no rebasabilidad (mWh)	6,13

**Tabla 8-6 - Nivel por no rebasabilidad.**

Dado que la condición rebasabilidad es más limitante que la condición de incompatibilidad con los equipos de carga/descarga, se adoptó para el nivel de coronación la cota +6,13 mWh. Para la ubicación de la terminal seleccionada, el nivel del fondo es de -6,0 mWh, con lo que se determinó el nivel de coronación como se muestra en Tabla 8-7, y se ilustra en Figura 8-3.

NIVEL DE CORONACIÓN	
Punto seleccionado	1
Cota Fondo (mWh)	-6,0
Nivel de Coronación (mWh)	6,13

Tabla 8-7 - Nivel de coronación.

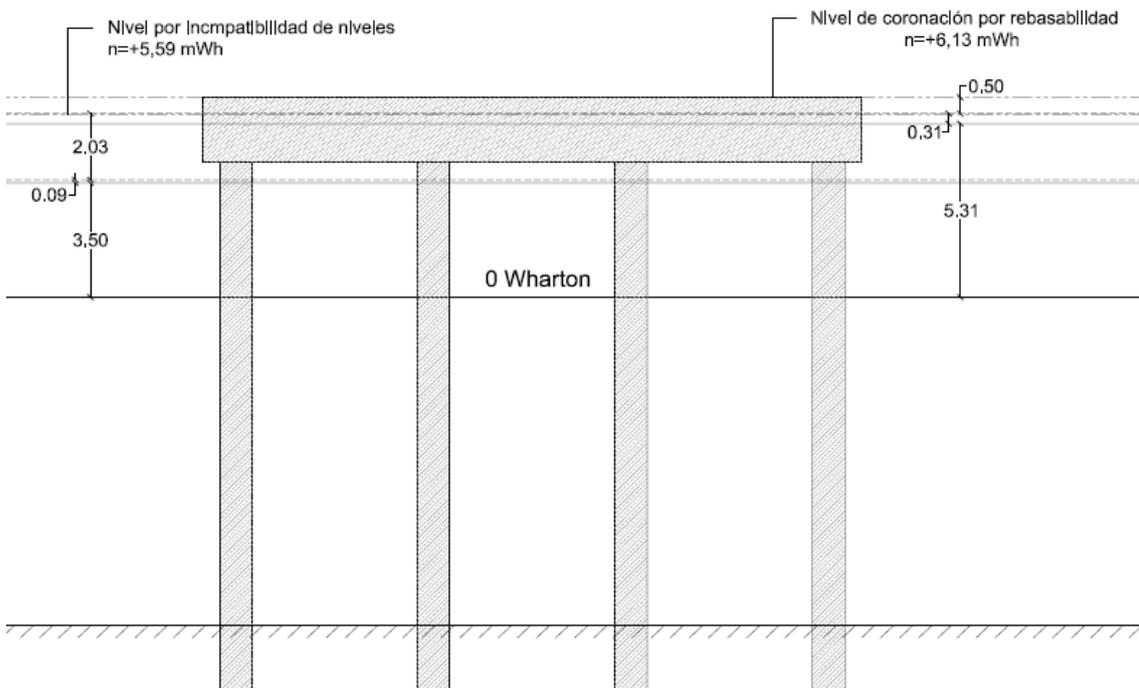


Figura 8-3 - Nivel de coronación (nivel de fondo no definido aún).

### 8.7. Profundidad en el atraque

La profundidad en la zona de atraque se determinó como la que, como mínimo, permita la permanencia de todos los buques de la flota esperable en el atraque, en las situaciones de carga previstos. Esta profundidad está definida por el calado del buque Panamax, en las condiciones de carga previstas (calado máximo de 32 pies).

La profundidad necesaria en la línea de atraque, respecto al nivel de referencia adoptado es función de factores relacionados con el buque ( $h_1$ ), como ser calado estático del buque, resguardo necesario por causa de factores estáticos y dinámicos relacionados con el buque o resguardo de seguridad para asegurar maniobrabilidad; y de factores relacionados con el fondo ( $h_3$ ), resguardo para cubrir imprecisiones de batimetría y tolerancia de ejecución de dragados entre otros.

Para el cálculo la profundidad, se eligió  $h_3$  a partir de las recomendaciones establecidas en la Tabla 3.2.2.2 (R.O.M. 2.0-11), adoptándose un valor de 1 m.

El cálculo del resguardo bajo el buque ( $h_1 - D_e$ ) se realizó de acuerdo al Capítulo 7 de la R.O.M. 3.1-99. En dicho capítulo, se establece que el resguardo necesario por causa de factores estáticos y dinámicos relacionados con el buque, que dan lugar a que el casco alcance cota más bajas que el calado estático, están dadas por: cambios en la densidad de agua; distribución de cargas; calado dinámico; resguardos por movimientos producidos por acción de oleaje, viento y corrientes; resguardo de seguridad y control de navegabilidad y margen de seguridad. Se determinaron los resguardos asociados a cada uno de los factores, con lo que se obtuvo un resguardo de 1 metro, siendo significativos los resguardos por cambio en la densidad de agua, por distribución de cargas, y el margen de seguridad (obtenido de la Tabla 7.2 de la R.O.M. 3.1-99). El valor de  $h_1$  quedó determinado entonces por el resguardo neto de 1 metro y el calado estático del buque ( $D_e = 9,75$  m), con lo que  $h_1 = 10,75$  m. Este valor adoptado es mayor al recomendado en la Tabla 3.2.2.2 de la R.O.M. 2.0-11, el cual recomienda  $h_1 = 1,08 D_e = 10,53$  m.

Para la definición de la profundidad se deben tener presentes dos condiciones:

- Garantizar que no se produzca una parada operativa por insuficiencia de calado, siendo otras causas de paralización las que realmente determinen el nivel de operatividad de la instalación de atraque.
- Garantizar la permanencia del buque en el atraque independientemente de los valores que puedan presentar en el emplazamiento los niveles de regímenes fluviales, independizando la permanencia en el atraque de la accesibilidad.

Para la permanencia del buque en el atraque, de acuerdo al Apartado 3.2.2.2 de la R.O.M. 2.0-11, se consideró el nivel inferior cuya probabilidad anual de no excedencia es de  $10^{-3}$ , igual al adoptado para condiciones de incompatibilidad de los equipos de carga/descarga. Para esto, se consideró la condición de trabajo operativa con el nivel como agente predominante, y oleaje compatible asociado a una probabilidad absoluta de no excedencia del 50% en régimen medio. Se tomó el oleaje en la dirección más desfavorable a los efectos del calado, sin exceder los valores límites de operatividad correspondientes a la permanencia del buque en el atraque.

Para esta condición, los niveles considerados se detallan en Tabla 8-8.

<b>Nivel mínimo operativo (m)</b>	
Nivel mínimo operativo (m)	0,62
$H_{max}/2$ (m)	0,09
Nivel mínimo (m)	0,53

**Tabla 8-8 - Nivel mínimo operativo para profundidad en el atraque.**

La segunda condición consiste en garantizar la permanencia del buque en el atraque independizándola de la accesibilidad (nivel extremo). Para ello se tomó el nivel inferior extremo, de acuerdo a las recomendaciones, asociado a la probabilidad de presentación durante la vida útil de la instalación de 0,10, obtenido de la función de distribución de extremos del nivel inferior de las aguas ( $T_R=238$  años, nivel inferior extraordinario). Los valores de compatibilidad para el resto de variables de los agentes que inciden en el nivel (corrientes, viento y oleaje) son los correspondientes a condiciones de trabajo excepcionales debidas a la presentación de un nivel de un agente climático extraordinario. Estos se asocian para variables

independientes con una probabilidad absoluta de no excedencia del 85% en el régimen medio, sin exceder los valores límites de operatividad correspondientes a la permanencia del buque en el atraque. En Tabla 8-9 se muestran los niveles considerados para ésta condición, y se esquematizan en Figura 8-4.

Nivel mínimo extremal – Profundidad en el atraque	
Nivel mínimo extremal (m)	-0,02
$H_{max}/2$ (m)	0,33
Nivel mínimo extremal (m)	-0,36

Tabla 8-9 - Nivel inferior extraordinario – Profundidad en el atraque.

La profundidad en el atraque para el proyecto quedó determinada por el nivel mínimo extremal, considerando el buque cargado a la máxima carga esperable, con calado estático ( $D_e$ ) de 32 pies, con los resguardos relacionados al buque y al fondo establecidos. La profundidad en el atraque adoptada se detalla en Tabla 8-10 y se esquematiza en Figura 8-4.

Profundidad en el atraque	
Calado buque a carga máxima (m)	9,75
$h_1 - D_e$	1,00
$h_3$ (m)	1,00
Nivel mínimo extremal (m)	-0,35
Cota Fondo (m)	-6,00
Cota de fondo de proyecto (m)	-12,11

Tabla 8-10 – Profundidad en el atraque.

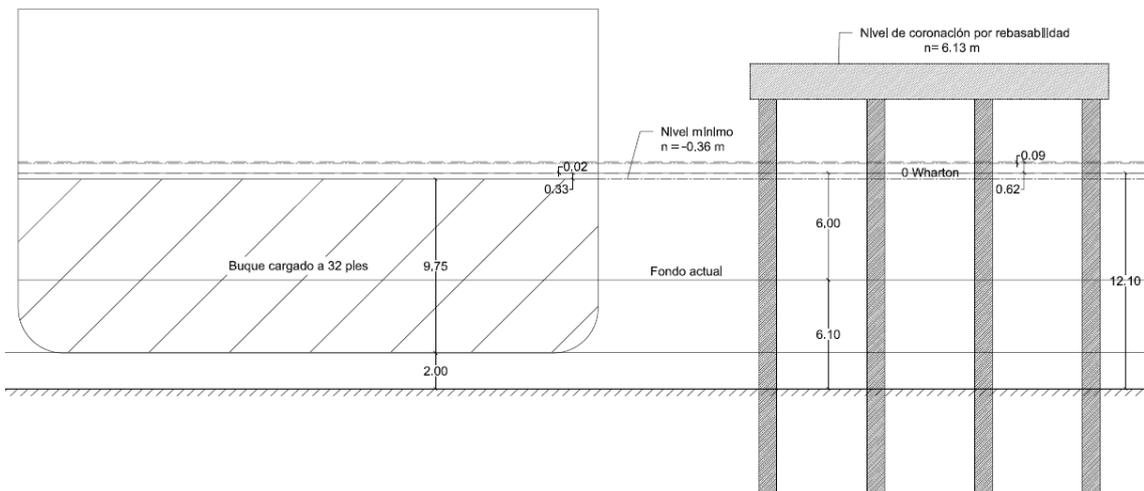


Figura 8-4- Esquema profundidad en el atraque.

De acuerdo a las características de la zona del emplazamiento portuario, para el buque, es necesario un dragado de aproximadamente 6 m. La profundidad en el atraque calculada es similar a la recomendada para los buques en la Tabla 3.2.2.2. de la R.O.M. 2.0-11. En el caso de las barcazas no será necesario dragar ya que la profundidad mínima recomendada es menor a la existente en el emplazamiento.

Para asegurar la permanencia del buque en el atraque, como mínimo se debe dragar toda la longitud de la línea de atraque (del lado en que atraca el buque Panamax), extendiéndose en

cada extremo, teniendo como mínimo una longitud total de  $1,5 L_{max}$ . Y en una anchura igual a 1,25 veces la manga del buque de diseño ( $B_{max}$ ). Ésta área mínima se ilustra en Figura 8-5.

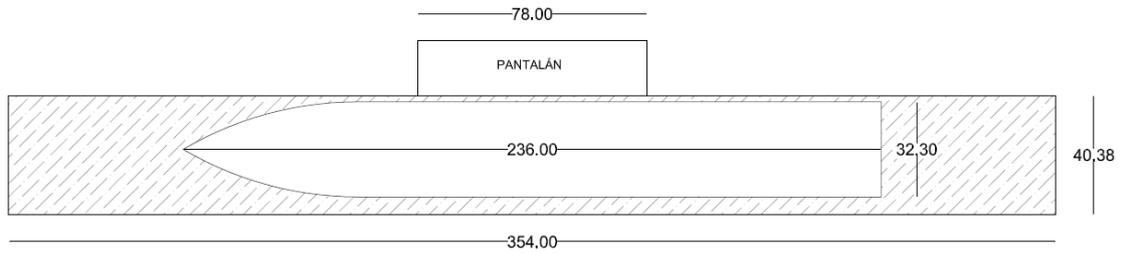


Figura 8-5 - Dimensiones área mínima de dragado en el atraque (medidas en metros).

Previendo una ampliación del canal Martín García en un futuro, se determinó que el dragado se realizará hasta 38 pies desde el canal hasta la zona de atraque, con un ancho de 40 m. Si el canal admite buques con carga a 38 pies, el dragado para la zona del emplazamiento deberá ser a cota -15mWh. Se considerará esta cota para el diseño de la estructura.

### 8.8. Área y volumen de dragado

En la sección anterior se determinó el área mínima de dragado en planta requerida para garantizar condiciones seguras para la permanencia del buque en el atraque. Sin embargo está área mínima no es suficiente, pues el área de dragado debe a su vez garantizar que las maniobras de atraque y partida del buque se lleven a cabo sin que el mismo toque fondo.

Se realizaron cálculos para determinar el área necesaria para la ejecución de la maniobra de reviro del buque de diseño y el ancho mínimo de navegación requerido para el mismo. En base a esto se definió una superficie en planta de dragado. Posteriormente se utilizó la información batimétrica disponible para estimar el volumen de material a dragar.

#### 8.8.1. Área de reviro

De acuerdo a lo estipulado en la R.O.M 3.1 – 99 para la maniobra de reviro con ayuda de remolcadores se deberá contar con un área dragada de las dimensiones esquematizadas en la Figura 8-6.

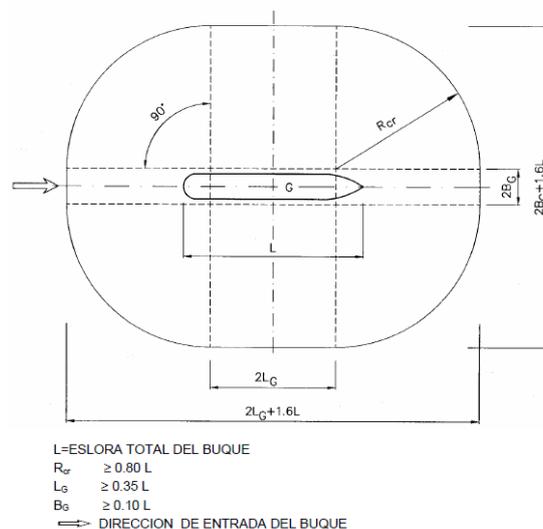


Figura 8-6 - Esquema de dimensiones de área mínima para maniobra de reviro.

Ajustando el esquema anterior a las dimensiones del buque de diseño del proyecto se obtuvieron las dimensiones en planta para el área de reviro que se muestran en la Figura 8-7.

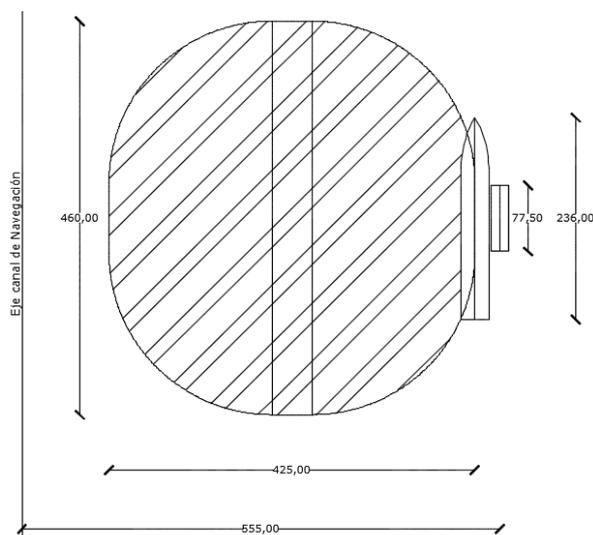


Figura 8-7 - Esquema área maniobra de reviro (medidas en metros).

### 8.8.2. Cálculo de área y volumen de dragado

Se delimitó un área a dragar hasta la cota establecida anteriormente (-12,11 mWh) que cumpliera con las recomendaciones generales expuestas en la R.O.M. 3.1-99 para áreas de acceso, incluyendo el área de reviro. Se intentó disponer la vía de acceso al pantalán de la forma más paralela posible, de modo de minimizar los giros del buque y con ello los riesgos de pérdida de control del mismo. Al hacer esto, se tiene que el área a dragar se une con el canal, lo que asegura el ancho necesario para las maniobras, según se muestra en Figura 8-1.

El área de dragado en planta obtenida fue aproximadamente:

$$A = 56.420 \text{ m}^2$$

Con el área a dragar delimitada se aproximó el volumen de material a remover del fondo. Para esto se recurrió a la información batimétrica disponible y a la malla de cálculo utilizada como base para correr TELEMAT-2D durante la evaluación del impacto de la terminal sobre la hidrodinámica de la zona (Capítulo Evaluación de impactos hidromorfológicos, documento adjunto). Para los nodos de la malla de cálculo en el área de dragado, se extrajo la cota en la situación previa al dragar y luego de dragar. La malla utilizada es uniforme con separación aproximada de 8 m entre nodos. Luego se restó para cada nodo el valor de la cota de dragado de proyecto y se promedió el resultado considerando únicamente los valores positivos (los valores negativos corresponden a cotas de fondo por debajo de la cota de dragado). El volumen de dragado se estimó como el producto del promedio por el área de dragado. Se obtuvo que el volumen del material a dragar es de aproximadamente:

$$V = 291.000 \text{ m}^3$$

### 8.9. Determinación de ubicación de duques de alba

Se estudió la configuración de las líneas de amarre, a modo de evaluar las posiciones de los duques de alba necesarios para completar el amarre del buque.

La definición de la configuración y las características del sistema de amarre y defensas de un buque se realizó de acuerdo a las Recomendaciones establecidas en la R.O.M. 2.0 – 11, Apartado 4.6.4.4.7.1.1.

El sistema de amarre se compone por trasveses, esprines (springs) y largos, dispuestos simétricamente respecto al centro geométrico del buque. Las líneas de amarre se disponen simétricamente respecto al centro geométrico del buque (punto medio de la eslora). El esquema de los amarres se muestra en Figura 8-8.

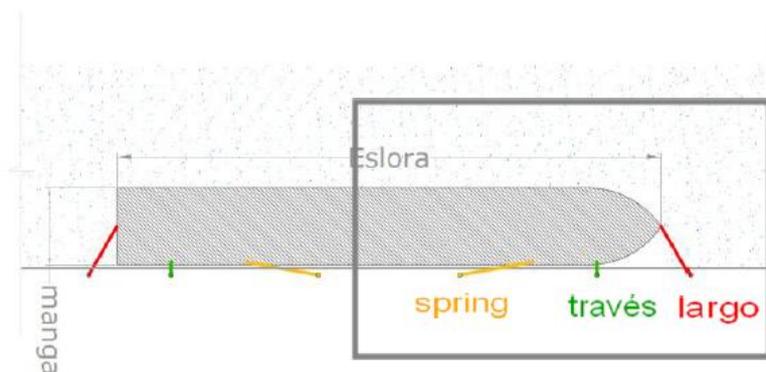


Figura 8-8 - Tipos de líneas de amarre.

La efectividad de la línea de amarre depende del ángulo vertical entre misma y su proyección sobre un plano horizontal, así como del ángulo horizontal que forma con la línea de atraque. Cuanto más pequeño sea el ángulo vertical, más efectiva es la línea de amarre para resistir acciones horizontales. A su vez, cuanto mayor es el ángulo horizontal menos efectiva es la línea de atraque para resistir esfuerzos longitudinales y más efectiva para resistir acciones transversales. Para que su eficacia no se reduzca significativamente, se recomienda que el ángulo vertical máximo no exceda en ningún caso  $\pm 25^\circ$  en los estados en que se considere la permanencia del buque en el atraque.

De acuerdo a las recomendaciones, las dimensiones óptimas de las amarras en carga, desde el punto de amarre en el buque hasta el punto de amarre en la obra de atraque en situaciones operativas normales es de 35 a 50 m. No se recomienda que sea menor que 20 m.

Se determinó la configuración del sistema de atraque de acuerdo a la R.O.M. 2.0, para condiciones de permanencia del buque en el atraque en Condiciones Tipo I y II<sup>4</sup> de acuerdo a la disposición estándar de sistema de amarre para buque amarrado lateralmente o de costado, establecida en las Tablas 4.6.4.50 y 4.6.4.52 de dicho texto. Cabe destacar que no se consideró que el nivel limite la permanencia del buque en el atraque.

<sup>4</sup> Condiciones Tipo I, II y III definidas en la Tablas 4.6.4.49, R.O.M. 2.0-11.

Para el diseño de los amarres se consideraron dos situaciones extremas de nivel. En primer lugar, se consideró el buque en lastre (correspondiente al menor calado posible), con el nivel superior extremo de las aguas. Para esta situación, de acuerdo con las longitudes recomendadas para las líneas de amarre, y los ángulos que éstos deben conformar con la vertical y horizontal, se determinó la posición de los puntos de amarre para la estructura. Se verificó luego, que para condición de carga máxima, y nivel inferior extremo de la superficie libre se siguieran verificando dichas recomendaciones. Esto se realizó para determinar la ubicación de duques de alba, a proa y popa que permiten colocar las líneas de amarre correspondientes a largos y trasveses. En total se tienen 4 duques de alba. En la Tabla 8-11 se detallan las características de la línea de amarre para la condición de buque a máxima carga y nivel inferior extremo de la superficie libre. Para los largos y trasveses, se consideraron distintas longitudes de amarre a popa y proa, de modo de interferir en la menor medida posible con el movimiento de las barcasas en el emplazamiento. Los valores de los ángulos verticales mostrados en la Tabla 8-11 para estos amarres, son los de menor longitud, que corresponden a ángulos mayores. Las posiciones de los duques de alba se muestran en Tabla 8-11.

<b>Amarres - Buque a máxima carga</b>	
De (m)	9,75
H (m)	-0,36
N coronación (m)	6,13
h sobre coronación (m)	3,06
<b>Esprín</b>	
L (m)	40
alfa (°)	-1
<b>Trasvés</b>	
L (m)	20
alfa (°)	9
<b>Largo</b>	
L (m)	30
alfa (°)	6

**Tabla 8-11 - Longitud y ángulo vertical de las líneas de amarre.**

Para las barcasas, se colocarán amarres simétricos respecto al buque en las posiciones donde se ubicarán proa y popa, en el centro y en el cuarto de la eslora. En cada una de estas posiciones se colocarán 2 posiciones de amarre, distantes 2,5 m entre sí de modo de permitir distintas posiciones de amarre de las mismas<sup>5</sup>.

En el esquema de la Figura 8-9 se muestran las posiciones antes mencionadas. Las dimensiones se encuentran detalladas en la Lámina 3 (ANEXO IV).

De acuerdo a las recomendaciones, para embarcaciones graneleras, se adoptarán amarras de fibras sintéticas convencionales. Estas son fabricadas con materiales como el polipropileno, el poliéster, la poliamida o el nylon, también con diferentes tipos de estructuras de filamentos, cordones y trenzados. En la actualidad existen amarras de fibras sintéticas con diagramas tensión-deformación lineales y alto módulo de deformación, que permiten alcanzar tensiones

<sup>5</sup> Recomendación de Ing. Wilde Schenk, Gerente de terminal de Corporación Navíos.

de rotura elevadas (del orden de  $1 \text{ kN/mm}^2$ ) con deformaciones en rotura pequeñas (entre el 3 y el 5%).

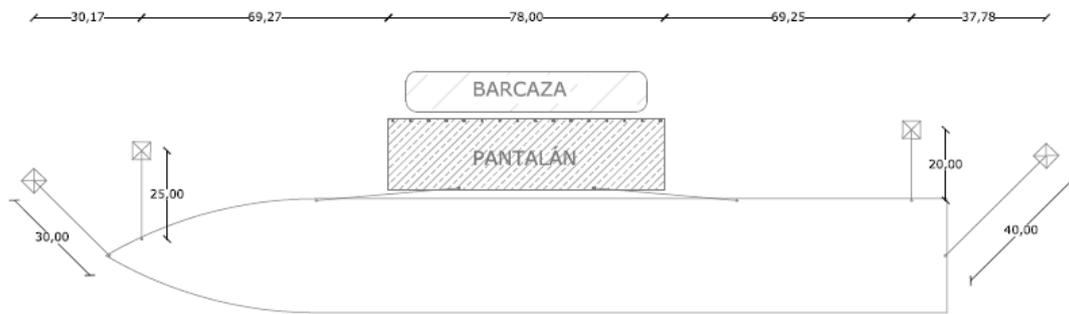


Figura 8-9 - Esquema amarres.

## 9. DEFINICIÓN DE LOS AGENTES Y SUS ACCIONES

Los agentes son todos aquellos elementos capaces de solicitar la estructura. Pueden provenir: de la fuerza gravitatoria, del medio físico (corrientes, viento, oleaje) o del uso y explotación del pantalán y del buque.

Se identificaron los agentes que actúan en el emplazamiento, evaluando su relevancia y efecto sobre la estructura y los buques, de modo de definir las condiciones de trabajo que deberán ser verificadas para determinar la fiabilidad de la obra. Se realiza una breve descripción de cada agente.

A continuación se presentan los agentes actuantes y su cuantificación.

### 9.1. Agente gravitatorio

El agente gravitatorio, se considera de carácter permanente y pueden distinguirse dos tipos de acciones, peso propio y peso muerto.

Para el peso propio, se consideró el peso específico de hormigón armado y pretensado:

$$\gamma_{HA} = 24,5 \text{ KN/m}^3$$

El peso muerto más importante en la obra corresponde a las grúas para las operaciones de carga y descarga. A falta de información detallada, se determinaron los esfuerzos de las grúas a través de los pesos típicos para grúas pórtico estándar sobre carriles. Las características de estas grúas y la distribución de esfuerzos, de acuerdo a las condiciones de trabajo que se definirán más adelante, se detallan en Tabla 9-1.

<b>Grúas</b>	
Peso Grúa (KN)	5,000.0
Distancia entre carriles G (m)	10.0
Separación entre pagas W (m)	10.0
Número de ruedas por pata	8.0
Separación ruedas (m)	1.2
Distancia entre topes	20.5
Distancia tirante - anclaje (m)	5.5
<b>Condiciones de operación</b>	
Máxima carga vertical (kN)	450.0
Máxima carga horizontal	58.5
<b>Condiciones extremas</b>	
Máxima carga vertical (kN)	380.0
Máxima carga horizontal (KN)	38.0
<b>Condiciones excepcionales</b>	
Máxima carga vertical (KN)	1,100.0
Máxima carga horizontal (KN)	950.0

Tabla 9-1 - Esfuerzos Grúa.

## 9.2. Agentes del medio físico

Los principales agentes del medio físico que afectan a las obras de atraque y amarre, son agentes climáticos atmosféricos básicos como la presión atmosférica, el viento y el oleaje. En algunos casos otros agentes como la lluvia, la nieve y el hielo, así como los agentes fluviales y térmicos pueden ser significativos.

Estos pueden actuar produciendo efectos directos sobre las obras (acciones), o solicitando a otros factores de proyecto como el buque, las mercancías o los equipos de manipulación de mercancías.

La manifestación conjunta estacionaria de varios agentes del medio físico atmosféricos y fluviales define un estado meteorológico, en el cual los agentes pueden estar correlacionados en mayor o menor medida.

Las variables de estado correspondientes a los agentes que se adoptan para la definición de las acciones que actúan sobre las obras de atraque y amarre, se ven a continuación en la Tabla 9-3 y Tabla 9-4.

En instalaciones fijas abiertas		
Agente	Parámetro	
Oleaje	Altura de ola	$H_{\max}$
	Período	$T$ o $T_p$
	Dirección	$\alpha$
Niveles de agua (regímenes fluviales)	Nivel alto	$h_{AM}$
	Nivel bajo	$h_{BM}$
Corrientes	Velocidad	$V_{c,10 \text{ min}}$
	Dirección	$\alpha$

Tabla 9-2 - Variables de estado de los agentes climáticos para definición de acciones de obras de atraque.

En elementos e instalaciones fijas				
Agente	Parámetro	Equipamiento y subestructuras	Estructuras o partes cuya mayor dirección horizontal y vertical no sobrepasa los 50 m	Estructuras o partes cuya mayor dirección horizontal o vertical excede los 50 m
Viento	Velocidad	$V_{v,3s}$	$V_{v,5s}$	$V_{v,15s}$
	Dirección	$\alpha$		

Tabla 9-3 - Variables de estado de agentes climáticos adoptados para definición de acciones sobre obras de atraque - en elementos e instalaciones.

Al ser un régimen fluvial, no se consideró el oleaje como agente predominante para ningún estado límite de proyecto. Los agentes climáticos predominantes en condiciones extremas y excepcionales son los niveles y las corrientes.

Se consideraron como los principales agentes del medio físico que actúan sobre el buque: el viento, la corriente y el oleaje.

### 9.2.1. Acciones debidas al viento sobre la estructura

Para determinar las acciones del viento, se tomó como referencia la R.O.M. 0.4-95, Capítulo 3, Cargas de viento. Para la determinación de la acción del viento se considera la presión dinámica del viento dada por:

$$p(z) = C_p \frac{\rho}{2} v_{v,t}^2(t)$$

Siendo:

- $v_{v,t}$ : Velocidad del viento
- $\rho$  : Densidad del aire ( $\rho = 1.255 \text{ kg/m}^3$ )
- $C_p$  : Coeficiente eólico de presión (positivo cuando se produce un efecto de presión y negativo cuando se produce un efecto de succión). Éste coeficiente es variable para cada elemento superficial en función de la configuración y posición del elemento en relación a la dirección de incidencia del viento.

A través de la presión dinámica, se determinó la fuerza resultante sobre la estructura utilizando como referencia para los coeficientes eólicos de presión los recogidos en la Tabla 3.2.2.2.1 de la R.O.M. 0.4-95.

### 9.2.2. Acciones debidas al viento sobre el buque

La resultante horizontal  $R_V$  del esfuerzo del viento sobre el buque puede considerarse formada por las siguientes componentes aplicadas en el centro de gravedad ( $C_G$ ) del buque, ver Figura 9-1:

- Una componente en el sentido longitudinal del buque ( $F_{V,L}$ ).
- Una componente en el sentido transversal del buque ( $F_{V,T}$ ).
- Un momento de eje vertical ( $M_{CG,V}$ ), debido a la excentricidad de la fuerza resultante respecto al eje de gravedad del buque.

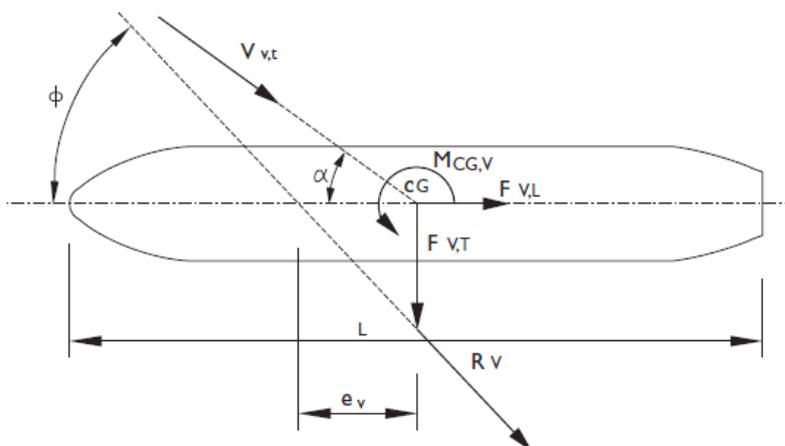


Figura 9-1 - Componente cuasi-estática de la resultante horizontal de la acción del viento sobre un buque.

$$R_V = \frac{\rho a}{2} \cdot C_{VF} \cdot V_{v,t}^2 \cdot (A_{V,T} \cdot \cos^2(\alpha) + A_{V,L} \cdot \text{sen}^2(\alpha))$$

Dónde:

- $C_{VF}$ : Factor de forma adimensional del buque. Se adopta para el mismo un valor de 1,3 para cualquier forma de buque y valor intensidad del viento.
- $A_{V,T}$ : Área sumergida de la proyección del buque sobre un plano vertical que contenga a su eje longitudinal.
- $A_{V,L}$ : Área sumergida de la proyección del buque sobre un plano vertical perpendicular al eje longitudinal del mismo, en la situación de carga considerada.

- $\emptyset$ : Ángulo formado entre el eje longitudinal del buque, considerado de proa a popa, y la dirección de la fuerza de arrastre resultante de las fuerzas de presión debidas a la acción de una corriente sobre el buque amarrado.
- $\alpha$ : Ángulo entre el eje longitudinal del buque y la dirección de actuación del viento relativo al buque.
- $V_{v,t}$ : Velocidad del viento relativa al buque en la condición de trabajo considerada.

### 9.2.3. Acciones debidas a la corriente sobre la estructura

La acción de las corrientes se manifiesta de forma directa ejerciendo una fuerza sobre las estructuras, e indirectamente a través del buque amarrado.

La acción directa sobre la estructura e descompone en dos fuerzas horizontales:

- $F_D$ : Fuerza de arrastre (paralela a la dirección de la corriente)

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \cdot \rho_W \cdot A_L \cdot v_C^2$$

- $F_L$ : Fuerza transversal (perpendicular a la dirección de la corriente)

$$F_L = \frac{1}{2} C_L \cdot \rho_W \cdot A_T \cdot v_C^2$$

Siendo:

- $C_D$ : Coeficiente de arrastre, considerado de acuerdo a la Tabla 4.6.2.4, R.O.M. 2.0-95 ( $C_D = 1$ )
- $C_L$ : Coeficiente de fuerza transversal
- $\rho_W$ : Densidad de agua
- $A_L$ : Área de la estructura proyectada en dirección de la corriente
- $A_T$ : Área proyectada en dirección perpendicular a la corriente.
- $v_C$ : Velocidad media del perfil de corrientes

El punto de aplicación de estas fuerzas es el centro de gravedad del área de la estructura sumergida normal al flujo de corriente.

Sobre los elementos sumergidos actúan las presiones normales a la superficie asociadas al nivel de agua. Dado que se consideraron pilotes cilíndricos, la resultante de esta fuerza es nula, por lo que no se incluyó en el estudio.

### 9.2.4. Acciones de la corriente sobre el buque

Los esfuerzos producidos por la corriente a un buque amarrado pueden dividirse en dos para su estudio: en la fuerza de presión y fricción.

La fuerza presión horizontal ( $R_C$ ), se considera formada por las siguientes componentes aplicadas en el centro de gravedad del buque, según se muestra en la Figura 9-2:

- $F_{C,L}$ : compuesta por las componentes en dirección longitudinal de las fuerzas debidas a la presión ( $F_{C\text{ presión},L}$ ) y a la fricción ( $F_{C\text{ fricción},L}$ ) de la corriente sobre el buque [ $F_{C,L} = F_{C\text{ presión},L} + F_{C\text{ fricción},L}$ ].
- $F_{C,T}$ : compuesta por las componentes en dirección transversal de las fuerzas debidas a la presión ( $F_{C\text{ presión},T}$ ) y a la de fricción ( $F_{C\text{ fricción},T}$ ) de la corriente sobre el buque [ $F_{C,T} = F_{C\text{ presión},T} + F_{C\text{ fricción},T}$ ].

- $M_{CG,c}$ : Momento de eje vertical (debido a la excentricidad de la resultante horizontal de las fuerzas de presión en relación con el centro de gravedad del buque.

$$R_{C_{presión}}(\alpha) = \frac{\rho_w}{2} \cdot V_{c,t}^2 \cdot \frac{C_{D_{C,L}}(\alpha) \cdot A_{C,T} \cdot \cos^2(\alpha) + C_{D_{C,T}}(\alpha) \cdot A_{C,L} \cdot \sin^2(\alpha)}{\cos(\phi - \alpha)}$$

Donde:

- $C_{D_{C,L}}(\alpha)$ : Factor de forma para el cálculo de las presiones de la corriente sobre el buque actuantes en dirección de su eje longitudinal. Depende de la geometría de la proa del buque y vale 0,2 en caso de proa en forma de bulbo y 0,6 para proa convencional.
- $C_{D_{C,T}}(\alpha)$ : Factor de forma para el cálculo de las presiones de la corriente sobre el buque actuantes en dirección de su eje transversal. Depende de la relación entre la profundidad del agua y el calado de la embarcación según se muestra en la Tabla 4.6.4.60 de la R.O.M. 2.0 -95.
- $A_{C,L}$ : Área sumergida de la proyección del buque sobre un plano vertical que contenga a su eje longitudinal, en la situación de carga considerada.
- $A_{C,T}$ : Área sumergida de la proyección del buque sobre un plano vertical perpendicular al eje longitudinal del mismo, en la situación de carga considerada.
- $\phi$ : Ángulo formado entre el eje longitudinal del buque, considerado de proa a popa, y la dirección de la fuerza de arrastre resultante de las fuerzas de presión debidas a la acción de una corriente de dirección  $\alpha$  sobre el buque amarrado.
- $\alpha$ : Ángulo entre el eje longitudinal del buque y la dirección de actuación de la corriente relativa al buque.
- $V_{c,t}$ : Velocidad de la corriente relativa al buque en la condición de trabajo considerada.

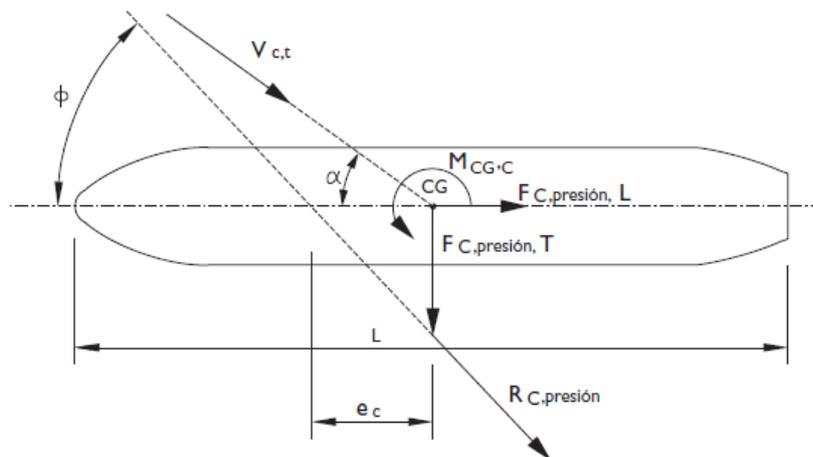


Figura 9-2 - Esquema de la a de la resultante horizontal de las fuerzas de presión debidas a la corriente en un buque amarrado.

La componente transversal y longitudinal de la fuerza de fricción está determinada por:

$$F_{C_{fricción},L}(\alpha) = \frac{\rho_w}{2} \cdot V_{c,t}^2 \cdot C_{f_c} \cdot A_{f_c,L} \cdot \cos^2(\alpha)$$

$$F_{C_{fricción},T}(\alpha) = \frac{\rho_w}{2} \cdot V_{c,t}^2 \cdot C_{f_c} \cdot A_{f_c,T} \cdot \sin^2(\alpha)$$

Donde:

- $A_{fc,L}$ : Área de la superficie mojada del buque en la dirección del plano de crujía, en la situación de carga considerada.
- $A_{fc,T}$ : Área de la superficie mojada del buque en la dirección perpendicular al plano de crujía, en la situación de carga considerada.
- $C_{fc}$ : Coeficiente adimensional de rozamiento para la corriente. Se adopta un valor de 0,004 para buques en servicio y de 0,001 para buques nuevos.

Se esquematizan las componentes de la fuerza de fricción en la Figura 9-3.

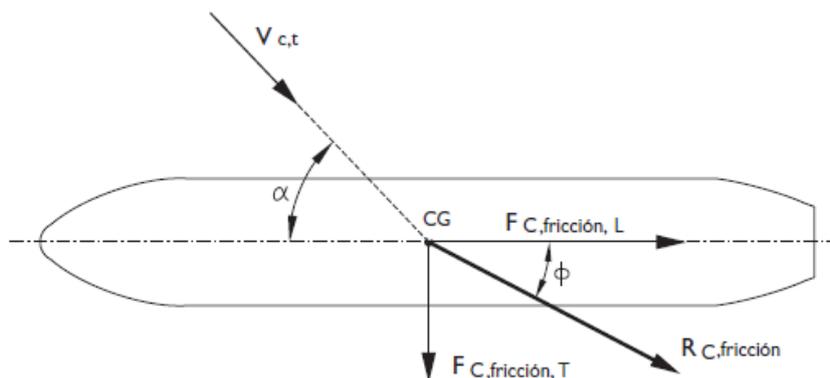


Figura 9-3 - Esquema de las fuerzas de fricción debidas a la acción de la corriente en un buque amarrado.

### 9.2.5. Acciones debidas al oleaje sobre la estructura

Al igual que la corriente, el efecto del oleaje tiene una componente directa sobre la estructura, y otra indirecta actuando a través del buque atracado.

La acción directa del oleaje sobre la obra de atraque y amarre se puede descomponer en tres grupos de fuerzas hidrodinámicas:

- Fuerzas de difracción, debidas a la modificación del tren de ondas por la presencia de la obra
- Fuerzas de arrastre, inercia y sustentación, debidas a la velocidad y aceleración relativas del movimiento del agua con respecto al movimiento de la estructura
- Fuerzas debidas en su caso al movimiento propio de la estructura

La fuerzas predominantes en cada caso dependen principalmente del número de Keulegan-Carpenter ( $KC = \frac{uT}{D} = \frac{\pi H}{D}$ ) y del parámetro de difracción ( $\pi_D = \pi D/L$ ), de acuerdo a lo representado en la Figura 9-4. Siendo:

- $u$ : Velocidad representativa del flujo hidrodinámico
- $D$ : Dimensión horizontal frontal de la estructura perpendicular a la dirección de actuación del oleaje
- $H, T, y L$ : Altura, período y longitud de onda del oleaje

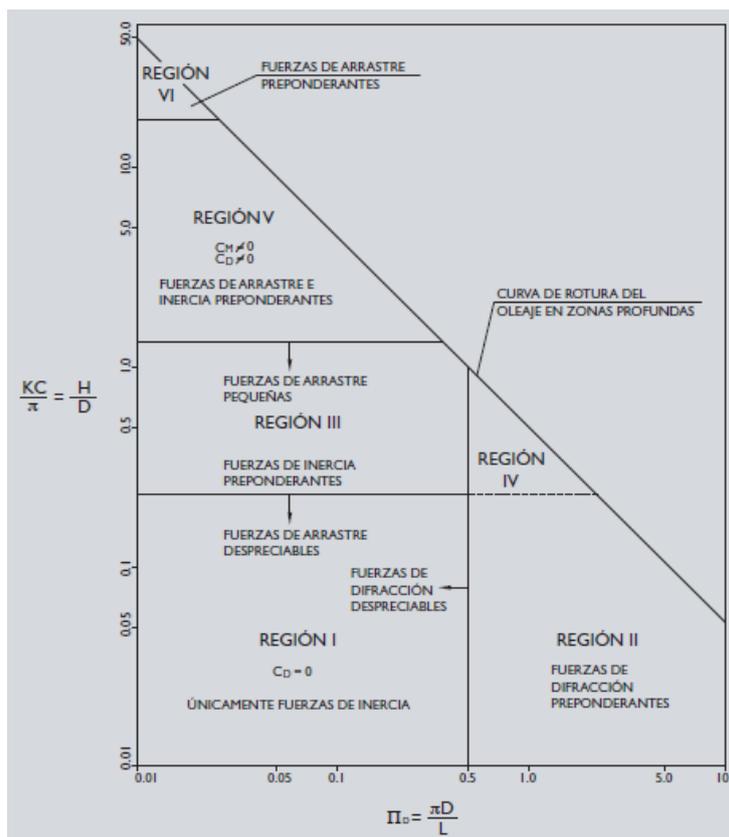


Figura 9-4 - Fuerza predominante de oleaje.

Para la Region I,III, V y IV donde las fuerzas de inercia y/o arrastre son preponderantes, en obras de atraque fijas y abiertas  $D < L/6$  se puede considerar que la estructura de la obra es transparente al oleaje no afectando significativamente las condiciones de agitación.

La acción del oleaje sobre los pilotes se puede calcular a través de la Teoría de Morison, según la cual la acción del oleaje se descompone en dos fuerzas horizontales, en la dirección de propagación del oleaje, de igual período que el oleaje en el emplazamiento:

- $F_D$ : fuerza de arrastre
- $F_L$ : fuerza de inercia

Estas fuerzas deben ser calculadas separadamente y superponerse teniendo en cuenta que existe un desfase entre los valores máximos de las mismas. Si se aplica la teoría lineal del oleaje con ondas progresivas, puede considerarse que la fuerza de arrastre está en fase con la onda y la fuerza de inercia está desfasada 90° respecto a la fuerza de arrastre.

Las fuerzas por unidad de longitud en un pilote se definen de acuerdo a las ecuaciones a continuación:

$$f_D = C_D \frac{1}{2} \rho_w D u |u|$$

$$f_M = C_M \rho_w A \frac{\delta u}{\delta t}$$

Donde:

- $C_D$ : Coeficiente hidrodinámico de arrastre, supuesto constante en la longitud del elemento estructural. Considera la resistencia al flujo de presiones. Para el cálculo de las fuerzas del oleaje se tomó como referencia los valores asignados en la Tabla 4.6.2.8. R.O.M. 0.2-11. Se consideró  $C_D = 1,0$ .
- $\rho_W$ : Densidad del agua
- $D$ : Diámetro del pilote
- $u$ : Componente horizontal de la velocidad instantánea de las partículas de agua en el eje del pilote. Determinada a partir de modelo de onda progresiva con  $H = H_{max}$
- $C_M$ : Coeficiente hidrodinámico de inercia, supuesto constante en toda la longitud del elemento. Se recomiendan valores de este parámetro entre 2 y 2,5, se optó por  $C_M = 2,5$
- $A$ : Área transversal del elemento estructural en dirección perpendicular a su eje
- $\frac{\delta u}{\delta t}$ : Componente horizontal de la aceleración instantánea de las partículas de agua en el eje del pilote.

Simultáneamente a este tipo de fuerzas, también se presentan fuerzas transversales perpendiculares al plano formado por el eje del elemento estructura y la dirección de propagación del oleaje, que generalmente pueden aceptarse no significativas para elementos verticales.

Se recuerda que para aguas profundas, donde  $\frac{h}{L} > 1/2$  se tiene:

$$u(z) = \frac{H}{2} \frac{2\pi}{T} e^{\frac{2\pi}{L}z} \cos(\theta)$$

$$\frac{\delta u}{\delta t} = 2H \left(\frac{\pi}{T}\right)^2 e^{\frac{2\pi}{L}z} \text{sen}(\theta)$$

#### **Esfuerzos horizontales del oleaje sobre la losa:**

Para estos esfuerzos se considera el método simplificado, *Método de la silueta* (DNV, 2007). Según este método, la fuerza horizontal sobre la estructura se calcula como:

$$F_H = \frac{1}{2} \rho C_h u^2 A$$

Donde:

- $A$ : Área de la “silueta mojada”, según Figura 9-5.
- $C_h$ : Coeficiente:  $C_h = 2,5$  (para olas de costado)
- $u$ : componente horizontal de la velocidad instantánea de las partículas de agua en  $H_{max}$

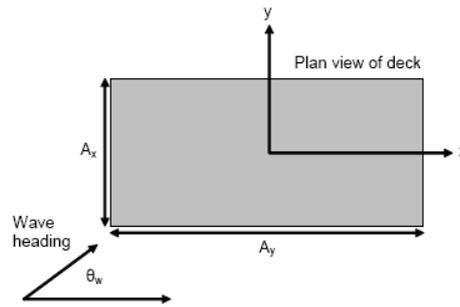


Figura 9-5 - Esquema áreas consideradas en método de la silueta.

**Esfuerzos ascensionales sobre la estructura:**

Cuando la plataforma superior de la obra de atraque es alcanzada por el oleaje, deben tomarse en consideración la existencia de empujes verticales ascensionales sobre la misma, causados por las velocidades y aceleraciones verticales de la masa de agua, así como otros esfuerzos debidos a la propia inmersión de la losa, durante el paso de la cresta del oleaje.

La consideración de estos esfuerzos se desprecia cuando la parte inferior de la plataforma se sitúe a al menos 0,5 m por encima del nivel correspondiente a la altura de la ola máxima.

En este caso también se usó el método simplificado presentado en la publicación de DNV. De acuerdo a éste, la fuerza vertical generada por la ola puede ser predicha por la velocidad vertical en el punto del contacto inicial y el área mojada en el tiempo del máximo impacto.

$$F_V = \frac{1}{2} \rho C_V A v_z^2$$

Siendo:

- $C_V$ : Coeficiente  $C_V = 5$  (para olas de costado)
- $A$ : Área mojada determinada entre la longitud mojada y la configuración de la estructura. La longitud mojada ( $L$ ) se toma como la distancia entre el punto de encuentro hasta donde es máxima la altura de la ola, según esquemas en Figura 9-6. Se consideró la mitad del área del pantalán.

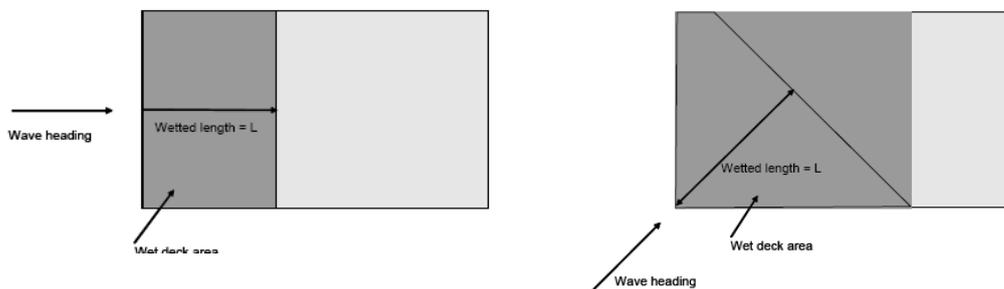


Figura 9-6 - Esquema área mojada para esfuerzo vertical de la ola.

**9.2.6. Acciones del oleaje sobre el buque**

La fuerza de deriva debida a la acción del oleaje sobre un buque amarrado lateralmente o de costado ( $R_w$ ) puede aproximarse por las siguientes componentes aplicadas en el centro de gravedad del buque:

- Una componente en sentido longitudinal del buque ( $F_{W,L}$ ).
- Un componente en sentido transversal del buque ( $F_{W,T}$ ).

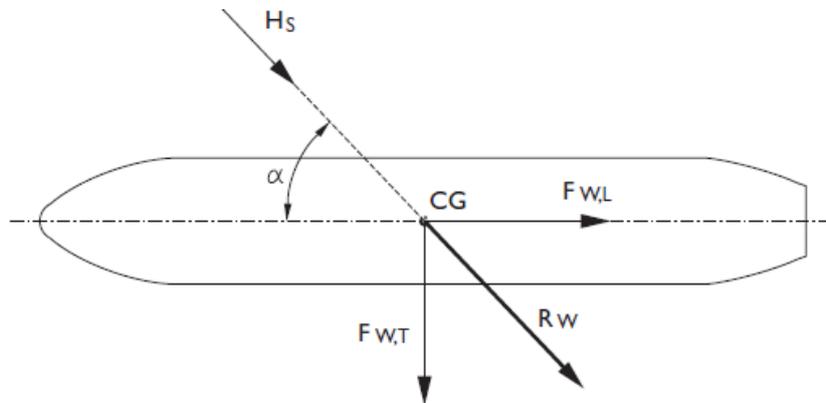


Figura 9-7 - Esquema de esfuerzos producidos por el oleaje en un buque amarrado.

$$R_w(\alpha) = \gamma_w \cdot C_{f,w} \cdot C_{d,w} \cdot H_s^2 \cdot L_{proy|\alpha}$$

Donde:

- $\gamma_w$ : Peso específico del agua ( $kN/m^3$ ).
- $H_s$ : Altura de ola significativa correspondiente al oleaje incidente ( $m$ )
- $L_{proy|\alpha}$ : Longitud de la proyección del buque en la dirección del oleaje incidente
- $C_{f,w}$ : Coeficiente de flotación (adimensional). Que es función de  $D \cdot 2\pi/L_w$ . Siendo  $L_w$ : Longitud de onda y  $D$  el diámetro del pilote.  $C_{f,w}$  vale para todos los casos considerados en las condiciones de trabajo 0,07 (Tabla 4.6.4.63 R.O.M. 2.0-11)
- $C_{d,w}$ : Coeficiente de profundidad relativa (adimensional). Este coeficiente es función de la profundidad relativa en el emplazamiento ( $h/L_w$ ) y vale para todos los casos de ola considerados en las condiciones de trabajo 1.1 (Tabla 4.6.4.63 R.O.M. 2.0-11)

### 9.2.7. Otros agentes climáticos atmosféricos

Otros agentes climáticos como la precipitación o la niebla también pueden afectar las obras de atraque y amarre, particularmente la operatividad de la instalación.

Los agentes térmicos corresponden a los la temperatura del aire, humedad, temperatura del agua y radiación solar, cuyas variaciones pueden ocasionar gradientes térmicos espaciales o temporales en los elementos estructurales, y producir deformaciones. Se colocarán juntas de dilatación cada 30 m aproximadamente en las obras, con aperturas de aproximadamente 25 mm, de modo de poder despreciar los agentes térmicos.

## 9.3. Agentes de uso y explotación

### 9.3.1. Estacionamiento y almacenamiento de mercancías

Está asociado a los pesos de las mercancías y suministros depositados en las áreas de operación y almacenamiento. Los parámetros que definen este agente son sobrecarga vertical uniformemente repartida y combinación de cargas concentradas verticales.

No se prevé la utilización del pantalán para almacenamiento ni estacionamiento de mercancías, por lo tanto se consideran las sobrecargas verticales mínimas recomendadas,

estipuladas en la ROM 2.0, Tabla 4.6.4.4 para sistemas continuos, para área de operación, para el caso de la obra se muestra el valor a adoptar en Tabla 9-4

Sobrecarga estacionamiento	
q (kN/m <sup>2</sup> )	10

Tabla 9-4 - Sobrecarga de estacionamiento - Área de operación.

Se considerarán las sobrecargas repartidas, las cuales se toman en consideración para la verificación de modos de fallo “globales” como los correspondientes a la pérdida del equilibrio estático o geotécnico o de inestabilidad externa. Las cargas puntuales se toman en consideración para la verificación de modos de fallo locales, como los estructurales o de inestabilidad interna. No se consideran para valorar modo de parada operativa.

### 9.3.2. Manipulación de mercancías

#### 9.3.2.1 En áreas de operación

El agente de uso manipulación de mercancías está asociado con las cargas transmitidas por los equipos e instalaciones necesarios para la realización de las actividades de carga, descarga, y trasbordo, así como para las actividades de transporte horizontal y depósito necesarias para el estacionamiento de las mismas en las condiciones previstas, y para su traslado a las áreas de almacenamiento.

Para el diseño de la terminal, se consideró que las operaciones de carga de buques se realizarán por procedimientos mecánicos con vertido al buque por gravedad, con pluma de longitud variable, posibilitando la carga en distintas escotillas del buque, con un sistema de alimentación por cintas transportadoras. Se considerará la operatividad de la obra para todos los niveles de aguas esperables, no siendo esto causa de paralización de las operaciones de cargas/descarga.

Para las operaciones de descarga de barcasas se consideraron procedimientos mecánicos continuos, utilizando equipos descargadores que incluyen sistemas de elevación vertical del granel hasta cintas que permiten su transporte hasta las áreas de almacenamiento. A modo de ejemplo se señalan los sistemas utilizados para las barcasas Mississippi, tipo Heyl y Patterson.

Se considerará para la verificación de los modos de falla globales la carga transmitida por el sistema continuo más la sobrecarga de estacionamiento. No se considera tráfico terrestre significativo en la obra. Para la verificación de modos de fallo locales (estructurales o de inestabilidad interna) se tomarán en consideración las cargas concentradas más desfavorables transmitidas por los equipos de manipulación considerados. Para la verificación de modos de fallo globales, se considerará que los efectos inerciales debidos a los sistemas de transporte desde o hasta las áreas de almacenamiento desplegados en áreas de operación están cubiertas ampliamente por las sobrecargas mínimas de estacionamiento y almacenamiento para dichas áreas para usos comerciales de graneles sólidos con sistemas de manipulación continuos considerando los efectos del viento compatible. Dado que no se incluye el uso de la estructura ni para estacionamiento ni almacenamiento, se toma un 20% de la sobre carga mínima, de modo de considerar estos efectos.

A falta de información específica sobre los sistemas de carga y descarga, se considerarán las cargas asociadas a los equipos de carga/descarga de graneles, de acuerdo a las

recomendaciones, equivalentes a las cargas transmitidas por equipos fijos o de movilidad restringida. Las cargas transmitidas por equipos cargadores o descargadores longitudinales pueden aproximarse del lado de la seguridad a las transmitidas por las grúas para contenedores de igual alcance máximo incluidas en la Tabla 4.6.4.10 R.O.M. 2.0, mostradas en la Tabla 9-1. El alcance de las grúas será de 28 m para buques, y 29 m para barcasas, considerando como se mencionó anteriormente, atraques de convoyes de tres barcasas en paralelo.

### **9.3.3. Operaciones de los buques**

El agente de uso y explotación “operaciones de los buques” está asociado con las acciones debidas directa o indirectamente al buque cuando está navegando, cuando realiza las maniobras necesarias para atracar y/o amarrar en un puesto de atraque o viceversa, o cuando permanece en el puesto de atraque en condiciones adecuadas para su seguridad y la de otros buques y para que puedan desarrollarse con eficiencia las operaciones portuarias de carga, descarga, estiba, desestiba y trasbordo de mercancías y vehículos o de embarque y desembarque de pasajeros de acuerdo con los sistemas de manipulación adoptados.

Los agentes de operaciones de buques a tener en consideración para la obra son efectos hidrodinámicos inducidos por los buques en tránsito, acciones de atraque, impacto accidental del buque durante las operaciones de atraque, corrientes generadas por las hélices y otros equipos de propulsión y maniobra de los buques; y las acciones de amarre

### **9.3.4. Efectos hidrodinámicos inducidos por los buques en tránsito**

Los efectos hidrodinámicos inducidos por los buques en tránsito que pueden afectar las obras de atraque y amarre son las corrientes de retorno, los descensos de los niveles y las ondas generados por el movimiento de los buques en tránsito en las proximidades de las obras o que al propagarse alcanzan las mismas.

Pueden tener efectos directos sobre la obra, ejerciendo fuerzas o modificando los empujes sobre las estructuras, así como produciendo arrastres, socavaciones y otras erosiones externas, o indirectos a través del buque amarrado o del buque durante las operaciones de atraque que deben tenerse en consideración. Algunos de estos efectos pueden tener una incidencia significativa e incluso ser agentes predominantes particularmente en obras de atraque situadas en las proximidades de canales de acceso.

Otro efecto es la generación de fuerzas horizontales de succión y rechazo entre el buque en tránsito y el amarrado o en fase de atraque causadas principalmente por las asimetrías del flujo de agua que se producen alrededor del casco del buque en tránsito, y por tanto, por la alteración de presiones sobre el casco de ambos buques.

Según las recomendaciones, no se considerarán las corrientes de retorno y los descensos de los niveles de las aguas generados por los buques debido a que sus magnitudes no son relevantes por estar limitadas las velocidades de navegación en áreas restringidas o de acceso.

Por el contrario, en todos los casos se deben valorar las características de las ondas generadas por la flota en tránsito por el canal de navegación. No se tendrán en cuenta los efectos de succión y rechazo entre buques amarrados y la estructura debido a que la misma es abierta.

**9.3.4.1 Ondas generadas por buques en tránsito**

Las características del oleaje operativo generado por un buque en tránsito (ondas de acompañamiento del buque) pueden definirse en función del número de Froude ( $F_r$ ).

$$F_r = \frac{V_b}{\sqrt{h \cdot g}}$$

Donde:

- $V_b$ : Velocidad relativa del buque respecto del agua.
- $h$ : Profundidad en el emplazamiento.

El agente onda de acompañamiento del buque navegando tiene un carácter variable y se considera como agente independiente tanto del oleaje como de otros agentes climáticos y de actuación simultánea de forma transitoria en condiciones de trabajo operativas de la instalación.

Para  $F_r < 0,85$ , las ondas generadas por un buque en tránsito pueden considerarse compuestas por la interacción de trenes de ondas transversales o de popa y trenes de onda divergentes cuyo desarrollo y posterior disipación puede admitirse que se produce en cada instante prácticamente en el interior del área limitada por do rectas que forman aproximadamente  $19,5^\circ$  con el eje de navegación y vértice en la popa del buque generador. En estas líneas límite móviles denominadas líneas de picos, se considera que tiene lugar el cruce de las ondas transversales y divergentes produciéndose en cada instante las máximas alturas de ola. En ausencia del análisis de estas ondas mediante modelos, pueden aproximarse mediante la Estela de Kelvin, Tabla 4.6.4.34, R.O.M. 2.0-11, ver Figura 9-8

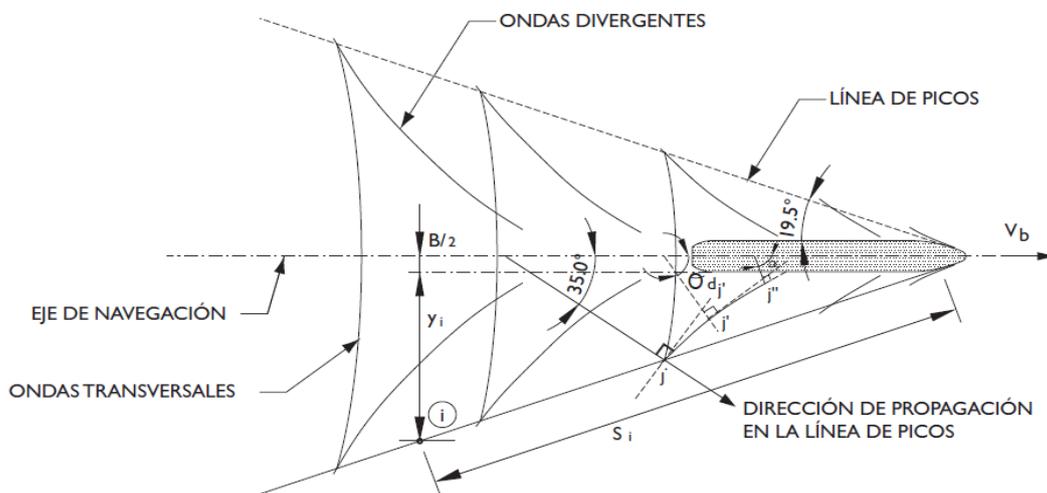


Figura 9-8 - Esquema de Ondas generadas por buque en tránsito en hipótesis de aguas profundas.

Las ondas de altura máxima se producen en la intersección entre las ondas transversales y divergentes, en la línea de picos.

A partir de la velocidad relativa del buque respecto a la corriente ( $v_b$ ), se determinan las características de las ondas transversales o de popa ( $L_t, T_t$ ):

$$c_t^2 = v_b^2 = g \frac{L_t}{2\pi} \operatorname{tgh} \left( \frac{2\pi}{L_t} h \right)$$

$$T_t = \frac{L_t}{v_b}$$

Luego, siendo:

$$\theta_d = 35.27 (1 - e^{12/F_r})$$

Se tiene que las ondas máximas quedan determinadas con las siguientes relaciones:

$$L_b = L_t \cos^2 (\theta_d)$$

$$T_b = T_t \operatorname{sen}^2 (\theta_D)$$

$$H_{b, \max |i} = \alpha \left( \frac{V_b^2}{g} \right) \cdot \left( \frac{s_i}{h} \right)^{-\frac{1}{2}}$$

Donde:

- $H_{b, \max |i}$ : Altura de ola máxima en el punto  $i$  de la línea de picos
- $s_i$ : Distancia entre el punto considerado y el buque, medida en la línea de picos. Puede aproximarse por:  $s_i = y_i \cdot \operatorname{sen}19,5$  siendo  $y_i$  la ordenada del punto considerado medida a partir del eje de navegación menos la mitad de la manga del buque
- $\alpha$ : Coeficiente adimensional empírico, característico del tipo de buque. Para buques convencionales en lastre  $\alpha = 0,35$

El procedimiento de cálculo consiste en hallar la altura de ola  $H_{b, \max |i}$  producida por un buque en tránsito y con esta altura de ola se calcula el esfuerzo generado sobre el buque como se explicita en el Capítulo 9.2.6.

No se considera la actuación de ondas generadas por buques en tránsito en condiciones extremas y excepcionales.

### 9.3.5. Acciones de ataque

Las acciones de ataque se definen como las cargas generadas durante las operaciones de ataque en condiciones operativas normales, como resultado de la interacción buque-estructura desde el momento en que ambos entran en contacto y hasta que dicho sistema alcanza el reposo.

La descripción completa de las cargas estáticas equivalentes que caracterizan las acciones de ataque puede realizarse a través de una suma vectorial con las siguientes componentes, una fuerza de impacto, perpendicular al plano que define el frente de ataque (componente dominante) y una fuerza de rozamiento debida al ángulo de inclinación y a los movimientos del buque en el punto de contacto, situada en la superficie de contacto entre el casco del buque y el sistema de ataque.

#### 9.3.5.1 Definición de la fuerza de impacto

La fuerza de impacto, o reacción perpendicular al frente de ataque, a la que están sometidos simultáneamente el sistema de ataque y el casco del buque en cada impacto es función de la energía cinética cedida al sistema de ataque y de sus características de deformación.

Se consideró que la estructura de ataque es mucho más rígida de las defensas, por lo que se puede asumir que las defensas absorben toda la energía cinética cedida por las embarcaciones

al atracar y que la estructura soporta las cargas que le transmiten las defensas. Es decir que no hay transmisión de energía hacia la estructura, por lo que la misma no presenta deformaciones al aplicársele la carga.

La definición de la fuerza de impacto se determina a partir de la energía cedida por el buque y absorbida por la defensa durante las acciones de atraque, y la curva de fuerza/desplazamiento de la defensa.

Para atraque lateral o de costado mediante traslación transversal preponderante en obras de atraque fijas, maniobra utilizada por la mayor parte de los buques en el atraque, y asumida para el proyecto, la energía cinética cedida en el atraque ( $E_f$ ) queda determinada por:

$$E_f = \frac{1}{2} C_m M_b v_b^2 C_e C_g C_c C_s = \frac{1}{2g} C_m \Delta v_b^2 C_e C_g C_c C_s$$

Donde:

- $C_m M_b$ : Masa movilizada por el buque durante el atraque
- $M_b$ : Masa del buque
- $\Delta$ : Desplazamiento del buque en la condición de carga considerada (para el buque se consideró en lastre, y para la barcaza a plena carga, ya que éstas son las situaciones que se darán)
- $C_m$ : Coeficiente de masa hidrodinámica
  - $C_m = 1,5$  si *Resguardo bajo quilla*  $> 0,5 D_e$
  - $C_m = 1,8$  si *Resguardo bajo quilla*  $< 0,1 D_e$
  - Se consideró para los buques un resguardo bajo quilla de 1,0 m, por lo que  $C_m = 1,8$ , mientras que para barcazas  $C_m = 1,5$ .
- $v_b$ : Componente normal a la línea de atraque de la velocidad de aproximación del buque en el momento del impacto. Este valor se extrajo de la Gráfica 9-1, grafica de velocidad de atraque Brolsma, considerando condición de buen atraque expuesta, con ayuda de remolcadores y en condiciones climáticas moderadas. Para buques (desplazamiento de 25.800 toneladas) se obtuvo  $v_b = 0,27$  m/s mientras que para barcazas (1700 toneladas)  $v_b = 0,52$  m/s.
- $C_e$ : Coeficiente de excentricidad
  - $C_e = \frac{K^2 + R^2 \cos^2(\phi)}{K^2 + R^2}$ 
    - $K$ : Radio de giro del buque alrededor del eje vertical que pasa por su centro de gravedad

$$K = (0,19 C_b + 0,11)L$$

Con  $C_b$  coeficiente de bloque y  $L$  eslora del buque

- $R$ : Distancia entre el punto de impacto y el centro de gravedad del buque en la dirección de la línea de atraque

$$R = r \cos(\alpha) - \frac{B}{2} \sin(\alpha)$$

- $\phi$ : Ángulo formado entre el vector velocidad de aproximación y la línea que une el punto de impacto y el centro de gravedad del buque

$$\phi = 90^\circ - \alpha - \arctg\left(\frac{B}{2r}\right)$$

- $r$ : Distancia entre el punto de impacto y el centro de gravedad del buque. En el caso de los buques, dado que no se trata de una estructura de atraque continua ni discontinua, se aproxima esta distancia de modo que el impacto se produzca en el extremo de la estructura.
- $\alpha$ : Ángulo de aproximación, para buques con  $\Delta < 70.000t$   

$$\alpha = 12,5^\circ$$
- $C_g$ : Coeficiente geométrico del buque
  - $C_g = 1$  impacto en la parte plana
- $C_c$ : Coeficiente de configuración del atraque, para pantalán:
  - $C_c = 1$
- $C_s$ : Coeficiente de rigidez del sistema de atraque
  - $C_s = 0,9$  sistemas de atraque muy rígidos o buques de gran eslora

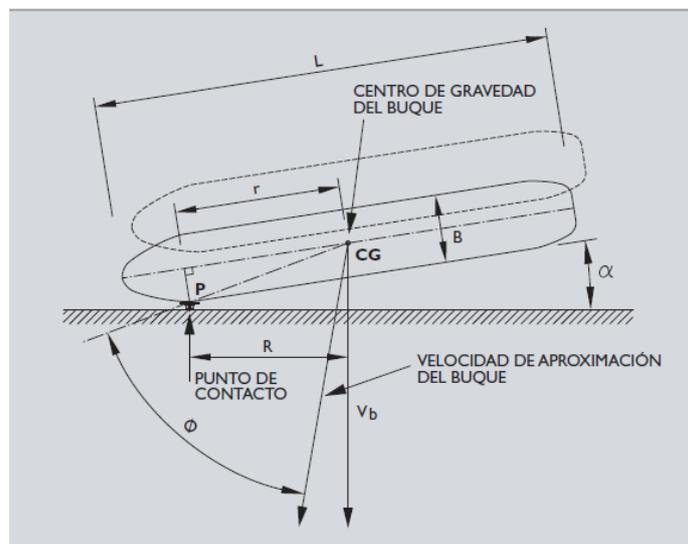
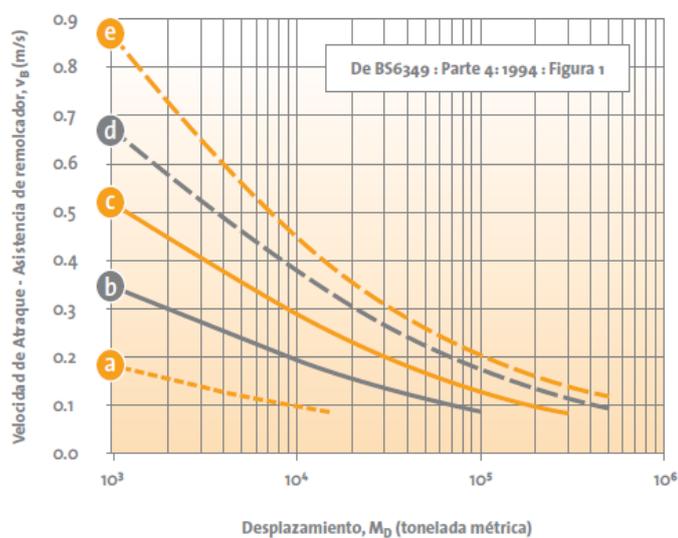


Figura 9-9 - Esquema de esfuerzos al amarrar.

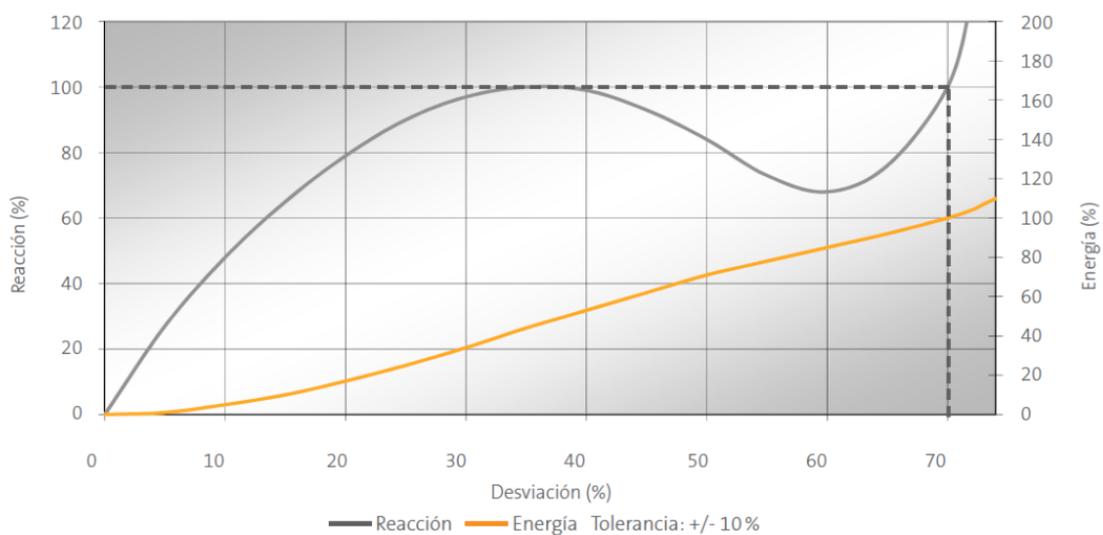


Gráfica 9-1 - Velocidad de aproximación en función del desplazamiento (a: Atraque fácil resguardado, b: atraque difícil resguardado, c: Atraque fácil expuesto, d: Buen atraque expuesto, e: Atraque difícil expuesto).

Con la energía cedida en el ataque por el buque/barcaza y la curva de fuerza/desplazamiento de la defensa seleccionada se determina la fuerza que actúa sobre el conjunto defensa/estructura.

En el Capítulo 10 se detallan las defensas seleccionadas para cada tipo de embarcación. De acuerdo al tipo de defensa seleccionada, se obtienen del fabricante los valores de Energía y Reacción nominales. Para determinar el esfuerzo transmitido a la estructura para una situación determinada de ataque se determina la energía cinética cedida en esa condición, y se determina a qué porcentaje de la energía nominal de la defensa seleccionada se corresponde. Con este porcentaje, para las defensas seleccionadas, se accede a la Gráfica 9-2, donde se obtiene la deformación correspondiente, y el esfuerzo transmitido a la estructura.

DESEMPEÑO GENÉRICO CURVATURA DEFENSA SPC



Gráfica 9-2 - Defensas SPC.

### 9.3.5.2 Definición de las condiciones límite de operatividad para la realización de las maniobras de ataque

Las condiciones climática límite de operatividad de cada uno de los buques para la realización de las operaciones de ataque coincidirán con las que producen la suspensión de la accesibilidad marítima para el buque.

Los estados meteorológicos que definen las condiciones límite de trabajo operativas correspondientes a la realización de las operaciones de ataque se definirán por el valor umbral de operatividad para la realización de operaciones de ataque en cada una de las variables que caracterizan a los agentes climáticos u operativos actuantes, consideradas sucesivamente como predominantes, diferenciados en su caso por sectores direccionales de actuación y por los valores representativos de compatibilidad. Las variables de los agentes climáticos y operativos para los cuales no se hayan definido condiciones límites en una dirección, cuando se consideran como predominantes, no serán causa de limitación de las operaciones de ataque, debiéndose en ese caso considerar acciones de ataque en las condiciones extremas excepcionales definidas por dicha variable.

	Condiciones Climáticas durante la maniobra de atraque		
	Favorables	Moderadas	
Velocidad Viento ( $V_{v,1min}$ )	<17 m/s	$\geq 17$ m/s	<17 m/s
Velocidad Corrientes ( $V_{c,10min}$ )	<1 m/s	<1 m/s	$\geq 1$ m/s
Altura de ola o de la onda generada por buques en tránsito ( $H_s$ o $H_{b,max}$ )	< 2m para $\Delta \geq 3000$ t; < 1m para $D < 3000$ t	< 2m para $D \geq 3000$ t ; < 1m para $D < 3000$ t	
$V_{v,1min}$ : Velocidad del viento en el emplazamiento correspondiente 10 m de altura y ráfaga de 1 min $V_{c,10min}$ : Velocidad de la corriente en el emplazamiento en superficie obtenida como el valor medio en un periodo de medición 10 minutos $H_s$ : Altura de ola significativa en el emplazamiento y en presencia de la obra $H_{b,max}$ : Altura de la onda máxima generada por buques en tránsito en el emplazamiento y en presencia de la obra			

**Tabla 9-5 - Valores representativos de la componente normal de las velocidades de aproximación del buque en el momento del impacto para atraque lateral o de costado mediante translación transversal preponderante, en el caso de que no haya registros disponibles**

### 9.3.5.3 Impacto accidental del buque durante las operaciones de atraque

El agente “impacto accidental del buque durante las operaciones de atraque” está asociado con las cargas generadas entre un buque y una estructura de atraque como resultado de impactos extraordinarios que pueden producirse durante las operaciones de atraque debidos a situaciones accidentales como errores humanos durante la maniobra, fallos de los sistemas del buque o de los medios auxiliares (remolcadores, amarras, etc.), cambios bruscos de las condiciones climáticas una vez iniciada la maniobra de atraque u otro tipo de accidentes o incidentes que den lugar a la pérdida o disminución del control de la maniobra y, por tanto, a la alteración repentina e involuntaria de las condiciones más desfavorables establecidas como límite para poder realizar en el emplazamiento las maniobras de atraque en las condiciones consideradas como normales.

No se considera incluido en este agente la colisión accidental o abordaje de un buque en tránsito o a la deriva contra un obstáculo de la navegación al margen de las operaciones de atraque, debido a que esta situación en general no es necesaria que sea contemplada en el proyecto de obras de atraque y amarre, para no sobredimensionar la obra.

Debido a su incompatibilidad operativa, las otras cargas de operaciones de los buques no se considerarán de actuación simultánea en dicho estado, salvo las debidas a las corrientes generadas por las hélices y los efectos hidrodinámicos inducidos por un buque navegando.

Se considera el esfuerzo generado por este agente de carácter insólito en condiciones límite de operaciones que permitan el atraque, se considerará la máxima velocidad de aproximación del buque a la obra, logrando de esta forma que la energía sea máxima.

El valor nominal de la energía cinética al sistema de atraque debida al impacto accidental del buque durante las maniobras de atraque s función de la probabilidad de presentación adoptado para el modo de fallo considerado. La energía en esta situación se obtiene mayorando la energía de atraque en condiciones de trabajo correspondientes a la realización de maniobras de atraque en condiciones normales, mediante un factor que estima la magnitud del impacto accidental más desfavorable para cada tipo de buque y situación de carga, asociada a la probabilidad de excedencia adoptada.

$$E_{f,ext|probabilidad} = \max(\gamma_{fi|probabilidad} \cdot E_{fi}) \geq 1,10 \cdot \max(E_{fi})$$

Para la verificación de modos de fallo en condición excepcional con probabilidades de fallo menores al 5%, el factor de amplificación puede estimarse mediante la multiplicación de los factores de amplificación parcial recogidos en la Tabla 4.6.4.4.43, R.O.M. 2.0-11, de los que se recoge:

- $\gamma_{fi,1} = 1,50$ ,  $\Delta \leq 85.000t$
  - $\gamma_{fi,2} = 1,00$ , ayuda de remolcadores
  - $\gamma_{fi,3} = 1$ ,  $v > 0,1 \text{ m/s}$
  - $\gamma_{fi,4} = 1$ , frecuencia de llegada baja (<300 escalas/año)
- $\gamma = 1,5$

La fuerza se determina de igual forma que para las fuerzas de impacto durante el atraque.

### 9.3.6. Acciones de amarre

Las acciones de amarre son las cargas transmitidas por el buque a la estructura de atraque y amarre cuando permanece en el puesto de atraque amarrado; es decir, con máquina parada y con sus movimientos restringidos como flotador libre por un sistema de amarre y defensas en todas las condiciones climáticas y operativas de trabajo establecidas para la permanencia del buque en el atraque y para que puedan desarrollarse las operaciones portuarias de carga, descarga. Dicha transmisión de cargas se realiza a través del contacto directo entre el buque y el sistema de atraque e indirectamente a través de las líneas de amarre tensionadas utilizadas para la limitación de movimientos.

Los agentes que actúan sobre el buque amarrado que tienen incidencia para el establecimiento del adecuado sistema de amarre capaz de resistir sus efectos, manteniendo simultáneamente los movimientos del buque en valores admisibles.

La actuación de las acciones de amarre correspondientes a un puesto de atraque se considera en los siguientes estados representativos de los ciclos de solicitud asociados a la explotación de la instalación de atraque. Condiciones de trabajo operativas correspondientes a la permanencia de buques en el atraque sin realizar operaciones de carga y descarga; y condiciones de trabajo operativas correspondientes a la realización de las operaciones de carga y descarga de mercancías con buque atracado, así como en los ciclos de solicitud representativos de condiciones excepcionales asociadas a la presentación en dichos estados operativos del agente extraordinario o insólito.

Por tanto, se consideran de actuación simultánea con el resto de agentes presentes en dichos estados. Por razones de incompatibilidad operativa no se considerará esta acción en condiciones extremas o en condiciones excepcionales debidas a la presentación de un agente climático extraordinario. Se considerará en condiciones de trabajo correspondientes a las operaciones de atraque, salvo que la estructura de atraque pueda recibir las cargas de amarre de atraques próximos, como es el caso del pantalán atracable por ambos lados. En este caso, las componentes de las acciones de amarre sobre los puntos de amarre y las que actúan sobre las defensas pueden actuar simultáneamente ambas en el mismo sentido.

### 9.3.7. Métodos para la determinación de las acciones de amarre

Para un buque en una determinada condición de carga, amarrado en una obra de atraque, la determinación de las cargas de amarre se lleva a cabo analizando el comportamiento global del conjunto buque/sistema de amarre/sistema de atraque frente a la actuación de agentes climáticos y agentes debidos a las operaciones de buques en los ciclos de solicitud correspondientes a las diferentes condiciones de trabajo consideradas.

Los máximos movimientos admisibles de los buques en condiciones de trabajo operativas correspondientes a la permanencia del buque en el atraque sin realizar operaciones de carga y descarga son aquéllos a partir de los cuales el buque, el sistema de amarre y defensas o el atraque podrían resultar dañados y, por tanto, no quedara garantizada la permanencia del buque amarrado en el puesto de atraque en condiciones seguras. Es decir, los límites de los movimientos vienen definidos más por las características de los sistemas de amarre y defensas y por las presiones que se producen sobre el casco de los buques que por otros factores.

Se define la disposición y características del sistema de amarre para cada tipo de buque perteneciente a la flota esperable en la instalación, situación de carga y configuración del atraque en todos los estados en los que se considere la permanencia del buque en el atraque.

Deberá cumplirse que las cargas de amarre en cada uno de los elementos que conforman el sistema de atraque (defensas + obra de atraque) se mantengan en el dominio admisible de cada uno de ellos, considerando el valor característico de la carga máxima más probable en cada uno de los ciclos de solicitud o condiciones de trabajo a las que puedan estar sometidos dichos elementos.

#### 9.3.7.1.1 Transmisión de las acciones de amarre a la estructura

Las cargas de atraque se transmiten a la estructura en función de las características del sistema de atraque.

Si el sistema de atraque dispone de sistema de defensas, la fuerza de impacto se distribuirá en el área de contacto defensa/estructura, así como, en su caso, a través de los elementos auxiliares como por ejemplo cadenas en el plano horizontal.

Para la verificación de modos de fallo globales en el pantalán se consideró, simplificada del lado de la seguridad, que las acciones de amarre sobre los puntos de amarre y las que actúan sobre las defensas no actúan simultáneamente por ser direccionalmente opuestas entre sí, para cada línea de atraque tanto de buques como para la de barcasas.

Para calcular la resultante horizontal sobre el buque amarrado en sentido de alejamiento de la obra de atraque se utiliza el Método 1, pudiéndose escoger cualquiera de los 3 métodos simplificados arbitrariamente de las simplificaciones admisibles propuestas en las Recomendaciones (R.O.M. 2.0-11 sección 4.6.4.4.7.1.2.).

**Método 1:** Resultante horizontal de las fuerzas exteriores sobre el buque amarrado en sentido de alejamiento del mismo de la obra de atraque

Este método supone que la resultante en sentido longitudinal del buque es resistida únicamente por los esprines, mientras que la componente transversal y el momento de eje vertical son resistidos únicamente por los trasveses y largos de proa y popa.

Puede considerarse que el valor absoluto del acortamiento/alargamiento ( $\Delta l_{m,i}$ ) es idéntico en cada espirín, y se determina a través de la ecuación:

$$\Delta Q_{v,46,m,i} = \frac{\Delta Q_{v,46,m,i]L}}{\cos \alpha_{m,i} \cos \beta_{m,i}} \frac{\Delta l_{m,i}}{l_{m,i}} = \frac{k_{m,i]L}}{l_{m,i} \cos \alpha_{m,i} \cos \beta_{m,i}} \frac{\sum R_{fuerzas\ exteriores]L}}{\sum |k_{m,j]L}|/l_{m,j}}$$

En el caso que todos los esprines tuvieran idénticas características geométricas:

$$\Delta Q_{v,46,m,i} = \sum R_{fuerzas\ exteriores]L} \frac{1}{\sum |\cos \alpha_{m,j}| \cos \beta_{m,j}}$$

Siendo  $j$  los esprines que se mantienen en tensión. El signo de  $\Delta Q_{v,46,m,i}$  será positivo o negativo en función de que la dirección de actuación de la componente longitudinal de las fuerzas exteriores produzca un acortamiento o un alargamiento del espirín considerado.

De igual forma, la aplicación de este método conlleva que pueda considerarse que el alargamiento de los trasveses de popa y proa debido a la componente transversal de la resultante de las fuerzas exteriores ( $\Delta l_{m,k]T}$ ) es idéntico en cada trasvés, así como que el valor absoluto del alargamiento/acortamiento de los mismos debidos al momento de eje vertical ( $\Delta l_{m,k]M}$ ) es también idéntico en cada uno de los siempre que la disposición de las líneas de amarre sea simétrica respecto al centro geométrico del buque. La formulación para determinar la carga en los trasveses es:

$$\begin{aligned} \Delta Q_{v,46,m,k} &= \frac{k_{m,k]T}}{\sen \alpha_{m,k} \cos \beta_{m,k}} \frac{\Delta l_{m,k]T}}{l_{m,k}} + \frac{k_{m,k]T}}{\sen \alpha_{m,k} \cos \beta_{m,k}} \frac{\Delta l_{m,k]M}}{l_{m,k}} \\ &= \frac{k_{m,k]T}}{l_{m,k} \sen \alpha_{m,k} \cos \beta_{m,k}} \left[ \frac{\sum R_{fuerzas\ exteriores]T}}{\sum (k_{m,s]T}/l_{m,s})} \pm \sum \frac{R_{fuerzas\ exteriores]M}}{\sum (|k_{m,s]T} a_{m,s}|/l_{m,s})} \right] \end{aligned}$$

En el caso que los trasveses de popa y proa tuvieran idénticas características geométricas y resistentes:

$$\begin{aligned} \Delta Q_{v,46,m,k} &= \sum R_{fuerzas\ exteriores]T} \frac{1}{\sum (\sen \alpha_{m,s} \cos \beta_{m,s})} \pm \\ &\pm \sum R_{fuerzas\ exteriores]M} \frac{1}{\sum (\sen \alpha_{m,s} \cos \beta_{m,s} a_{m,s})} \end{aligned}$$

Siendo  $s$  los trasveses de proa y popa que se mantienen en tensión. Se adoptará en el segundo sumando el signo más o menos en función de que el momento de eje vertical resultante de las fuerzas exteriores de lugar a incremento o reducción de la carga, respectivamente, en el trasvés  $k$  considerado.

Para calcular la resultante horizontal sobre el buque amarrado en sentido de acercamiento a la obra de atraque se utiliza el Método 2, pudiéndose escoger cualquiera de los 3 métodos simplificados arbitrariamente de las simplificaciones admisibles propuestas en las Recomendaciones (R.O.M. 2.0-11 sección 4.6.4.4.7.1.2.).

**Método 2:** Resultante horizontal de las fuerzas exteriores sobre el buque amarrado en sentido de acercamiento y apoyo del mismo en la obra de atraque.

El método 2 asume de manera simplificada que en obras de atraque discontinuas como es un pantalán, los incrementos de carga que pueden producirse en las defensas por la actuación de la resultante de las fuerzas exteriores en sentido de acercamiento y apoyo del buque en la obra de atraque son como máximo:

$$\Delta Q_{v,46,m,f} = \frac{1}{2} \sum R_{fuerzas\ exteriores]T} + \frac{1}{L/8} \cdot \sum R_{fuerzas\ exteriores]M}$$

$$si \frac{1}{2} \sum R_{fuerzas\ exteriores]T} \geq \frac{1}{L/8} \cdot \sum R_{fuerzas\ exteriores]M}$$

$$\Delta Q_{v,46,m,f} = \sum R_{fuerzas\ exteriores]T} + \frac{1}{L/16} \cdot \sum R_{fuerzas\ exteriores]M}$$

$$si \frac{1}{2} \sum R_{fuerzas\ exteriores]T} > \frac{1}{L/8} \cdot \sum R_{fuerzas\ exteriores]M}$$

## 10. SELECCIÓN DE DEFENSAS

Para la selección del sistema de defensa se tomaron en cuenta los criterios de diseño estipulados en el Capítulo 4 de la R.O.M. 2.0-11. En base a ellos se optó por utilizar sistemas de defensa elastoméricos en el sistema de atraque de la obra portuaria.

Se seleccionaron en base a las especificaciones estipuladas en el catálogo de productos de la empresa FenderTeam, especializada en la comercialización de sistemas de defensa de caucho moldeado.

Se seleccionaron las defensas tanto para el atraque de buques como barcazas. Las defensas se seleccionan de acuerdo a la energía cinética transmitida por las embarcaciones al sistema durante las acciones de atraque, determinada según se mostró en el Capítulo 9.3.5.

Para su selección se tuvo en cuenta la energía transmitida por las embarcaciones, multiplicada por un coeficiente de seguridad que tiene en cuenta acciones anormales durante la operación de atraque (energía anormal  $E_A$ ). Se recomienda por parte del PIANC que el valor de dicho coeficiente sea de 1,8 para buques graneleros de tamaño menor al Capesize estándar (se asumió que las barcazas entran dentro de esta categoría a falta de mayor especificación).

$$E_A^{Buq} = 1264 \text{ kNm}$$

$$E_A^{Bar} = 889 \text{ kNm}$$

Las defensas se seleccionaron de modo que puedan absorber la energía de la embarcación en las condiciones más críticas. Para eso el catálogo presenta valores para distintos factores que toman en cuenta la temperatura, el ángulo y velocidad de compresión de las mismas durante el impacto. Además se suele considerar un cierto valor de tolerancia de fabricación en función del material. De ese modo se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$E_{RPD} \geq \frac{E_A}{f_{TOL} \cdot f_{ANG} \cdot f_{TEMP} \cdot f_{VEL}}$$

Siendo  $E_{RPD}$  la capacidad de energía de la defensa.

Se seleccionaron las defensas cónicas del catálogo mencionado. Para las mismas se tienen los siguientes valores de los distintos factores:

- $f_{TOL}$ : Tolerancia típica de caucho moldeado,  $f_{TOL} = 0,90$
- $f_{ANG}$ : Factor que depende del ángulo, considerando ángulo de compresión igual al de aproximación  $f_{ANG} = 0,96$
- $f_{TEMP} = 0,945$  Considerando temperatura de 40°C
- $f_{VEL} = 1,0$ , se considera que la velocidad de compresión supera los 5 s

De ese modo la capacidad de energía necesaria para cada elemento del sistema de defensas en el atraque normal de las embarcaciones será:

$$E_{RPD}^{Buq} = 2709 \text{ kNm}$$

$$E_{RPD}^{Bar} = 1906 \text{ kNm}$$

Las defensas deben ser seleccionadas de modo de soportar el impacto accidental del buque. Por esta razón, se seleccionaron las defensas de modo que en el impacto accidental las mismas soportaran el esfuerzo asumiendo que pueden alcanzar la deformación máxima admisible y deberán ser sustituidas por nuevas defensas.

La energía asociada al impacto accidental del buque se calculó de acuerdo a las recomendaciones establecidas en la R.O.M. 2.0, como se explicitó en el Capítulo 9.3.5.3, mayorando la energía anormal por el coeficiente 1,5.

En primera instancia se seleccionaron defensas SPC 200 para el caso de buques Panamax, y SPC 1600 para barcazas. Los valores nominales de éstas se presentan en Tabla 10-4.

	SPC 2000	SPC 1600
<b>Energía (kN.m)</b>	3894	1994
<b>Reacción (KN)</b>	3719	2376

Tabla 10-1 - Defensas SPC G2.0 - Valores nominales - Catálogo Fender Team.

Luego, debido a las curvas de comportamiento de las defensas (Gráfica 9-2), se observó que para la situación de ataque, si bien la energía con respecto a la energía nominal presentaba un valor bajo, la reacción transmitida a la estructura siempre era cercana al valor nominal y por tanto muy grande. Por esta razón, se decidió elegir dos defensas en paralelo, con un valor de energía y reacción nominal menor.

De acuerdo a las recomendaciones establecidas en la R.O.M 2.0, para defensas en paralelo, posicionadas paralelamente a la línea de ataque o verticalmente, solidarizadas mediante paneles o escudos frontales, la curva de comportamiento característica del conjunto para compresión uniforme se obtendrá asociando a cada deformación la suma de las reacciones que se producen en cada una de las unidades para dicha deformación, obtenidas por medio de sus propias curvas individuales de comportamiento características. Se seleccionaron defensas de igual material, por lo que se asume que ante un evento de ataque la deformación en ambas será la misma, y por lo tanto la energía absorbida en cada defensa será la misma (siendo la mitad de la energía cedida en el ataque).

Las energías en el ataque e impacto accidental considerando 2 defensas en paralelo se muestran en Tabla 10-2, para cada defensa. A partir de ellas se seleccionaron las defensas SPC 1600 tanto para buques como para barcazas, cuyos valores característicos se muestran en Tabla 10-3.

	Buque	Barcaza
<b>Ataque</b>	1355 kN.m	953 kN.m
<b>Impacto Accidental</b>	2032 kN.m	1429 kN.m

Tabla 10-2 - Energías de ataque e impacto accidental - dos defensas en paralelo.

	SPC 1600
<b>Energía (kN.m)</b>	1364
<b>Reacción (kN)</b>	1628

Tabla 10-3 - Defensas SPC G2.0 seleccionadas - Valores nominales - Catálogo Fender Team.

Defensa	H (mm)	$\phi D$ (mm)	$\phi d$ (mm)	t (mm)	E (mm)	$\phi PD$ (mm)	$\phi Pd$ (mm)	Peso (Kg)
SPC 1600	1600	2500	1400	80	105	2330	1120	4409

Tabla 10-4 - Defensas seleccionadas.

En la Figura 10-1 se observa un diagrama de las dimensiones presentadas.

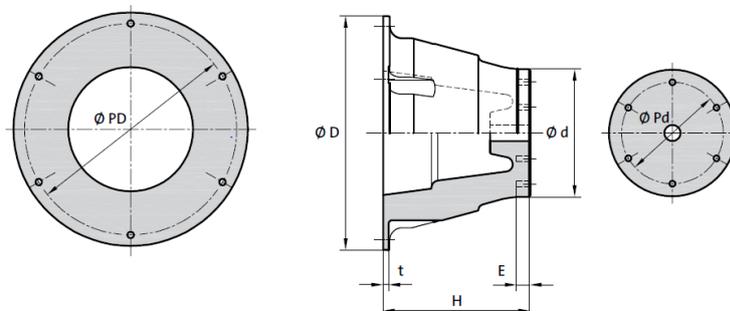


Figura 10-1 - Esquema defensas.

Para las defensas seleccionadas, se calcularon los esfuerzos transmitidos a la estructura tanto en la situación de atraque de cada embarcación como en el caso de impacto accidental.

	Buque	Barcaza
Atraque	3256 kN	2604 kN
Impacto Accidental	3256 kN	3256 kN

Tabla 10-5 - Esfuerzos transmitidos a la estructura durante atraque e impacto accidental.

## 11. BASES DE DISEÑO

Para la verificación de la obra de atraque y amarre se utiliza el procedimiento establecido en la R.O.M. 2.0-11. Éste consiste en comprobar distintos modos de fallo o parada operativa en aquellos estados que se considera que representan las situaciones límite desde el punto de vista del comportamiento resistente (estados límite últimos, ELU), de aptitud al servicio (estados límite de servicio, ELS) y de uso y explotación (estados límite operativos, ELO) a las que se considera que estará sometida la obra. Estos estados límite se llaman estados o situaciones de proyecto y están asociados con probabilidades de presentación en cada uno de los ciclos de sollicitación (condiciones de trabajo) a los que estará sometida la obra durante la fase de proyecto analizada.

Se entiende que una obra de atraque y amarre es suficientemente fiable, apta para el servicio y operativa cuando la probabilidad de que, durante cualquier fase de proyecto ocurra un modo de fallo o parada, considerando todos los ciclos de sollicitación a los que está sometida, es menor que la exigida para cada uno de estos modos, la cual deberá ser menor que la máxima definida como admisible de acuerdo a los índices de repercusión asignados a la obra.

El procedimiento de cálculo consiste en verificar el proyecto para todos y cada uno de los modos de fallo y de parada que pueden presentarse en cada tipo de estado límite, evaluar sus probabilidades de ocurrencia y la probabilidad conjunta de presentación de todos los modos de fallo principales, de forma que no superen los valores recomendados.

Del conjunto completo de modos de fallo o parada se deben identificar los que se producen simultáneamente, los mutuamente excluyentes y los no excluyentes. Y entre estos últimos, los que son independientes entre sí y los que están relacionados. En el Apartado 4.1.1. de la R.O.M. 2.0-11 se establecen los valores de compatibilidad y simultaneidad de las variables a tener presentes en el cálculo de las distintas condiciones.

Los modos de falla o parada que contribuyen en mayor medida a la probabilidad conjunta, se denominan modos de fallo o parada principales. La mejora de la fiabilidad de la obra frente ellos es muy difícil o realizable únicamente mediante aumentos muy importantes de los costos. Se considera que son los únicos determinantes para la parada conjunta.

Los modos de fallo o parada no principales son aquellos frente a los cuales la fiabilidad, funcionalidad u operatividad de la obra pueden verse mejoradas sustancialmente con pequeños incrementos en los costos. Los modos de fallo o parada considerados como no principales se deberán verificar con el criterio incondicional de no fallo, descritos en la Tabla 11-1, según el estado límite.

Probabilidad	Modo de fallo adscrito
$p_f < 10^{-4}$	Estado límite último
$p_f < 0,07$	Estado límite de servicio
$p_{parada} < 10^{-3}$	Estado límite de parada operativa

Tabla 11-1 - Probabilidad incondicional de no fallo.

La comprobación de que se produce el fallo o no fallo de un determinado modo se realiza a través de la formulación y resolución de una ecuación de verificación en el estado límite correspondiente a cada ciclo de sollicitación a los que está sometida la obra durante la fase considerada.

A los efectos del proyecto, la obra se verificará según la formulación determinista – probabilista.

No se verificará la fiabilidad de la obra en fase constructiva ni de desmantelamiento de las obras.

### **11.1. Formulación determinista-probabilista**

En esta formulación, el estado límite correspondiente a cada modo de fallo o parada y ciclo de sollicitación (condición de trabajo) queda definido por valores representativos de los factores de actuación simultánea que intervienen en la ecuación de verificación, asociados a probabilidades conjuntas de presentación en el ciclo de sollicitación considerado.

Las formulaciones deterministas-probabilistas no permiten obtener directamente las probabilidades de presentación de los modos de fallo. La aplicación de esta formulación exige previamente la definición de los valores representativos de los factores a adoptar, conjuntamente con los coeficientes parciales y globales, que llevan a la probabilidad de fallo objetivo.

### **11.2. Selección de estados a considerar**

Los estados o situaciones son agentes y acciones que, en general, son una simplificación de la realidad válida en un cierto intervalo de tiempo durante el cual los factores de proyecto y la respuesta estructural, funcional u operativa de la obra pueden suponerse estacionarios estadísticamente. Son utilizados para analizar un determinado modo de fallo adscrito a un estado límite de la obra o tramo de la misma.

Para cada modo de fallo, la selección de estados a considerar en los procesos de verificación se debe realizar analizando todas las posibles condiciones en las que se encontrará la obra de atraque durante cada una de las fases de proyecto, considerando cuando pueden adoptarse valores estacionarios en sentido estadístico de los diferentes factores de proyecto: geometría, propiedades y agentes y acciones.

Para métodos de Nivel I, los agentes están definidos por sus variables de estado.

Para obras de atraque y amarre se deben considerar como mínimo las siguientes condiciones de trabajo:

- Condiciones de trabajo operativas
- Condiciones de trabajo extremas
- Condiciones de trabajo excepcionales

Las condiciones de trabajo permiten definir las diferentes condiciones de simultaneidad y los valores compatibles de los agentes a los que está sometida la obra de atraque, las cuales caracterizan los estados límites que deben considerarse.

Las condiciones de trabajo se definen en función del agente considerado como predominante de acuerdo con los siguientes criterios:

- A) Estados representativos de los diferentes ciclos de sollicitación asociados a la explotación de la instalación de atraque: **Condiciones de trabajo operativas (CT1)**. En estas condiciones los agentes predominantes son los de uso y explotación, los cuales,

una vez definidos, pueden en general correlacionarse con los agentes climáticos (viento, oleaje, corriente, nivel y otras perturbaciones del medio físico).

- B) Estados representativos de los ciclos de sollicitación asociados a la actuación de agentes climáticos y térmicos de carácter extremo: **Condiciones de trabajo extremas (CT2)**. Son estados representativos de los ciclos de sollicitación de los agentes climáticos y térmicos (viento, oleaje, corriente, nivel, ...), que son considerados los agentes predominantes. En estas condiciones se considera que la obra de atraque y amarre no está operativa, salvo cuando el agente climático predominante no incida en la operatividad. Los estados límite en estas condiciones se definen a partir de los regímenes extremos conjuntos de los agentes climáticos.
- C) Estados representativos de los ciclos de sollicitación de una instalación cuando actúa un agente extraordinario o insólito: **Condiciones de trabajo excepcionales (CT3)**: estados representativos de los ciclos de sollicitación asociados a la actuación de un agente climático de carácter extraordinario (CT3,1), de una acción accidental o insólita (CT3,2). Los estados límites se definirán a partir de valores nominales o, en su caso, de los regímenes extremos de dichos agentes y de los regímenes medios del resto de agentes.

En el Apartado 3.3. de la R.O.M. 2.0-11, se establecen los modos de fallo asociados a los distintos estados límites. De acuerdo a este, los modos de fallo a verificar son:

**A) Modos de fallo adscritos a ELU**

Los modos de fallo adscritos a ELU se asocian a:

- Pérdida de equilibrio estático
- Estructurales o de inestabilidad interna
- Geotécnicos o de inestabilidad externa
- Fallos debidos al exceso de la presión de agua
- De inestabilidad hidráulica.

**B) Modos de fallo adscritos a ELS**

Deben analizarse los fallos asociados a:

- Durabilidad
- Reparabilidad
- Vibraciones excesivas
- Deformaciones excesivas

**C) Modos de parada asociados a ELO**

En este caso deben analizarse:

- Suspensión de la accesibilidad del buque a la instalación de atraque (y de la posibilidad de partida del buque desde el punto de atraque)
- Paralización de las operaciones de atraque
- Suspensión de la permanencia de los buques en el atraque
- Paralización de las operaciones de carga y descarga.

Se analizará para el diseño de los elementos estructurales, las condiciones de trabajo asociadas a los distintos modos de fallo. No se considerarán los modos de fallo adscritos a estados límite de servicio, ya que queda por fuera del presente proyecto de grado. De todas formas, se asume que se tendrán buenas prácticas de construcción, y se tomarán las medidas requeridas

para un buen funcionamiento de la obra, por ejemplo, se tomará un sobreaancho de las armaduras debido a los efectos de corrosión.

### 11.3. Método de los coeficientes parciales

Para verificar los modos de fallo y de parada se utilizará el método de los coeficientes parciales. El método consiste en evaluar la ecuación de verificación, escrita en formato de margen de seguridad, afectando los términos por coeficientes parciales y comparar el resultado con un valor del margen de seguridad,  $S > 0$ .

$$S = \sum_{i=1}^I a_i \cdot X_{1,i} - \sum_{j=1}^J b_j \cdot X_{2,j} > 0$$

**Ecuación 11-1 - Margen de seguridad, método de los coeficientes parciales.**

Para los coeficientes parciales se consideraron los presentados en las normas y recomendaciones utilizadas para el pre-diseño estructural de la obra: Proyecto y ejecución de Estructuras de Hormigón en masa o Armado, norma UNIT 1050:2005, del Instituto Uruguayo de Normas Técnicas (UNIT) y el Prontuario de Hormigón (EHE, 2008). Se adoptaron los coeficientes presentados en el EHE, que se muestran en la Tabla 11-2.

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

**Tabla 11-2 - Coeficientes parciales para fuerzas actuantes sobre la estructura - Prontuario de Hormigón EHE.**

## **12. CONDICIONES DE TRABAJO**

En este capítulo se presentan las condiciones de trabajo que deben tenerse en cuenta para la evaluación de los modos de fallo y parada operativa para la obra.

### **12.1. Modos de fallo adscritos a estados límite operativos**

#### **12.1.1. Planteo de condiciones de parada para cada modo de fallo**

Como se mencionó en el Capítulo 11, los modos de parada asociados a estados límite operativos (ELO) corresponden a:

- Suspensión de la accesibilidad del buque a la instalación de atraque (y de la posibilidad de partida del buque desde el punto de atraque)
- Paralización de las operaciones de atraque
- Suspensión de la permanencia de los buques en el atraque
- Paralización de las operaciones de carga y descarga.

En este apartado se plantean las condiciones de trabajo que se evaluaron para los modos de parada operativa que se listan más arriba. La determinación de las probabilidades de ocurrencia de cada modo de fallo se presenta posteriormente.

Cabe mencionar que dadas las características del emplazamiento (cauce fluvial), no se considera el oleaje como causante de parada operativa.

##### **12.1.1.1 Suspensión de la accesibilidad marítima del buque**

Dentro de los parámetros que limitan la accesibilidad marítima se tiene la insuficiencia de calado y las condiciones de operatividad de los remolcadores.

Dado que la profundidad de dragado se determinó para una probabilidad de que el buque toque fondo una vez en la vida útil de la instalación (25 años) igual a 0,10, se debe considerar la probabilidad de parada operativa por presentación de ese nivel en el año. Este nivel se presenta con una probabilidad anual de 0,004.

Por otra parte, la accesibilidad marítima está limitada por las condiciones de límite de operatividad de los remolcadores. Se consideró que los remolcadores no tienen limitada su operatividad en las condiciones del emplazamiento.

Debería considerarse la niebla como factor para los modos de parada operativa asociados a la accesibilidad marítima, dado que deben presentarse condiciones de visibilidad adecuadas para poder realizar estas maniobras. A falta de información sobre niebla en el emplazamiento, no se consideró su estudio.

Se consideró que la paralización de accesibilidad marítima se da siempre que el buque pueda atracar, por lo que si bien no se considera su modo de parada, sino que se contempla dentro de las paralizaciones de operaciones de atraque.

##### **12.1.1.2 Paralización de las operaciones de atraque**

Para el diseño del atraque, se consideró que las operaciones de atraque tuvieran lugar en condiciones climáticas favorables o moderadas. Los valores umbrales correspondientes a las

actividades de atraque son los establecidos en la Tabla 4.6.4.36 (R.O.M. 2.0-11). Estos valores se corresponden con los valores umbrales establecidos para las maniobras de atraque según sentido longitudinal al muelle en la Tabla 3.2.1.3. Dichos valores se detallan en Tabla 12-1 a continuación.

Parámetro	Valor umbral
$v_{viento\ 10,1\ min\ //}^6$	17 m/s
$v_{viento\ 10,1\ min\ \perp}$	10 m/s
$v_c\ 1\ min\ //$	1,0 m/s
$H_s\ //$	2 m

Tabla 12-1 - Paralización maniobra de Atraque.

Debe tenerse en cuenta también la insuficiencia de profundidad como causa de paralización de las operaciones de atraque.

#### 12.1.1.3 Suspensión de la permanencia del buque en el atraque

La suspensión de la permanencia del buque en el atraque puede darse por incompatibilidad entre la configuración del sistema de amarre, los medios auxiliares y los movimientos del buque; por insuficiencia de profundidad en el área de atraque y por superación de la máxima carga admisible en el casco del buque o en alguno de los elementos que conforman el sistema de amarre.

Para incompatibilidad del sistema de atraque, de acuerdo al Apartado 4.6.4.4.7.1.3, R.O.M. 2.0-11, a falta de estudios más precisos entre movimientos del buque y agentes actuantes sobre el mismo, se adoptaron como valores umbrales de la variable climática considerada como predominante que limita la permanencia del buque en el atraque, los recogidos en la Tabla 4.6.4.49, condiciones climáticas límite de permanencia del buque en el atraque Tipos I y II, para las cuales se definieron los amarres.

Parámetro	Valor umbral (m/s)
$v_{viento\ 10,1\ min}$	17
	25
$v_c\ 10\ min$	1

Tabla 12-2 - Condiciones límite de permanencia del buque en el atraque.

No se consideró, para el modo de fallo de permanencia del buque en el atraque, la superación de las máximas cargas admisibles en los amarres y casco del buque. Se deberá evaluar la necesidad de readaptar los sistemas de amarre para que sus características resistentes o las del casco del buque no sean causa de paralización.

#### 12.1.1.4 Paralización de las operaciones de carga y descarga

Las causas de paralización de las operaciones de carga y descarga se dan por razones intrínsecas de seguridad del equipo de operación, por incompatibilidad de los movimientos del buque atracado, o por rebases de la coronación.

<sup>6</sup> Con “//” se simboliza el sentido longitudinal a la estructura de atraque, mientras que “⊥” refiere a las acciones actuantes en sentido perpendicular a la misma.

La limitación de las operaciones por razones de seguridad del equipo está dada por la velocidad del viento. Se considera que el viento máximo al que pueden operar las grúas es  $24 \text{ m/s}$  en ráfagas de 3 s. Se consideró la probabilidad de excedencia en el año medio de este viento, en cualquier dirección para la probabilidad de parada de las operaciones por seguridad del equipo. Se consideraron además los límites de velocidad en sentido longitudinal y transversal al pantalán para la realización de las operaciones de carga y descarga.

Una vez que se cuente con los sistemas de carga y descarga seleccionados, y se obtengan sus especificaciones técnicas, se deberá verificar la condición de parada por incompatibilidad de niveles. En un principio, no se considerará esta causa de paralización previendo que se seleccionará el equipo para que esto no sea una causa de paralización de las operaciones de carga ni descarga.

La paralización de las operaciones por incompatibilidad de movimientos está limitada por los agentes: velocidad de corriente; velocidad de viento tanto perpendicular como paralela a la estructura de atraque; altura de ola y efectos hidrodinámicos inducidos por buques en tránsito. Los valores umbrales considerados fueron los establecidos en la Tabla 3.2.1.3 de la R.O.M. 2.0-11. Se detallan los mismos en la Tabla 12-3.

	Operaciones de carga	Operaciones de descarga
Parámetro	Valor umbral	Valor umbral
$v_{viento\ 10,3s}$ (m/s)	24	24
$v_{viento\ 10,1\ min\ //}$ (m/s)	22	22
$v_{viento\ 10,1\ min\ \perp}$ (m/s)	22	22
$v_{c,1min\ //}$ (m/s)	1,5	1,5
$v_{c,1min\ \perp}$ (m/s)	0,7	0,7
$H_s\ //$ (m)	1,5	1,0
$H_s\ \perp$ (m)	1	0,8

Tabla 12-3 - Condiciones límite operaciones de carga/descarga.

### 12.1.2. Verificación de condiciones de parada para cada modo de fallo

Para la verificación de los modos de parada operativa se exigió que las condiciones de parada correspondientes a la accesibilidad de los buques a la instalación sean más restrictivas que la paralización de las operaciones de atraque, ya que es conveniente que el buque pueda atracar siempre que pueda acceder a la instalación para no aumentar tiempos de espera, reduciendo el nivel de servicio. A su vez, se buscó que las condiciones de parada correspondientes a la permanencia de los buques en el atraque sean producidas por valores iguales o menos limitativos que las correspondientes a las operaciones de atraque, dado que el buque debe permanecer en el atraque siempre que pueda atracar en él.

Por otra parte, se consideró que las condiciones de parada correspondientes a la permanencia de buque en el atraque fueran producidas por valores menos limitativos de los agentes climáticos que las correspondientes a la realización de operaciones de carga y descarga, ya que el buque debe poder permanecer atracado cuando se paralizan las operaciones de carga y descarga debido a dichos agentes.

Una vez definidos, en magnitud y dirección, los valores umbrales de las variables de los agentes climáticos y de los agentes operativos que limitan la operatividad de la instalación de atraque para cada uno de los buques esperables en el mismo, tomando en consideración todas las causas de paralización, se determinó la probabilidad de parada operativa, para determinar el nivel de operatividad de la terminal.

La probabilidad de parada conjunta es la suma de las probabilidades absolutas de excedencia en el año medio de los umbrales de operatividad correspondientes a cada una de las variables predominantes independientes entre sí que limitan la operatividad de la instalación de atraque. En el caso de que varias variables que limitan la operatividad sean dependientes entre sí se adoptó como predominante aquella que, considerando los umbrales de operatividad en todas las direcciones, tiene mayor probabilidad de excedencia en el emplazamiento.

#### 12.1.2.1 Suspensión de la accesibilidad marítima del buque

Dado que se consideró que los remolcadores no tienen limitada su operatividad en las condiciones del emplazamiento, se tiene que factor limitante para la suspensión de la accesibilidad del buque es la insuficiencia de nivel. Como se mencionó anteriormente, la probabilidad del nivel mínimo para el diseño de la profundidad en el atraque donde se considera que el buque toca fondo con una probabilidad anual  $p = 0,004$ .

Se tiene entonces que **la probabilidad de parada por suspensión de la accesibilidad marítima del buque es de 0,004.**

#### 12.1.2.2 Paralización de las operaciones de atraque

En la Tabla 12-1 a continuación se presentan las probabilidades de excedencia en el año medio de los valores umbrales de los agentes climáticos detallados durante el planteo de las condiciones de parada por paralización de las operaciones de atraque.

Parámetro	Valor umbral	P excedencia (año medio)
$v_{viento\ 10,1\ min\ //}$	17m/s	0,0009
$v_{viento\ 10,1\ min\ \perp}$	10m/s	<b>0,0037</b>
$v_c\ 1\ min\ //$	1,0 m/s	<b>0,0076</b>
$H_s\ //$	2 m	0

Tabla 12-4 - Probabilidades superación valores umbrales.

Se debe considerar a su vez, la probabilidad de parada por insuficiencia de nivel, con probabilidad  $p = 0,004$ .

La paralización de las maniobras de atraque quedó determinada por la probabilidad de superación de la velocidad umbral, más la probabilidad de superación del viento umbral, y la insuficiencia de nivel. Para el viento límite, se determinó la altura de la ola correspondiente, la cual es menor al valor umbral límite, por lo que no se consideró.

**La probabilidad de parada por paralización de operaciones de atraque en el emplazamiento es de 0,0153.**

### 12.1.2.3 Suspensión de la permanencia del buque en el atraque

En la Tabla 12-2 se presentan las probabilidades de excedencia en el año medio calculadas para los valores umbrales planteados para los distintos agentes con influencia en la suspensión de la permanencia del buque en el atraque.

Parámetro	Valor umbral (m/s)	Probabilidad excedencia
$v_{viento\ 10,1\ min}$	17	0,0074
	25	<b>0,0005</b>
$v_c\ 10\ min$	1	<b>0,0076</b>

Tabla 12-5 - Probabilidades superación condiciones límite de permanencia del buque en el atraque.

Al igual modo que para modos de fallo de accesibilidad marítima, se considerará la probabilidad de parada por insuficiencia de nivel.

Dado que el viento y la velocidad de la corriente son variables independientes, se tomó la probabilidad de superación de la velocidad del viento de 25 m/s por ser esta menos limitativa (entre condiciones Tipo I y II) y permitir la permanencia del buque en el atraque. La probabilidad de parada asociada a este modo de parada quedó determinada por la suma de la probabilidad de excedencia del viento límite de 25 m/s (para el cual la ola asociada no supera el valor límite establecido de 2 m), y la de superación del valor umbral de corriente para estas tareas.

**La probabilidad de parada debido a la paralización de permanencia del buque en el atraque es de 0,0166.**

### 12.1.2.4 Paralización de las operaciones de carga y descarga

Para hallar las probabilidades de los distintos agentes, se consideró cada uno de ellos como predominantes, tomando los valores umbrales para operaciones de carga y descarga para equipos convencionales establecidos en la Tabla 3.2.1.3 de la R.O.M. 2.0-11. Se evaluó cuál de ellos es más limitativo para las operaciones. Las probabilidades determinadas se presentan en la Tabla 12-6.

Parámetro	Operaciones de carga		Operaciones de descarga	
	Valor umbral	P excedencia	Valor umbral	P excedencia
$v_{viento\ 10,3s}$ (m/s)	24	<b>0,0017</b>	24	<b>0,0017</b>
$v_{viento\ 10,1\ min\ //}$ (m/s)	22	0,0001	22	0,0001
$v_{viento\ 10,1\ min\ \perp}$ (m/s)	22	0,0001	22	0,0001
$v_{c,1min\ //}$ (m/s)	1,5	0	1,5	0
$v_{c,1min\ \perp}$ (m/s)	0,7	0	0,7	0

Tabla 12-6 - Probabilidades superación valores umbrales de operaciones de carga y descarga.

Para las operaciones de carga y descarga, el viento crítico es el valor umbral asociado a la seguridad de los equipos, por tener mayor probabilidad de excedencia en el emplazamiento. A esto, se le debe sumar la probabilidad de superar la velocidad límite de corriente para realizar las operaciones de carga o descarga, la cual no se consideró por ser nula.

De lo anterior se extrajo que **la probabilidad de parada asociada al modo de fallo de paralización de operaciones de carga o descarga es de 0,0065.**

### 12.1.2.5 Probabilidad conjunta de fallo modo de parada operativa

Se verificó que la probabilidad de fallo conjunta de los modos de fallo de parada operativa no superara el valor límite establecido de acuerdo a la caracterización de la obra de 0,15. Sumando todas las probabilidades de los modos de parada operativa se obtuvo una probabilidad de parada conjunta de 0,0589 tanto para carga de buques, como para descarga de barcasas. La operatividad de la obra es mayor a la requerida.

## 12.2. Modos de fallo adscritos a estados límite últimos

Los modos de fallo adscritos a estados límites últimos (ELU) se asociaron a:

- Pérdida de equilibrio estático
- Geotécnicos o de inestabilidad externa
- Estructurales o de inestabilidad interna
- Fallos debidos al exceso de la presión de agua
- De inestabilidad hidráulica.

Para la verificación de estos modos, se verificarán modos de fallo globales (asociados a fallas geotécnicas o de inestabilidad externa) y modos de fallo locales (asociados a problemas estructurales o de inestabilidad interna). No se considerará la pérdida de equilibrio estático debido a la tipología de la estructura (pilotes).

Dadas las probabilidades de fallo conjuntas determinadas para el proyecto de la obra de acuerdo a los índices de repercusión,  $p_{f,ELU} = 0,10$ , con objetivo de repartir la probabilidad de fallo en los distintos modos, se considerarán para los distintos modos asociados a estados límite último probabilidades de fallo menores al 5%. Dado esto, se utilizarán para la definición de las condiciones de trabajo los valores de períodos de retorno recomendados en los distintos apartados de la R.O.M. 2.0-11. Se debe aclarar que para métodos de nivel I, y probabilidades de fallo pequeñas, el valor de la probabilidad adjudicada al modo de fallo no se corresponde con la probabilidad de excedencia del valor representativo de la variable principal del agente predominante considerado. Esto se debe a que, por ejemplo, el hecho de que tomar valores con probabilidades de presentación bajas de los agentes climáticos, asociados a períodos de retorno altos en funciones extremas con intervalos de confianza muy grandes, puede llevar a un sobredimensionamiento excesivo de la obra.

De acuerdo a los agentes actuantes sobre la estructura de atraque, en las diferentes condiciones de trabajo, se concluyó que las condiciones de trabajo a considerar son las que se enumeran a continuación. Éstas fueron utilizadas para el pre-diseño estructural de la terminal, con el objetivo de cumplir con la probabilidad conjunta de fallo.

Para el planteo de estas situaciones, se parte de las relaciones de dependencia o independencia entre parámetros de agentes climáticos evaluadas para el emplazamiento en etapas anteriores. Los períodos de retorno adjudicados se basan en las recomendaciones presentes en la Tabla 4.6.2.2. (R.O.M. 2.0-11). A su vez, la consideración o no de agentes, y los valores a adoptar de los mismos se basan en las especificaciones de dichas recomendaciones, establecidas para cada uno. Debe tenerse presente que aunque las condiciones sean extremas, en algunos casos puede que el puerto se encuentre en condiciones operativas pudiéndose encontrar un buque.

A continuación se planten las condiciones de trabajo que deberán evaluarse una vez que se cuente con el diseño estructural.

**CT2,1):** Se considera que el agente predominante es la velocidad de la corriente, asociando esta a un período de retorno de 50 años. Para este estado meteorológico, se adopta el nivel correspondiente a un período de retorno de 5 años, al igual que el viento, obteniendo el oleaje a partir de éste último. En la Tabla 12-7 a continuación se presentan los valores para las distintas variables mencionadas y restantes variables climáticas que caracterizan este estado.

CT 2,1	
Parámetro	Valor
Nivel (m)	3,69
v corriente (m/s)	1,30
v viento (m/s)	21,20
Dir viento (°)	266,00
Hs (m)	1,06
T ola (s)	5,00
L ola (m)	38,99

Tabla 12-7 – Características climáticas – CT 2,1.

En este caso el valor considerado de corriente supera el umbral de operatividad (1 m/s) para operación de atraque y para permanencia de buque en el atraque (1 m/s); por lo que no se tendrán en cuenta en este caso las acciones debidas a la presencia de un buque atracado.

Los esfuerzos presentes en este estado de sollicitación se deben a la corriente y el oleaje sobre la estructura, el peso propio de las grúas y las cargas debidas a los esfuerzos del viento<sup>7</sup>.

**CT2,2):** Por si fuera más desfavorable para el modo de fallo que la condición CT2,1, se considera que el agente predominante corresponde al nivel, asociando a éste a un período de 50 años. Se completa el estado meteorológico considerando corriente y viento asociados a un período de retorno de 5 años. Al igual que en la condición anterior el oleaje estará determinado directamente por el valor del viento. Los valores de las variables climáticas se muestran en la Tabla 12-8 a continuación.

CT 2,2	
Parámetro	Valor
Nivel (m)	4,53
v corriente (m/s)	0,70
v viento (m/s)	21,20
Dir viento (°)	266,00
Hs (m)	1,06
T ola (s)	3,46
L ola (m)	18,67

Tabla 12-8 – Características climáticas – CT 2,2.

<sup>7</sup> En el ANEXO III, se muestran los esfuerzos de cada condición de trabajo.

En este caso la combinación de valores de corriente e intensidad de viento consideradas encuentran dentro de los márgenes de operatividad que permiten la permanencia del buque en el atraque (corriente de 1 m/s y viento de 25 m/s) y el desarrollo de las operaciones de carga y descarga (corriente de 1,0 m/s y viento de 22 m/s).

Se consideran los esfuerzos producidos sobre la estructura por la acción del viento, corriente y oleaje así como de un buque y una barcaza amarrados (según la dirección de los esfuerzos de viento y oleaje, el buque se encuentra comprimiendo las defensas y la barcaza se encuentra traccionando los amarres). Se consideran a su vez los pesos propios de la estructura, de las grúas y sobrecargas de estacionamiento de los equipos de carga y descarga<sup>8</sup>, generadas cuando estos se encuentran operativos.

**CT2,3):** Se considera también que el agente predominante pueda ser el viento, asociando éste a un período de retorno de 50 años, con su valor de altura de ola correlacionada. En este caso, se considera la corriente y el nivel asociados a un período de retorno de 5 años. Los valores utilizados se muestran en la Tabla 12-9.

CT 2,3	
Parámetro	Valor
Nivel (m)	3,69
v corriente (m/s)	0,70
v viento (m/s)	26,30
Dir viento (°)	266,00
Hs (m)	1,33
T ola (s)	3,08
L ola (m)	14,80

Tabla 12-9 - Características climáticas – CT 2,3.

En este caso la intensidad del viento es suficiente para detener todas las operaciones en la terminal (17 m/s para operación de atraque; 22 m/s para carga y descarga y 25 m/s para permanencia en el atraque), por lo que no se consideran esfuerzos por buque atracado u operación de equipos de carga o descarga. Se consideran los esfuerzos producidos por el viento, el oleaje, la corriente y los pesos propios de la estructura y las grúas.

**CT3.1,1):** Se considera la acción de un viento de carácter excepcional, considerando los momentos que el efecto de ésta variable climática sobre las grúas ocasionan en la estructura. En estas condiciones, los dispositivos de anclaje de las grúas se encuentran activados (valor máximo admitido por la grúa, que compromete su estabilidad – 40 - 42 m/s). Se tomará un viento de período de retorno asociado a la superación del valor límite de viento para la activación de los dispositivos, (aproximadamente 1600 años). Se tomará para nivel y velocidad de corriente los asociados a un período de retorno de 5 años. Los valores utilizados se presentan en la Tabla 12-10.

<sup>8</sup> Como se mencionó en el Capítulo 9.3, considerar la sobrecarga de estacionamiento cubre del lado de la seguridad las cargas debidas a las cintas transportadoras.

CT 3.1,1	
Parámetro	Valor
Nivel (m)	3,69
v corriente (m/s)	0,70
v viento (m/s)	42,00
Dir viento (°)	266,00
Hs (m)	2,19
T ola (s)	4,71
L ola (m)	34,60

Tabla 12-10 - Características climáticas – CT 3.1,1.

Al igual que para la condición anterior en este caso la terminal se encuentra fuera de operación debido al valor de viento y no se consideran fuerzas producidas por buque atracado u operación de grúas.

**CT2,4):** Se considera el nivel como agente predominante, en condiciones climáticas extremas. Se evalúan las subpresiones y esfuerzos de arrastre generados. Para esto, se considera el nivel mínimo con un período de retorno de 50 años. Para la velocidad, y el viento se adoptan los valores asociados a un período de retorno de 5 años en su distribución de extremos, con el oleaje correspondiente con el valor de intensidad de viento. Los valores de los agentes se muestran en la Tabla 12-11.

CT 2,4	
Parámetro	Valor
Nivel (m)	0,40
v corriente (m/s)	0,70
v viento (m/s)	21,20
Dir viento (°)	266,00
Hs (m)	1,06
T ola (s)	3,46
L ola (m)	18,67

Tabla 12-11 - Características climáticas – CT 2,4.

En este caso los valores de corriente y viento permiten la permanencia del buque en el atraque y las operaciones de carga y descarga, por lo que se consideran además las sobrecargas de estacionamiento debidos a la grúa y las asociadas a la presencia de embarcaciones en el atraque con fuerza de amarre y atraque actuando en la misma dirección (buque comprimiendo las defensas y barcaza tensionando sus amarres).

**CT3.2,1):** Se considera el pantalán en condiciones operativas, con el impacto accidental de buque como agente insólito. Se toma como agente climático predominante el viento, adoptando la máxima velocidad de aproximación del buque permitida para el emplazamiento. Se considera la fuerza del impacto generada por el buque, así como las acciones del viento, corriente, oleaje sobre la estructura. Se consideran además los pesos propios de la estructura y grúas, y no se considera la sobrecarga debido a los efectos inerciales, ya que se asume que la grúa no está operativa. La Tabla 12-12 muestra los valores adoptados.

CT 3.2,1	
Parámetro	Valor
Nivel (m)	1,67
v corriente (m/s)	0,26
v viento (m/s)	17,00
Dir viento (°)	263,07
Hs (m)	0,85
T ola (s)	3,15
L ola (m)	15,52
v aproximación buque (m/s)	2,0

**Tabla 12-12 - Características climáticas – CT 3.2,1.**

**CT1,1):** Se considera la estructura en condiciones operativas límite con buque y barcaza amarrados, con fuerza de amarre y atraque actuando en la misma dirección. Se considera que el agente predominante es el viento. Se toma el valor límite de operatividad más restrictivo para el viento, mientras que para los agentes independientes se considerará la probabilidad absoluta de no excedencia del 50% en régimen medio. Se verificarán las tensiones máximas admisibles en los amarres, dispositivos de anclaje y defensas. Los valores a utilizar para los agentes se detallan en la Tabla 12-13.

CT 1,1	
Parámetro	Valor
Nivel (m)	1,67
v corriente (m/s)	0,26
v viento (m/s)	17,00
Dir viento (°)	263,00
Hs (m)	0,85
T ola (s)	3,15
L ola (m)	15,48

**Tabla 12-13 - Características climáticas – CT 1,1.**

**OTRAS:**

Cabe destacar que se evaluarán los efectos de socavación y erosión local generada por la estructura, ver Estudio de impactos hidromorfológicos en Estudio de Impacto Ambiental, y Capítulo 14.

### **13. PRE-DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALÁN Y DUQUES DE ALBA**

Se realizó un pre-diseño estructural de las distintas estructuras que comprende la obra, a modo de cuantificar materiales. Esto permitió tener una aproximación de los costos para la construcción de la misma. Para ello, se consideraron las condiciones de trabajo descritas en el Capítulo 12. Para cada condición de trabajo se determinaron las acciones actuantes sobre las estructuras, en función de los agentes, ponderando cada una por el factor de seguridad, definidos en el Capítulo 11.3.

Se diseñó el pantalán de la terminal (estructura principal) y los cuatro duques de alba para amarres de largos y trasveses. Por razones constructivas se decidió diseñar todos los pilotes de iguales características.

Se distribuyen los puntos de amarre de manera simétrica respecto del eje de simetría en la dirección transversal del plano del pantalán, de modo que los esfuerzos también sean simétricos. No se toman en cuenta los efectos de dilatación térmica de la estructura, considerándose que se tomarán suficientes juntas de dilatación.

El diseño estructural es un proceso iterativo donde se debe definir: cantidad de pilotes, configuración de la distribución de los pilotes, cuantía de acero en los pilotes, entre otros. El diseño se realiza para el estado límite último de la estructura.

Como metodología de trabajo se optó por realizar algunas hipótesis de rigidez de la estructura, y de transmisión de esfuerzos, y proceder al dimensionamiento de los elementos estructurales.

Los pilotes serán perforados entubados, con camisa perdida. Se consideró como armadura el acero de la camisa, debiendo agregar armadura si ésta no fuera suficiente.

Cabe mencionar que todos los cálculos fueron realizados en base a simplificaciones consideradas, a modo de tener un orden de magnitud de volumen de hormigón, y una aproximación de cuantía de cada elemento estructural.

#### **13.1. Programas computacionales utilizados**

Se utilizaron dos programas computacionales para el cálculo estructural, F-Tool y el Prontuario Informático de Hormigón Armado.

El programa F-Tool permite analizar estructuras de dos dimensiones, formadas sólo por barras sometidas a cargas en el plano de la propia estructura con los coeficientes parciales correspondientes, devolviendo como salida el diagrama de solicitaciones de las barras.

El prontuario permite, al introducir una sección y las solicitaciones a las que estará sometida, calcular la cuantía de acero a utilizar en los pilotes para poder determinar el metraje de la obra, siguiendo los estándares de EHE.

#### **13.2. Geotecnia**

Es importante para el diseño de los pilotes conocer la longitud de empotramiento. Esto es función de las características del suelo. Se partió de la hipótesis que existe una profundidad de empotramiento del pilote dada, es decir, que a partir de cierta profundidad el pilote trabaja como una ménsula. Para cuantificar realmente esta longitud de empotramiento se debería

utilizar un programa de elementos finitos, modelando los esfuerzos del espesor del suelo con resortes de distintas constantes de elasticidad, de modo de considerar los aportes que realiza el mismo. Calibrar estos programas es muy difícil debido a la falta de datos. Asumiendo una profundidad de empotramiento se está del lado de la seguridad porque se desprecian los aportes resistentes del suelo desde el empotramiento hasta la superficie. Cabe destacar que muchos de los esfuerzos a los que se encuentra sometida la estructura corresponden a esfuerzos dinámicos, como ser el atraque de un buque, para los cuales el suelo tiene una buena respuesta elástica.

Como se mencionó en el Capítulo 3, se pudo acceder a distintos estudios de suelo. Se tomaron como referencia distintos estudios de suelo realizados en el área de interés y áreas cercanas. Los ensayos obtenidos se realizaron en Barranca los Loros, y en Higuieritas, ver Figura 13-1.



**Figura 13-1- Ubicación de los estudios geotécnicos disponibles.**

Observando los ensayos, debido a los resultados de resistencia del suelo se confirmó que se tiene la formación Fray Bentos. El perfil de suelo está formado por limos arenosos y arenas limosas. A medida que aumenta la profundidad, se encuentra material cementado con consistencia dura, como si fuera una roca, propia de la formación.

Se observó que la profundidad a la cual se encuentra el suelo de consistencia dura es variable. En algunos sitios es menor, en otros mayor, y en algunos de los ensayos se encontró el suelo firme seguido de arenas limosas o limos arcillosos de menor resistencia. Sin embargo, observando todos los ensayos conjuntamente se pudo concluir que partir de la cota -13 mWh se encuentra un suelo firme y duro con la resistencia necesaria para fundar. Por lo tanto, se tomó como referencia que el suelo duro con resistencia requerida para fundar se encuentra dicha cota.

En cuanto a la longitud de los pilotes para considerar el empotramiento, según las recomendaciones del Ing. Hasard<sup>9</sup>, se puede considerar que de 3 a 5 diámetros por debajo de

---

<sup>9</sup> En consulta realizada para este proyecto de grado al Msc. Ing. Hasard, Profesor Adjunto (Gr 4) Departamento de Ingeniería Geotécnica, Instituto de Estructuras y Transporte (IET-FI-UdelaR)

la cota del suelo resistente se encuentra el empotramiento. Dado que la obra contará con un dragado posterior a cota -15,0mWh, los 3-5 diámetros por debajo del suelo firmen serán a partir de dicha cota.

Por otro lado, vale la pena mencionar, que se recomienda de modo de asegurar dicho empotramiento, que el pilote sea construido a su vez entre 5 y 8 diámetros por debajo del empotramiento.

### 13.3. Pre-diseño estructural de pilotes – primera aproximación

En primera instancia, se consideró que la losa era rígida en el plano horizontal y que estaba compuesta por vigas perpendiculares solidarias, tanto para la estructura del pantalán como para los duques de alba. Se realizaron ciertas hipótesis sobre la distribución de los esfuerzos sobre la estructura. Se determinó una configuración de pilotes, y se diseñaron los mismos de acuerdo a las suposiciones realizadas. Se encontró que bajo las hipótesis adoptadas, con una separación de 2,3 m entre pilotes no era posible llevar los esfuerzos. De todos modos se presentan las consideraciones realizadas, ya que permite visualizar la importancia de los esfuerzos sobre la estructura.

Del punto de vista estructural se consideró que los pilotes trabajaban como vigas biempotradas con empotramiento libre en el extremo que apoya la losa, como se ilustra en la Figura 13-2.



Figura 13-2 - Esquema estructural adoptado.

Las cargas horizontales sobre la losa se transmiten horizontalmente a los pilotes, según su distancia al centro de masa de la losa. A mayor radio de distancia, mayor es el esfuerzo a soportar debido al giro que se produce en la losa (ver Capítulo 13.3.1). Para los esfuerzos verticales, se consideró que los esfuerzos verticales puntuales, como son el peso de las grúas, se lo llevan los pilotes que están debajo de las mismas.

#### 13.3.1. Analogía con tornillos

Para determinar los esfuerzos sobre cada pilote, se utilizó una analogía con conexiones atornilladas cargadas excéntricamente con tornillos sujetos a corte excéntrico, según el método elástico. Este método ignora fricción o resistencia al deslizamiento entre las partes conectadas, supuestas completamente rígidas, presentando resultados muy conservadores (Mc Cormac, 2002).

Se suponen unos tornillos sujetos a una carga  $P$  con una excentricidad  $e$  con respecto al centro de gravedad del grupo de tornillos. La fuerza en un tornillo determinado equivale a la fuerza  $P$  dividida entre el número de tornillos del grupo, más la fuerza debida al momento ocasionado por el par de fuerzas de brazo  $e$ . Éste momento hace girar la placa alrededor del centro de gravedad de la conexión deformando a un determinado tornillo, proporcionalmente a su distancia al centro de gravedad ( $d_i$ ). La mayor rotación ocurre en el tornillo cuya distancia al centro de gravedad es máxima, al igual que el esfuerzo (proporcional a la deformación en el intervalo elástico).

Se considera que la rotación produce las fuerzas  $r_i$  en los tornillos a distancia  $d_i$  del centro de gravedad. El momento transmitido a los tornillos debe equilibrarse con los momentos resistentes.

$$M_{cg} = P e = \sum r_i d_i = r_1 d_1 + r_2 d_2 + \dots + r_n d_n$$

Como la fuerza causada en cada tornillo es directamente proporcional su distancia al centro de gravedad, la fuerza en cada tornillo puede escribirse:

$$r_i = \frac{M d_i}{\sum d^2}$$

El problema de este método es que se supone que hay una relación lineal entre las cargas y las deformaciones en los conectores y que además sus esfuerzos de fluencia no se exceden cuando se alcanza la carga última en la conexión. Igualmente se asume que los resultados para estos fines son adecuados.

### 13.3.2. Ejemplo de cálculo

Bajo las hipótesis establecidas, y aplicando el método del análisis elástico, se obtuvieron los esfuerzos sobre la estructura.

Se tienen esfuerzos verticales, y esfuerzos horizontales. Los esfuerzos horizontales se dividen entre los que se consideran aplicados en el centro de masa, como ser los esfuerzos del viento o del oleaje sobre la estructura, que se dividen de manera uniforme entre los pilotes considerados y esfuerzos aplicados con cierta excentricidad, como ser los esfuerzos horizontales de las grúas o el atraque de un buque, que generan un momento. A partir del método del análisis elástico, se obtuvo una resultante debido al momento de éstos últimos, aplicándola en el empotramiento superior en cada pilote. A su vez, se tienen los esfuerzos del oleaje, y de la corriente sobre el propio pilote, que tienen su punto de aplicación a lo largo del pilote.

Dado la configuración adoptada, se tiene que el pilote trabaja a flexión desviada, es decir, directa y momento flector.

Una vez calculados todos los esfuerzos, se observó que los esfuerzos horizontales presentan distintas direcciones. Dado que la sección de los pilotes es circular, debiendo armar para la peor condición. Se dividieron los esfuerzos en dos direcciones ( $x$ : longitudinal al pantalán, e  $y$ : transversal - ver Figura 13-3) y se calcularon los momentos en ambas direcciones adoptando para el diseño de la sección del pilote el mayor de ellos. Para determinar el estado de sollicitación se utilizó el F-Tool.



Figura 13-3 - Dirección de los ejes para el cálculo de los esfuerzos.

A continuación se muestran los esfuerzos resultantes para dos condiciones de trabajo evaluadas, así como sus momentos flectores. Las condiciones de trabajo se detallan en Capítulo 12 y los esfuerzos se encuentran en el ANEXO III. Para el caso ilustrado se consideraron pilotes de 1 metro de diámetro, y espaciados aproximadamente 2,3 m; formando una grilla de 5 pilotes en el ancho del pantalán y 23 en el largo.

**Condición de trabajo CT2,2:**

Esfuerzos	
<b>Losa (empotramiento)</b>	
z (m)	24,7
Fx (KN)	5,1
Fy (KN)	-0,3
Fz(KN)	-1.290,4
<b>Corriente - CM</b>	
z (m)	13,77
Fx (KN)	-5,5
Fy (KN)	0,0
<b>Oleaje (Pto aplicación)</b>	
z (m)	22,0
Fx (KN)	-6,4
Fy (KN)	-23,1

Tabla 13-1 - Esfuerzos CT2,2.

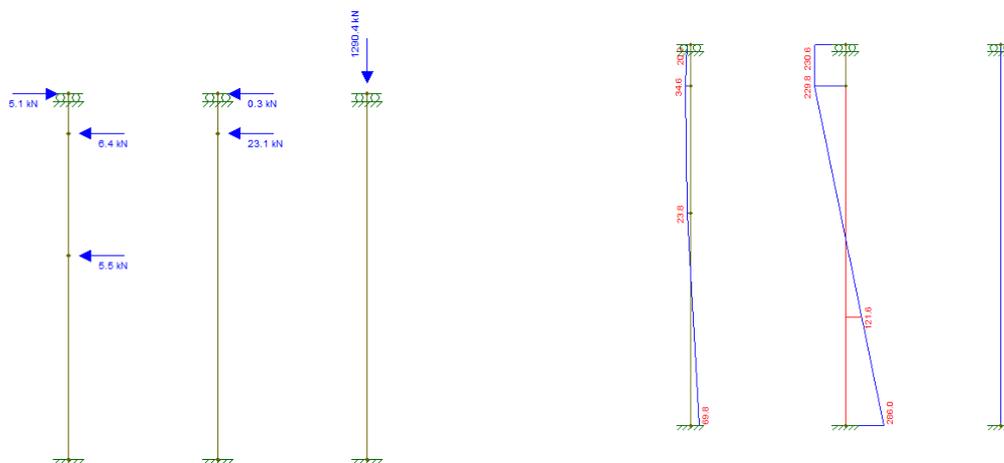
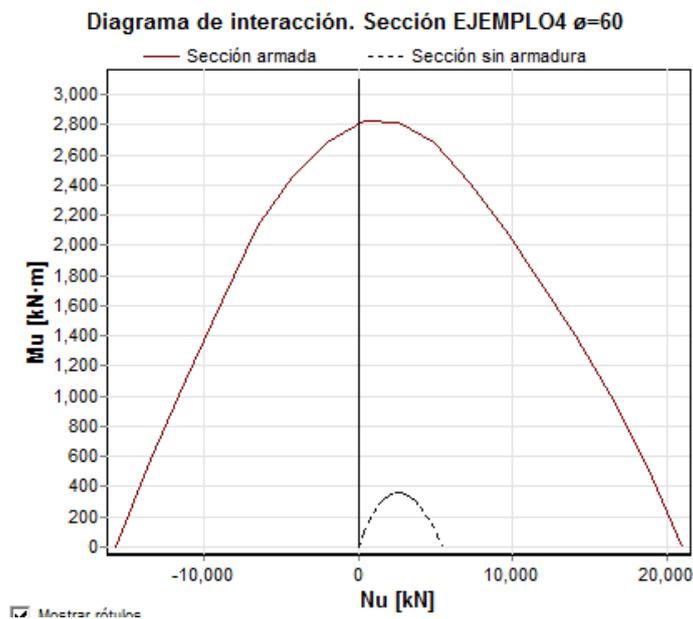


Figura 13-4 - Esfuerzos CT2,2 y Momentos (de izquierda a derecha: eje x, eje y y eje z).

Como se observa en las figuras, el momento flector máximo en este caso es de 286 kN.m, y la directa máxima es de 1.290 kN.

Utilizando el Prontuario informático, se tiene que para una sección circular de 1 m de diámetro, si bien se supera la cuantía máxima recomendada por el EHE, los esfuerzos se pueden llevar. Para calcular esto se utilizó armadura  $\phi$  60 de acero B500-S y hormigón C-40.



Gráfica 13-1 - Solicitaciones máximas llevadas por una sección circular de 1m y  $\phi$  60.

Como se puede observar en la Gráfica 13-1, el momento máximo que se puede llevar con esta sección es de 2.816,5 kN.m, por lo que esta condición de trabajo no presenta dificultades mayores. Sin embargo, en el caso de las condiciones de trabajo donde se tiene el atraque del buque, como se muestra a continuación, se tienen momentos mayores y no se pueden llevar con esta sección.

**Condición de trabajo CT1,1**

Esfuerzos	
<b>Losa (empotramiento)</b>	
z (m)	25
Fx (KN)	-2.689
Fy (KN)	1.190
Fz(KN)	-1.042
<b>Corriente - CM</b>	
z (m)	12,34
Fx (KN)	-0,8
Fy (KN)	0
<b>Oleaje (Pto aplicación)</b>	
z (m)	19,4
Fx (KN)	-4,7
Fy (KN)	-18,7

Tabla 13-2 - Esfuerzos CT1,1.

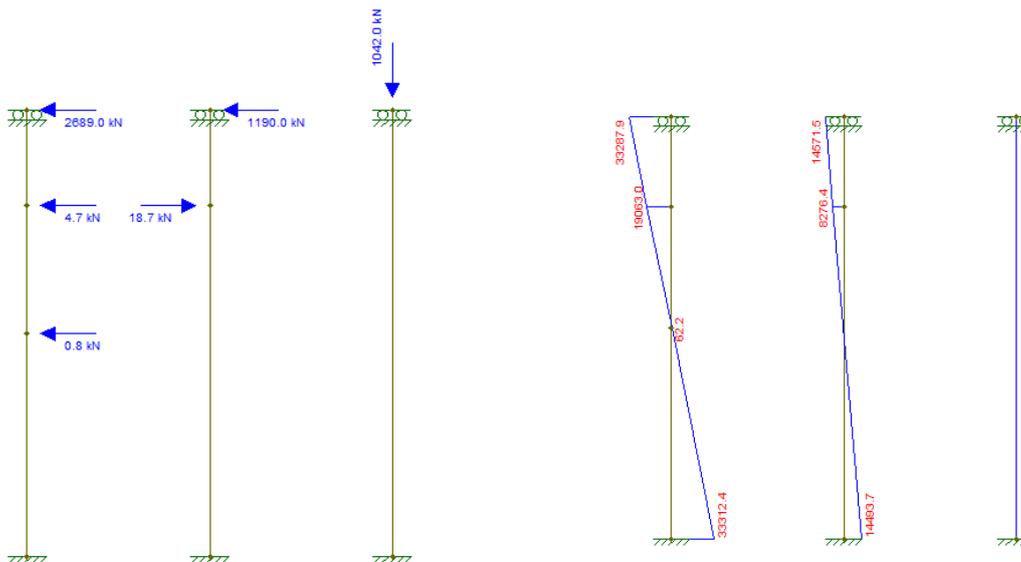


Figura 13-5 - Esfuerzos y momentos CT1,1 (de izquierda a derecha: eje x, eje y, eje z).

En este caso, la directa máxima es de 1.042 kN, lo cual se puede resolver con un pilote de 1m de diámetro, como se observa en la Gráfica 13-1. Sin embargo, el momento máximo en este caso es de 33.288 kN.m, que no es posible llevar con la sección considerada. Por lo tanto se realizó una segunda aproximación al problema.

### 13.4. Pre-diseño estructural de pilotes - segunda aproximación

Durante la primera aproximación se observó que los mayores esfuerzos se generan por el ataque del buque (como se muestra en la condición de trabajo CT1,1) por lo que se decidió colocar pilotes inclinados en la zona de atraque de modo de llevar los esfuerzos horizontales generados por esta situación. Se colocan dos pilotes inclinados como bielas de un reticulado, trabajando a directa (ver Figura 13-6). Los pilotes inclinados se encuentran empotrados en el suelo, y con un apoyo simple en la parte superior.

Estos pilotes generan un punto rígido en la losa lo que podría generar un giro en torno al mismo. Por esta razón, se decide colocar de forma simétrica otro par de pilotes inclinados en el otro extremo de la estructura impidiendo el giro.

Para los efectos verticales se toma la misma consideración que en la primera aproximación, considerando que los esfuerzos puntuales se dividen entre los pilotes sobre los que se encuentran apoyados.

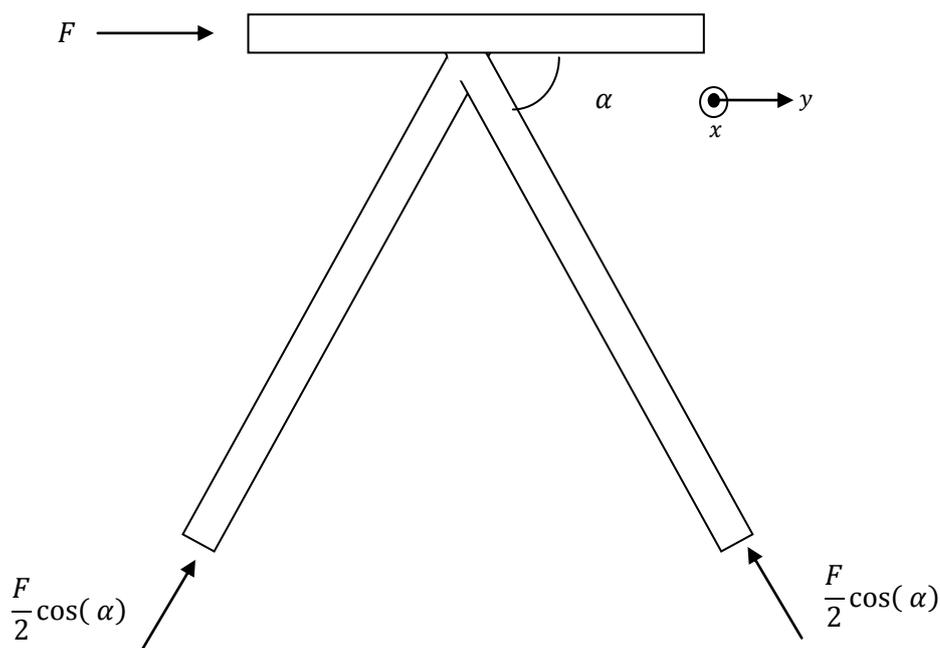


Figura 13-6 – Esquema pilotes inclinados- estructura propuesta.

### 13.4.1. Diseño de estructuras por pandeo

Los pilotes se encuentran sometidos a directa, por lo que se diseñan por pandeo. El pandeo es un fenómeno de inestabilidad elástica que se da en elementos estructurales esbeltos, pudiéndose generar importantes desplazamientos transversales.

Los pilotes se modelan como barras empotradas en el extremo inferior, según las consideraciones mencionadas anteriormente, con el extremo superior apoyado según el caso como se menciona más adelante.

Para el diseño de los pilotes por pandeo se recurre a la Norma UNIT 1050:2005 para estructura de hormigón armado. A continuación se definen los parámetros considerados y el proceso de cálculo.

La esbeltez ( $\lambda$ ) de un elemento estructural se define como la relación entre la luz de pandeo y el radio de giro ( $\rho$ ) de la sección considerada del elemento estructural. La luz de pandeo, es función de las rigideces relativas de las vigas y soportes.

$$\lambda = \frac{L_p}{\rho}$$

Con:  $\rho = \sqrt{\frac{I}{A}}$ ;  $L_p = \beta L$

Donde:

- $I$ : Inercia
- $A$ : Área
- $L$ : Longitud de la barra
- $\beta$ : Parámetros que depende de los vínculos:
  - o  $\beta = 0,7$  en el caso de barras empotradas apoyadas

- $\beta = 2$  en el caso de barras tipo ménsula
- $\beta = 1$  en el caso de barras biempotradas con un empotramiento libre

La norma establece un método simplificado para utilizar siempre que la esbeltez del elemento estructural se encuentre por debajo de 100, y el método general para cuando la esbeltez se encuentra entre 100 y 200, no recomendando el diseño de elementos estructurales con esbeltez mayor.

Dado los vínculos que se adoptaron para los pilotes verticales, el diámetro mínimo considerado para poder aplicar este método de cálculo es de  $D=1\text{m}$ . Se verificaron distintas configuraciones de modo de intentar minimizar la cantidad de pilotes.

La comprobación del pandeo consiste en demostrar que para una condición de trabajo, es posible encontrar un estado de equilibrio estable entre las fuerzas exteriores e interiores, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden.

El método consiste en considerar las siguientes excentricidades:

- $e_0$ : Excentricidad de primer orden  $e_0 = \max \left\{ \frac{1 \text{ cm}}{L_p/300} \geq e_{accidental} \right.$
- $e_a$ : Excentricidad ficticia de segundo orden

$$e_a = \left( 0,85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) \left( \frac{h + 20e_0}{h + 10e_0} \right) \frac{L_p^2}{\rho} \cdot 10^{-4}$$

- $f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de un acero a tracción ( $\text{kg/cm}^2$ ),  $f_{yd} = f_{yk}/1,15$
- $h$ : Diámetro de la sección (cm)
- $e_0$ : Excentricidad de primer orden (cm)
- $L_p$ : Luz de pandeo (cm)
- $\rho$ : Radio de giro de la sección según la dirección considerada (cm),  $\rho = \sqrt{I/A}$ , con  $I$  inercia, y  $A$  área de la sección
- $e_1, e_2$ : Excentricidades del diagrama de excentricidad (debidas al momento)

Se considera la excentricidad  $e = \max(e_0 + e_a, e_1, e_2)$ . Con ella, se calculan los parámetros  $\nu$  y  $\mu$ , y con los Diagramas de Interacción adimensionales para secciones circulares, presentados en Hormigón Armado (Jiménez Montoya, 2000) se obtiene el parámetro  $w$ .

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \qquad \mu = \frac{N_d e}{A_c h f_{cd}} \qquad w = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

Donde:

- $N_d$ : Fuerza directa (kg)
- $A_c$ : Área de la sección de hormigón ( $\text{cm}^2$ )
- $A_s$ : Área de armadura ( $\text{cm}^2$ )
- $f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de un acero a tracción ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $f_{cd}$ : Resistencia de cálculo de un hormigón a compresión ( $\text{kg/cm}^2$ ). Para elementos verticales como es el caso  $f_{cd} = 0,9 \frac{f_{ck}}{1,5}$  ( $f_{ck}$ : resistencia característica del hormigón)

Las resistencias características y de cálculo de los materiales considerados fueron:

$$f_{ck} = 250 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow f_{cd} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow f_{yd} = 4348 \text{ kg/cm}^2$$

Las verificaciones a realizar son:

1. Armadura mínima y máxima:  $0,8\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 9\%$
2.  $0,1 Nd \leq A_s f_{yd} \leq A_c f_{cd}$

La armadura se diseña como camisa, por lo que se toma el espesor de modo que cumpla:

$$D^2 \frac{\pi}{4} - \left(\frac{D}{2} - d\right)^2 \frac{\pi}{4} = A_s$$

Siendo  $d$  el espesor de la camisa.

Se busca diseñar el pilote de modo que con una sección no mayor a 1 metro de diámetro, considerando una armadura extra por desgaste logre llevar los esfuerzos con un espesor de camisa razonable.

En la zona del emplazamiento, las condiciones climáticas no son muy adversas. Se tiene agua dulce, con lo que los efectos de corrosión de la armadura no son críticos, pero de todas formas se debe considerar un sobrecosto para asegurar su durabilidad. Para agua fresca en canales existe una erosión de los tubos de acero sumergidos de  $0,34 \text{ mm}$  por año (Tomlinson, 1977). Considerando la vida útil de la estructura (25 años) se deben considerar  $8,5 \text{ mm}$  extra de camisa.

#### 13.4.2. Consideraciones generales de la estructura

Los pilotes inclinados se encuentran apoyados el uno en otro, por lo que se modela el extremo superior como un apoyo.

Sobre los pilotes verticales se tienen la fuerza del oleaje y la corriente sobre el cuerpo del pilote, y la resultante de las fuerzas horizontales sobre la losa, aplicadas en el empotramiento superior del pilote.

#### 13.4.3. Pilotes verticales

Para los esfuerzos horizontales aplicados en el empotramiento se debe distinguir dos casos: según la dirección longitudinal del pantalán (esfuerzos según  $x$ ), y los esfuerzos en la dirección  $y$  (transversal).

Por un lado, los esfuerzos según el eje  $y$  son llevados por los pilotes inclinados, por lo que en los pilotes verticales no hay fuerza aplicada en el empotramiento. Éstos pilotes presentan una restricción en su movimiento, dada por la presencia de los pilotes inclinados, por lo que se modelan en su parte superior como apoyados.

Por otra parte, para los esfuerzos en la dirección longitudinal ( $x$ , perpendiculares al plano conteniendo los pilotes inclinados) no se tendrían restricciones del movimiento, y los esfuerzos se distribuirían uniformemente entre los pilotes. En este caso, se modelarían como ménsulas (empotrados-libres). Teniendo en cuenta que en ese caso  $\beta$  tomaría el valor de 2, con un diámetro de 1 metro, se tendría una esbeltez muy grande, mayor a la recomendada para el

diseño de pilares. Para poder diseñar estos pilotes con una esbeltez adecuada, manteniendo libre su apoyo superior, se deberían adoptar diámetros mayores a 2 m. Por esta razón, se decide construir una viga que solidarice los pilotes en la dirección  $x$ , de modo de restringir el movimiento de los pilotes. Con esto se logra disminuir el valor de  $\beta$  a 1, con lo que la esbeltez es menor a 100 y se puede diseñar este pilar.

Dada las consideraciones mencionadas, para el dimensionado de los pilotes, se consideró un diámetro de 1 metro, con las características presentadas en Tabla 13-3.

PILOTE VERTICAL Esfuerzos según $x$		PILOTE VERTICAL Esfuerzos según $y$	
$D$ (m)	1	$D$ (m)	1
$L_{pilote}$ (m)	24,73	$L_{pilote}$ (m)	24,73
$\beta$	1	$\beta$	0,7
$L_{pandeo}$ (m)	24,73	$L_{pandeo}$ (m)	17,31
$I$ (cm <sup>4</sup> )	4.908.739	$I$ (cm <sup>4</sup> )	4.908.739
$A$ (cm <sup>2</sup> )	7.854	$A$ (cm <sup>2</sup> )	7.854
$\rho$ (cm)	25	$\rho$ (cm)	25
$\lambda$	98,9	$\lambda$	69,2

Tabla 13-3 - Características pilote vertical.

Durante el proceso de iteración en este caso se definieron la cantidad de pilotes a ser calculados (ver Tabla 13-4). Partiendo de una configuración, se determinaron los esfuerzos, y con ello se determinó el espesor de camisa. Se llegó a la configuración mostrada en Tabla 13-5.

Configuración de Pilotes Verticales	
N° Pilotes a lo largo	9,0
N° Pilotes a lo ancho	3,0
Separación real largo (m)	7,67
Separación real ancho (m)	5,67
<b>Cantidad de pilotes bajo grúas</b>	<b>2</b>
<b>Cantidad de pilotes total</b>	<b>27</b>

Tabla 13-4 - Configuración de pilotes verticales.

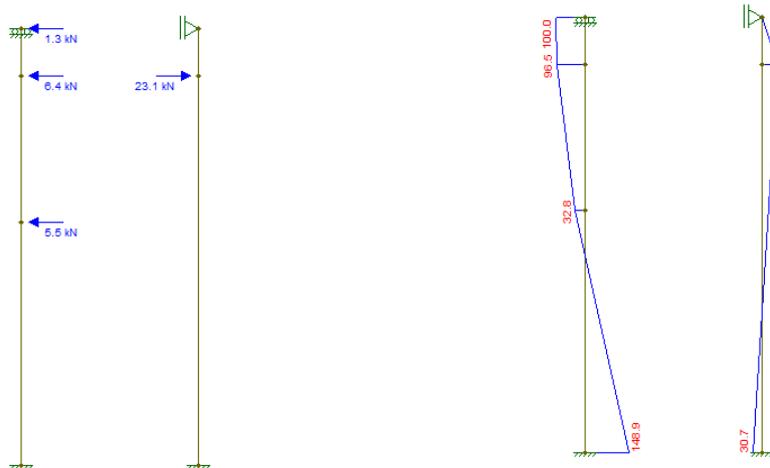
Entre el último pilote y el borde de la losa se considera la mitad de la separación entre pilotes, tanto en el ancho como en el largo.

Se obtuvo que para todas las condiciones de trabajo, se requiere la armadura mínima. A modo de ejemplo, se presenta la condición CT2,2, donde los esfuerzos resultantes considerados se muestran en Tabla 13-5.

ESFUERZOS PILOTES		
	F (kN)	z (m)
$F_z$ grúas	-6377,4	24,73
$F$ corriente $x$	-5,5	13,77
$F$ oleaje $x$	-6,4	22,04
$F$ oleaje $y$	-23,1	22,04
$F$ empotramiento $x$	-1,3	24,73

**Tabla 13-5 - Esfuerzos CT2,2 - Pilote vertical.**

Los esfuerzos y los momentos obtenidos se muestra en Figura 13-7.



**Figura 13-7 - Esfuerzos y momentos CT2,2 - Pilote vertical (a la izquierda esfuerzos según eje x y a la derecha según y).**

PILOTE VERTICAL Esfuerzos según x	
$e_0 (cm)$	8,24
$e_a (cm)$	0,38
$e_1 (cm)$	1,57
$e_2 (cm)$	2,33
$e (cm)$	8,62
$N_d (kg)$	-637.742
$\nu$	0,54
$\mu$	0,05
$W_{\acute{a}baco}$	0,0
$A_s (cm^2)$	0,0
Cuantía	0
$A_{smin} (cm^2)$	62,83
<b><math>d (cm)</math></b>	<b>0,20</b>

PILOTE VERTICAL Esfuerzos según y	
$e_0 (cm)$	5,77
$e_a (cm)$	0,17
$e_1 (cm)$	0,48
$e_2 (cm)$	0,82
$e (cm)$	5,94
$N_d (kg)$	-637.742
$\nu$	0,54
$\mu$	0,03
$W_{\acute{a}baco}$	0
$A_s (cm^2)$	0
Cuantía	0
$A_{smin} (cm^2)$	62,83
<b><math>d (cm)</math></b>	<b>0,20</b>

**Tabla 13-6 - Parámetros de cálculo Pilotes verticales - CT2,2.**

A éste espesor se deben añadir los 0,85 cm, con lo que:

**$d = 1,05 \text{ cm}$**

**13.4.4. Pilotes inclinados**

Como se mencionó anteriormente, se consideraron dos pares de pilotes inclinados, a una distancia de 38 m a cada lado del centro de masa de la estructura. Con objetivo de evitar problemas en obra, y facilitar la construcción, se optó por dimensionar éstos de 1m de diámetro al igual que los pilotes verticales. Las características de los pilotes considerados se muestran en Tabla 13-7.

PILOTE INCLINADO	
$D$ (m)	1,00
$\alpha$ (°)	20,00
$L_{pilote}$ (m)	23,43
$\beta$	0,7
$L_{pandeo}$ (m)	16,40
$I$ (cm <sup>4</sup> )	1.553.156
$A$ (cm <sup>2</sup> )	4.418
$\rho$ (cm)	19
$\lambda$	65,6

Tabla 13-7 - Características pilote inclinado.

Para los pilotes inclinados, la condición de trabajo que condiciona su dimensionado es la que incluye el atraque del buque, que es la mayor fuerza horizontal a la que se encuentra sometida el pantalán (CT1,1). Los esfuerzos de esta condición de trabajo se muestran en Tabla 13-8.

ESFUERZOS PILOTES		
	F (kN)	z (m)
$F_{grúas\ z}$	-3889,0	24,73
$F_{corriente\ x}$	-0,8	12,34
$F_{oleaje\ x}$	-4,7	19,44
$F_{oleaje\ y}$	-18,7	19,44
$F_{empotramiento\ x}$	-0,8	24,73

Tabla 13-8 - Esfuerzos CT1,1 - Pilote inclinado.

A continuación se muestran los parámetros de cálculo de éste caso:

PILOTE INCLINADO	
$e_0$ (cm)	5,47
$e_a$ (cm)	0,15
$e$ (cm)	5,62
$N_d$ (Kg)	-857.054
$\nu$	0,73
$\mu$	0,04
$W_{ábaco}$	0
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	114,31
Cuantía	2,59%
$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	114,31
<b><math>d</math> (cm)</b>	<b>0,2</b>

Tabla 13-9 - Parámetros de cálculo Pilotes inclinados - CT1,1.

Considerando los 8,5 mm por desgaste, se tiene que el espesor de la camisa para los pilotes inclinados debe ser:

<b><math>d = 1,05\text{ cm}</math></b>
--

**13.4.5. Pre diseño duques de alba**

Para el diseño de los duques de alba se evaluaron las condiciones climáticas consideradas en las condiciones de trabajo en las que puede estar amarrado el buque, determinando los esfuerzos sobre el duque de alba.

Se consideraron los duques de alba formados por 4 pilotes, asumiendo que el noray (elemento de amarre) se encuentra centrado, de modo que los esfuerzos se dividen equitativamente entre los cuatro pilotes.

Cuando el barco se encuentra amarrado, se ejerce una fuerza vertical hacia arriba sobre el duque de alba, mayor que el peso de la losa. A modo de ejemplo, en la condición de trabajo CT1,1, si se considera sólo el peso propio de la losa, se tendría una fuerza resultante vertical hacia arriba de 370 KN. Sin embargo, si se considera el peso propio de las vigas, se tiene que el peso del conjunto puede llevar esa fuerzas, terminando en una fuerza vertical hacia abajo de 47 KN.

Se tomó el pilote diseñado para el pantalán central como base para el diseño del duque de alba, verificando su resistencia. Los esfuerzos para la condición asociada a la condición de trabajo CT1,1 se muestra a continuación (Tabla 13-10 y Figura 13-8). Dado que se prevé en este caso también la construcción de las vigas que solidaricen los pilotes, se modelan éstos como biempotrados con empotramiento deslizable en la parte superior.

Esfuerzos por pilote		
	F (KN)	z (m)
Empotramiento x	-104	24,73
Empotramiento y	104	24,73
CM	-5,52	12,34
Ola x	-6,4	19,44
Ola y	-23,1	19,44
Fz	-47	24,73

Tabla 13-10 - Esfuerzos duque de alba.

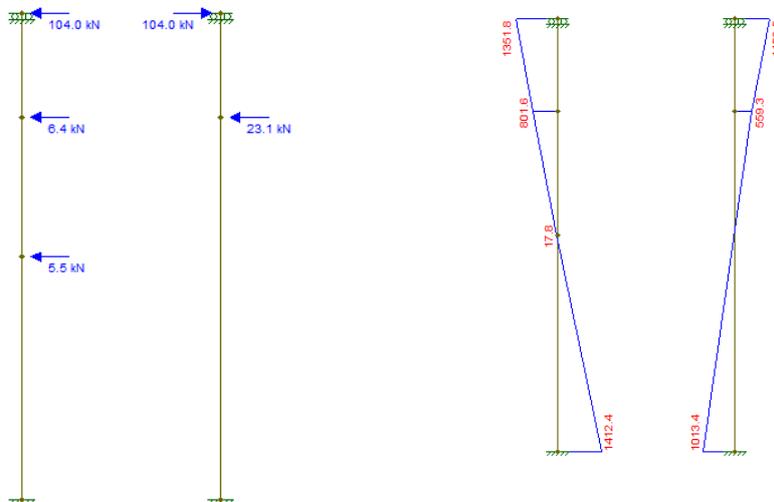


Figura 13-8 - Esfuerzos y momentos, condiciones climáticas de CT1,1 - Duque de alba.

Como se observa en la Figura, el momento máximo es de 1412 kN.m lo cual se puede llevar con esta sección de pilote como se observó en Gráfica 13-1.

**13.4.6. Materiales pilotes**

En la tabla a continuación se muestran la cantidad de pilotes, cuantía de hierro y volumen total de hormigón necesario.

PILOTES VERTICALES		PILOTES INCLINADOS	
<i>Cantidad</i>	43	<i>Cantidad</i>	4
<i>Separación largo (m)<sup>10</sup></i>	7,67	<i>h<sub>constructiva</sub> (m)</i>	28,43
<i>Separación ancho (m)</i>	5,67	<i>D (m)</i>	1,00
<i>h<sub>constructiva</sub> (m)</i>	29,73	<i>Inclinación (°)</i>	20,00
<i>D (m)</i>	1,00	<i>A<sub>H</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	7853,98
<i>A<sub>H</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	7853,98	<i>A<sub>S</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	62,83
<i>A<sub>S</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	62,83	<i>Cuantía hierro</i>	0,01
<i>Cuantía hierro</i>	0,01	<i>V<sub>Hormigón</sub> (m<sup>3</sup>)</i>	89,31
<i>V<sub>Hormigón</sub> (m<sup>3</sup>)</i>	1004,05		

<b><i>V<sub>Hormigón</sub> PILOTES (m3)</i></b>	<b>1093,36</b>
---	----------------

Tabla 13-11 - Características Pilotes - Hormigón necesario.

**13.5. Pre – diseño estructural losa**

Para el diseño de la losa, se tiene en cuenta el procedimiento constructivo. Dada la dificultad para encofrar dentro del río, se considera la construcción de una viga de hormigón que una los pilotes y sirva de apoyo para luego colocar unas losetas prefabricadas in situ, de modo de poder hormigonar luego por encima una losa continua que solidarice la estructura. Se considera además, que la loseta trabajará una vez culminada la construcción, por lo que su armadura será la necesaria para llevar los momentos generados en la estructura tanto durante la etapa de construcción como en la etapa de operación.

Las losetas se apoyarán sobre las vigas construidas en el sentido longitudinal del pantalán, siendo la luz entre apoyos la distancia entre pilotes según el eje y, de 6,67 m.

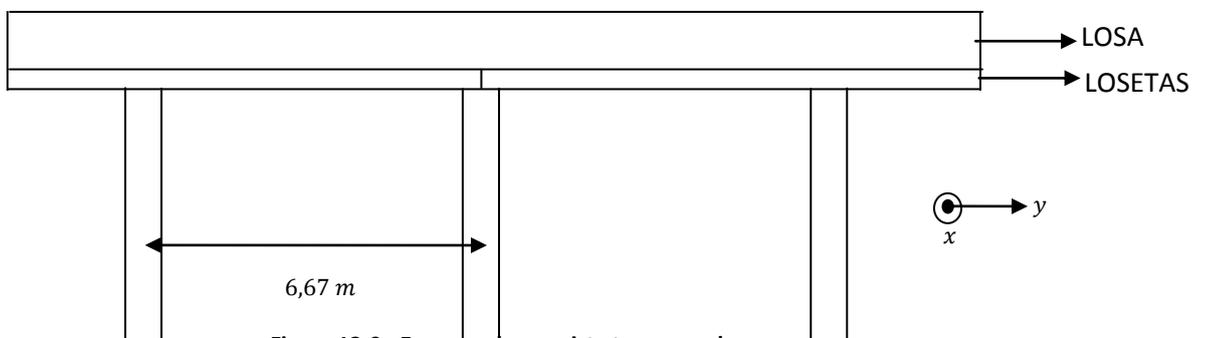


Figura 13-9 - Esquema losa – vista transversal.

<sup>10</sup> Las separaciones en este caso corresponden a los pilotes de la losa principal. En los duques de alba la separación entre pilotes es menor.

### 13.5.1. Dimensionado de losas en una dirección

Para el diseño de las losas se considera que éstas son armadas en una sola dimensión, cumpliéndose la relación:  $b \geq 2a$  siendo  $b$  el largo y  $a$  el ancho (considerando losas de 1 m de ancho y luz entre apoyos de 6,67 m).

El dimensionado de una losa en una sola dirección consiste en determinar el momento máximo según la distribución de carga por unidad de ancho, adoptando los coeficientes de seguridad correspondientes, y las características de los apoyos. Con dicho momento se determina el parámetro  $\mu$  y con éste  $w$ , de donde se obtiene el área de armadura mínima. Luego se selecciona un diámetro de barra y con ello una separación. Todos los cálculos se realizan para un ancho unitario.

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{cd}} \quad w = 0,85 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4\mu}{1,7}} \right)$$

$$A_s = w b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad s = \frac{A_\phi 100}{A_s}$$

$$A_{s_{sec}} = 0,2 A_s$$

- $b$ : Ancho unitario
- $d$ : Distancia de la fibra más comprimida del hormigón al centro de gravedad de la armadura de compresión
- $A_s$ : Área de acero necesaria
- $A_\phi$ : Área de la barra de diámetro  $\phi$  seleccionada
- $s$ : Separación entre armaduras
- $A_{s_{sec}}$ : Área de armadura secundaria

En este caso, dado que no se tiene hormigonado vertical, se tiene:

$$f_{ck} = 250 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow f_{cd} = 167 \frac{kg}{cm^2}$$

Las verificaciones a realizar son:

- 1- Armadura mínima:  $0,15\% bd \geq A_s$
- 2- Separación mínima:  $s \leq \begin{cases} 25 \text{ cm} \\ 0,85 d \\ 3b \end{cases}$

### 13.5.2. Pre – diseño de losetas

Las losetas se consideran simplemente apoyadas en las vigas que solidarizan los pilotes del ancho del pantalan. En ésta dirección, hay tres filas de pilotes, donde dos losetas estarían apoyadas en sus dos extremos, y dos trabajarían como ménsulas, ver Figura 13-10. Para evitar esto, se modelan como viga simplemente apoyada con voladizo, con lo que se tienen dos losetas en el ancho. Se debe tener en cuenta que para losas continuas, se debe armar tanto para los momentos en el tramo como para los momentos en los apoyos.

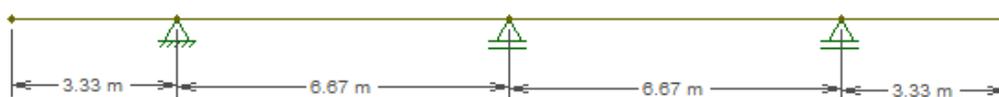


Figura 13-10 - Esquema losetas.

Las losetas se dimensionan como armadas en una sola dirección, debiéndose verificar la posibilidad real de construirlas y colocarlas. A su vez, se deberán prever de pasajes para permitir conectar la losa a construir con los pilotes de modo de asegurar los apoyos.

Se dimensionan las losetas para una carga de 1 KN/m<sup>2</sup> por posible tránsito de personal sobre ella, y el peso propio tanto suyo como de la soportará luego arriba.

Las cargas resultantes para el diseño, considerando el factor de seguridad de 1,35 (permanente constante), y siendo el peso propio del hormigón armado 24,5 kN/m<sup>3</sup>, se muestran en Tabla 13-1. Cabe recordar que las losetas soportarán su peso propio más el peso propio de las losas.

Cargas de diseño - loseta	
$h_{loseta} (m)$	0,15
$h_{losa} (m)$	0,25
$q_{tránsito} (KN/m)$	1
$q_{ppio+losa superior} (KN/m)$	9,8
$q_{tot} (KN/m)$	14,58

Tabla 13-12 – Cargas de diseño - loseta.

Se tiene entonces una losa de ancho unitario apoyada sobre dos apoyos separados una distancia de 6,67 m con un voladizo de 3,34 m, sometida a una carga distribuida de 14,58 KN/m vertical hacia abajo, según se muestra en Figura 13-11. Los momentos generados se muestran en Figura 13-12.



Figura 13-11 - Esquema de carga para cálculo de loseta.

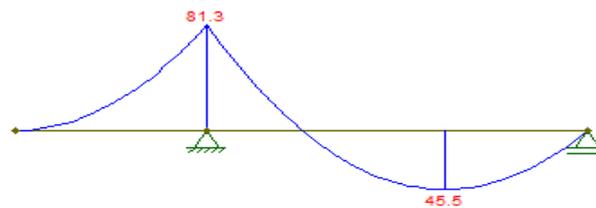


Figura 13-12 - Diagrama momentos loseta.

En Tabla 13-13 se presentan los parámetros de diseño de las losetas.

Características losa	Armadura positiva	Armadura negativa
$d (cm)$	12,00	14
$Md (KN.m/m)$	45,5	81,3
$\mu$	0,19	0,25
$w$	0,22	0,30
$A_s (cm^2/m)$	9,00	14,63
$A_{sec} (cm^2)$	1,80	2,10

Tabla 13-13- Características loseta.

Se propone armar con:

- Momento positivo: (armadura inferior)
  - o Armadura principal:  $\phi 12/12$  (barras de 12 mm de diámetro cada 12 cm)
  - o Armadura secundaria:  $\phi 6/15$
- Momento negativo: (armadura superior)
  - o Armadura principal:  $\phi 12/7$
  - o Armadura secundaria:  $\phi 6/9$

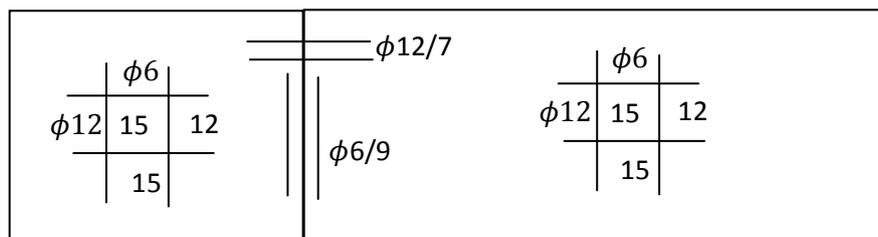


Figura 13-13 - Esquema armadura loseta.

**13.5.3. Pre – diseño losa**

En este caso, se desea hormigonar la losa entera, sin considerar divisiones. Se modela la estructura simplemente apoyada sobre las vigas longitudinales que unen los pilotes, según Figura 13-14.

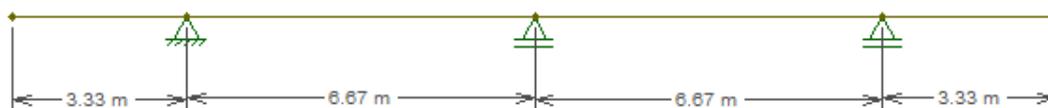


Figura 13-14 - Esquema estructural.

En este caso, la carga a la cual estará sometida la losa se estima como 5 KN/m<sup>2</sup> de sobrecarga de uso, debido a posibles descargas de materiales en la misma, o posibles apoyos temporales de maquinaria de mantenimiento de las grúas o los buques, a lo cual se debe añadir su peso propio. Teniendo en cuenta el coeficiente de seguridad, la carga distribuida de diseño es la mostrada en Tabla 13-14.

Cargas de diseño – losa	
$h_{losa+loseta}$ (m)	0,40
$q_{sobrecarga}$ (KN/m)	5,0
$q_{ppio}$ (KN/m)	9,80
$q_{tot}$ (KN/m)	19,98

Tabla 13-14 - Carga de diseño - Losa.

En Figura 13-15 y Figura 13-16 se muestra el esquema de carga y el diagrama de momentos de la estructura para esta solicitación.

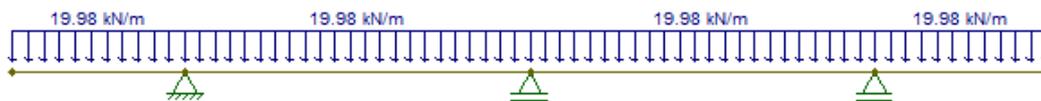


Figura 13-15- Esquema de carga para cálculo de losa.



Figura 13-16 - Diagrama momentos losa.

En este caso, se estimó una armadura para toda la losa, considerando los máximos momentos negativos y positivos para ello. Se consideró un recubrimiento de 1 cm para la armadura superior, y de 3 cm para la armadura inferior con lo que se determinaron las alturas útiles ( $d_i$ ).

Características losa	Armadura positiva	Armadura negativa
$d$ (cm)	37,0	39,0
$Md$ (KN.m/m)	29,6	110,8
$\mu$	0,01	0,04
$w$	0,01	0,04
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	1,67	6,04
$A_{sec}$ (cm <sup>2</sup> )	0,33	1,21

Tabla 13-15- Características losa.

Se propone armar con:

- Para llevar momentos positivos:
  - o Armadura principal:  $\phi 6/16$
  - o Armadura secundaria:  $\phi 6/25$  (armadura mínima)
- Para llevar os momentos negativos:
  - o Armadura principal:  $\phi 12/18$
  - o Armadura secundaria:  $\phi 6/23$

**13.5.4. Conjunto losa-loseta**

Dado que la armadura para llevar los momentos positivos es mayor en la loseta, la armadura colocada para la loseta supera la armadura necesaria para la losa.

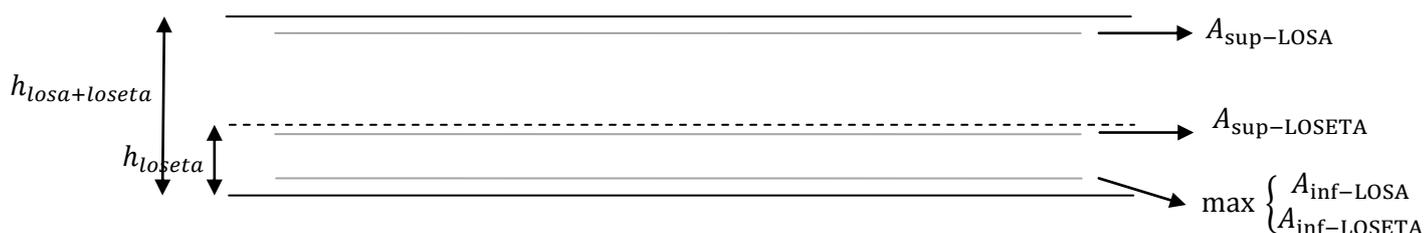


Figura 13-17- Esquema armadura conjunto losa - loseta.

La armadura necesaria para el conjunto losa-loseta se detalla a continuación:

- Para llevar momentos positivos: a 3 cm del fondo de la loseta
  - o Armadura principal:  $\phi 12/12$
  - o Armadura secundaria:  $\phi 6/15$
- Para llevar los momentos negativos de la loseta: a 14 cm del fondo de la loseta
  - o Armadura principal:  $\phi 12/7$
  - o Armadura secundaria:  $\phi 6/9$
- Para llevar os momentos negativos de la losa: a 37 cm del fondo de la loseta
  - o Armadura principal:  $\phi 12/18$
  - o Armadura secundaria:  $\phi 6/23$

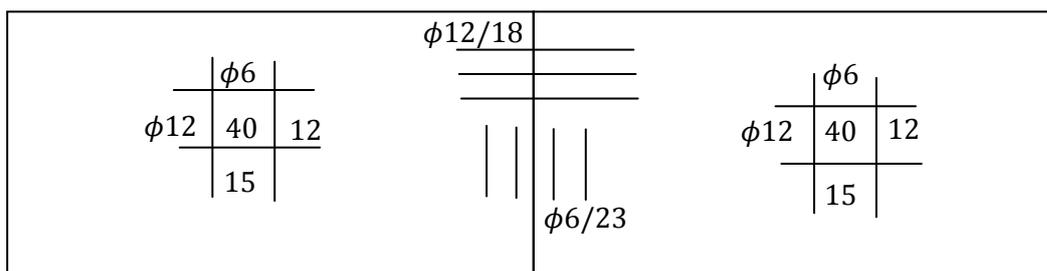


Figura 13-18 - Esquema armadura losa.

Observación: No se muestra en la Figura 13-18 la armadura intermedia de la loseta.

### 13.5.5. Materiales loseta y losa

En este caso, se consideró que las losas y losetas del duque de alba tienen las mismas características geométricas y armaduras.

Características Loseta		Características Losa	
Cantidad	156	Cantidad	1
$h$ (m)	0,15	$h$ (m)	0,25
$L$ (m)	10,00	$L$ (m)	78,00
$b$ (m)	1	$b$ (m)	20
$A_{s_x}$ (cm <sup>2</sup> )	4,73	$A_{s_x}$ (cm <sup>2</sup> )	2,93
$A_{s_y}$ (cm <sup>2</sup> )	23,63	$A_{s_y}$ (cm <sup>2</sup> )	14,63
$A_x$ (cm <sup>2</sup> )	15.000	$A_x$ (cm <sup>2</sup> )	50.000
$A_y$ (cm <sup>2</sup> )	1.500	$A_y$ (cm <sup>2</sup> )	2.500
Cuantía <sub>x</sub>	0,0003	Cuantía <sub>x</sub>	0,0001
Cuantía <sub>y</sub>	0,0158	Cuantía <sub>y</sub>	0,0059
$V_{hormigón}$ (m <sup>3</sup> )	234	$V_{hormigón}$ (m <sup>3</sup> )	390
Duque de Alba		Duque de Alba	
Cantidad	20	Cantidad	4
$h$ (m)	0,15	$h$ (m)	0,25
$L$ (m)	5	$L$ (m)	5
$b$ (m)	1	$b$ (m)	5
$V_{hormigón}$ (m <sup>3</sup> )	15	$V_{hormigón}$ (m <sup>3</sup> )	25
<b><math>V_{hormigón}</math> LOSA + LOSETA (m<sup>3</sup>)</b>		<b>664</b>	

Tabla 13-16 - Características losas y losetas - Hormigón necesario.

### 13.6. Pre diseño estructural vigas

Como se mencionó anteriormente, se tiene una viga a lo largo del pantalán uniendo los pilotes, de modo de dar rigidez al sistema. En planta, sería un esquema como el mostrado en Figura 13-19. Figura 13-19 - Esquema vigas - losa.

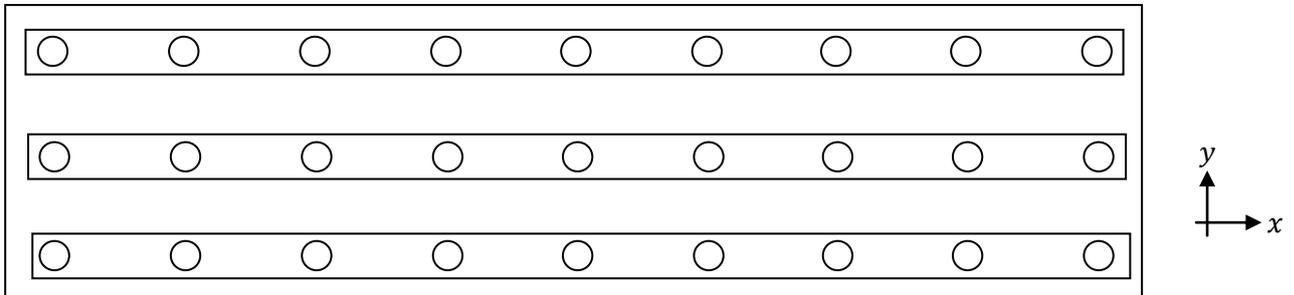


Figura 13-19 - Esquema vigas - losa.

Cada viga estará sometida en primera instancia a las cargas generadas por las losetas, y luego por el conjunto losa-loseta. La fuerza que ejerce la losa sobre la viga es la reacción en el apoyo. En las Figura 13-20 y Figura 13-21 se muestran los estados de sollicitación de la losa y loseta respectivamente, con las reacciones en los apoyos. En el caso de las losetas, dado que en la viga central se apoyan dos losetas, el esfuerzo será la suma de los esfuerzos, por lo que debe considerar dos veces el esfuerzo  $R_2$  mostrado en la Figura 13-20.

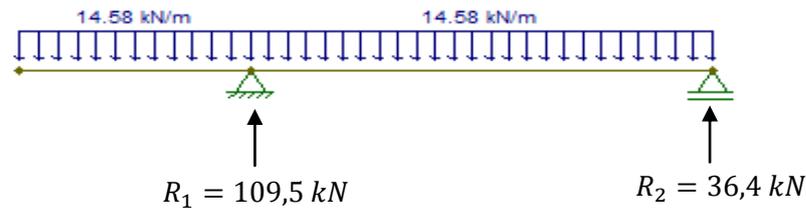


Figura 13-20 - Esquema reacciones loseta sobre viga.

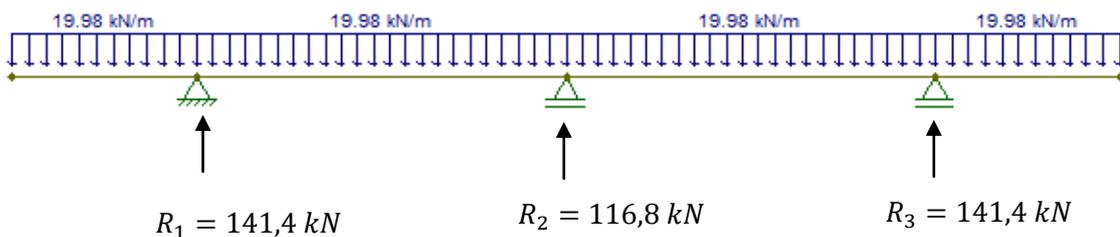


Figura 13-21 - Esquema reacciones losa - viga.

Se tiene que los esfuerzos generados por la losa son mayores, por lo que se consideran éstos. Por otra parte, se tiene que los esfuerzos sobre las vigas laterales ( $R_1$  y  $R_3$ ) son mayores a los de la viga central, por lo que se adoptan estas para el dimensionado.

Se tiene entonces que la carga sobre la viga generada por la losa es de 141,4 kN/m. El esquema de la viga, y la carga generada por las losas se muestra en Figura 13-22.

Por otra parte, se tiene que sobre la losa actúan los momentos de los empotramientos de los pilotes, lo cual depende de la condición de trabajo que se considere.

Según los cálculos realizados, los momentos en los pilotes son los mostrados en Tabla 13-17.

Condición de trabajo	M (KN.m)
CT 2,1	132,8
CT 1,3	316,6
CT 1,3	316,6
CT 3.2,1	52,4
CT 1,1	48,3
CT 2,2	100
CT 2,3	102,6
CT 2,4	71,4
CT 3.1,1	352,7

Tabla 13-17 - Momentos flectores en el empotramiento deslizante.

Como se observa, el momento flector máximo corresponde a la condición CT3.1,1, con lo que se considera éste valor para el diseño de la viga, en cada apoyo. Se tiene entonces el esquema de carga mostrado en Figura 13-22.

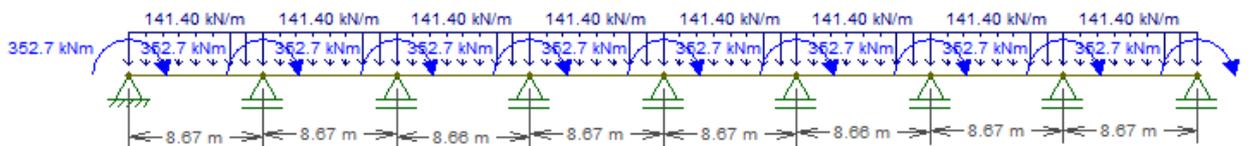


Figura 13-22- Estado de sollicitación para dimensionado de Viga.

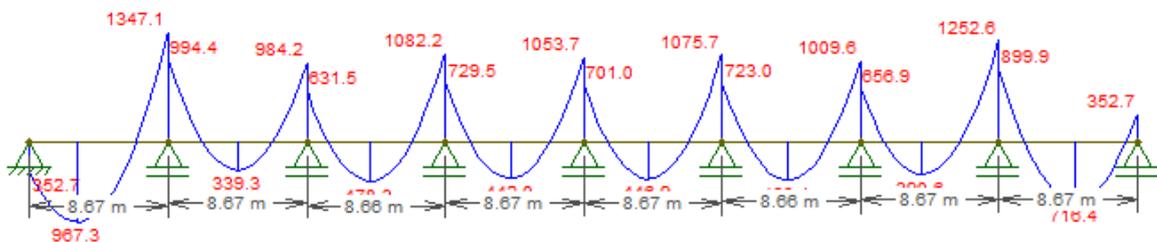


Figura 13-23 - Diagrama momento flector en viga.

Para el dimensionado de las vigas se tiene que éstas tendrán una base de entre 70% y 100% del diámetro del pilote, de modo de poder asegurar su anclaje.

Se determinan los parámetros  $\mu$  y  $w$  definidos anteriormente para el diseño de losas. En el caso de las vigas, se considera que si  $\mu \leq 0,251$  éstas están simplemente armadas, mientras que si no se cumple deberán ser doblemente armada.

Se determina entonces el área de armadura, y se verifica que sea mayor al área mínimo ( $A_{s\min} = 0,15\% bd$ ). En este caso, se determina un número de armaduras y el espaciamiento entre ellas. Éste último debe ser mayor al tamaño de un agregado (2,5 cm).

En Tabla 13-18 se muestra las características de la viga considerada así como la armadura necesaria, y la propuesta de armado para la viga.

Características Viga	
$h$ (m)	1,0
$b$ (m)	0,85
$d$ (m)	0,95
$M_d$ (kg.cm)	13.471.000
$\mu$	0,11
$w$	0,11
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	34,93
$\phi$ (mm)	20
$A_\phi$ (cm <sup>2</sup> )	3,142
$n^\circ \phi$	12,0
$s$ (cm)	5,04
$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	12,11

Tabla 13-18- Características viga.

Dado las dimensiones de la viga, se considera armadura mínima de  $\phi 8$  en los extremos superiores.

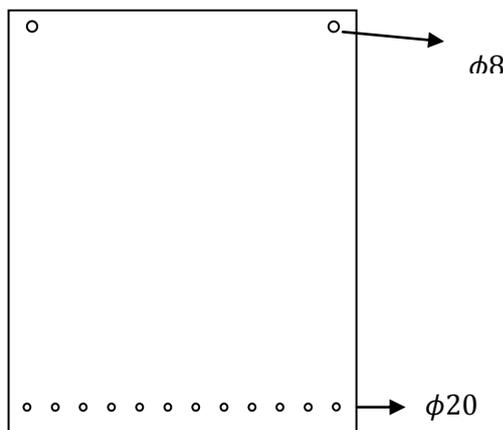


Figura 13-24 - Esquema Viga.

Se consideran que las vigas de los duques de alba serán de igual sección y con la misma cuantía. Asumiendo la armadura superior, en Tabla 13-19 se muestran las características de las vigas.

Características Viga	
<i>Cantidad</i>	3,00
$h$ (m)	1,00
$b$ (m)	0,85
$L$ (m)	70,33
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	35,94
$A$ (cm <sup>2</sup> )	8.500
<i>Cuantía</i>	0,0042
<b><math>Volumen_{hormigón}</math> (m<sup>3</sup>)</b>	<b>179</b>

<b>Duques de alba</b>	
<i>Cantidad</i>	16,00
<i>h (m)</i>	1,00
<i>b (m)</i>	0,85
<i>L (m)</i>	5,00
<b><math>V_{hormigón}(m^3)</math></b>	<b>68</b>

<b><math>V_{hormigón}</math> <i>VIGAS</i> (m3)</b>	<b>247</b>
--	------------

**Tabla 13-19 - Características Vigas - Hormigón necesario.**

El volumen total de hormigón necesario entonces para la construcción del puerto se estima en 2004 m<sup>3</sup>. En Tabla 13-20 se resumen los volúmenes necesarios por elemento estructural.

<b>Elemento</b>	<b><math>V_{hormigón} (m^3)</math></b>
Pilotes	1093
Vigas	247
Losas	664
<b>TOTAL</b>	<b>2004</b>

**Tabla 13-20 - Volúmenes totales de hormigón por elemento estructural.**

## 14. DISEÑO DE PROTECCIÓN CONTRA EROSIÓN LOCAL DE PILOTES

La presencia de los pilotes interpuestos en el río tiene un efecto local sobre el flujo que hace que la velocidad aumente en un entorno de los mismos produciendo fenómenos erosivos en el fondo. La socavación que se genera hace que los pilotes pierdan contacto con el suelo disminuyendo su capacidad de soporte y, si el caso fuera muy severo, podría verse comprometida la estabilidad de la estructura. De ahí surge la necesidad de proteger el suelo en torno a los pilotes contra la erosión local. En este caso se decidió colocar un manto de enrocado de protección como medida preventiva. En este capítulo se presentan los cálculos y consideraciones realizadas para el diseño de dicho manto.

Se realizaron cálculos para determinar la máxima profundidad de erosión que puede producirse localmente en torno a los pilotes debido a la acción de las corrientes del río y las producidas por las hélices de las embarcaciones de remolque durante su operación. En base a esos resultados se planteó y llevó a cabo el diseño de enrocado de protección como forma de prevenir la erosión local y sus consecuencias para la estructura.

Para la realización de los cálculos de erosión generada por el flujo del cauce y el dimensionado de enrocado de protección contra la misma se recurrió a las formulaciones presentadas en la circular N°23 de The Federal Highway Administration estadounidense (Arneson, 2012) y en The Rock Manual (CIRIA, CUR & CETMEF, 2007) respectivamente. Para la determinación de la velocidad de las hélices, la erosión producida por la acción de las embarcaciones y el dimensionado de enrocado de protección contra las mismas se utilizó el reporte PIANC n° 180-2015 (PIANC, 2015).

### 14.1. Cálculo de protección de erosión por corrientes producidas por hélices

#### 14.1.1. Estimación de profundidad de erosión máxima producida por las hélices

Se estimó la profundidad de erosión esperable utilizando la fórmula de Hoffmans & Verheij (1997) según se indica en el reporte PIANC n° 180 - 2015 que indica de manera general que, para casos en que la profundidad de agua es mucho mayor que el diámetro de los pilotes, la profundidad de erosión máxima en torno a los mismos se puede calcular como:

$$S = 2b$$

Siendo  $S$  la profundidad de erosión mencionada en metros y  $b$  el diámetro de los pilotes en la misma unidad. En caso de que la separación entre pilotes sea menor que 5 veces su diámetro se considera que hay interacción entre las ollas de erosión de pilotes adyacentes y se corrige la fórmula con un coeficiente de espaciamiento  $K_s$ . En este caso la separación mínima entre pilotes es de 5,67 m (ver Capítulo 13.4.3) y su ancho es de 1 m con lo cual se consideró que no hay interacción entre la erosión de los distintos pilotes por lo que:

$$S = 2,0 m$$

El resultado obtenido mediante esta estimación demostró que para la primera etapa de dragado hasta la cota -12,11 mWh no será necesaria la colocación de la protección porque los pilotes fueron calculados para resistir los esfuerzos de la estructura con una cota de dragado de -15,0 mWh. Ante una ampliación de la Nueva Terminal que lleve el dragado hasta esa profundidad, sí será necesario implementar la medida de protección mencionada ya que una socavación de 2 m en los pilotes podría comprometer la estabilidad de la estructura. Es por

esta razón que en las etapas posteriores de dimensionado del enrocado se consideró que la cota de fondo del río es de -15,0 mWh.

#### 14.1.2. Cálculo de corrientes producidas por hélices

Para la determinación del tamaño de enrocado a colocar en la protección fue necesario conocer la velocidad que las hélices del remolcador son capaces de generar en el fondo del río.

Se consideró un remolcador de características típicas de acuerdo al reporte PIANC nº 180-2015, con calado de 3,5 m y dos hélices principales de 2000 kW de potencia instaladas en popa con un timón para cada una. El diámetro de las hélices se calculó de acuerdo a la siguiente relación empírica que lo vincula con la potencia:

$$D_p = 0,1636 P^{0.3656}$$

Siendo  $D_p$  el diámetro de las hélices en m y  $P$  la potencia de cada una en kW. El resultado fue:

$$D_p = 2,63 \text{ m}$$

Posteriormente se calculó la velocidad del agua a la salida de las hélices según:

$$V_0 = C_3 \left( \frac{f_p P_D}{\rho_w D_p^2} \right)^{1/3}$$

Siendo:

- $C_3$ : Coeficiente de valor 1,48
- $f_p$ : Porcentaje utilizado de la potencia total instalada (entre 5% y 15%, en este caso se le asignó un valor de 15%)
- $P_D$ : Potencia total instalada en W (proveniente de la suma de las potencias de todos los equipos de propulsión instalados, en este caso 4000 kW).

Se obtuvo el siguiente valor:

$$V_0 = 6,54 \text{ m/s}$$

En este punto se decidió aplicar el método alemán para determinar las velocidades inducidas en el lecho del río por las hélices y el tamaño de enrocado adecuado para evitar su efecto erosivo de acuerdo a lo planteado por la recomendación PIANC mencionada anteriormente. La velocidad máxima el fondo del río se puede estimar de la siguiente manera:

$$V_b = EV_0 \left( \frac{h_p}{D_p} \right)^{-0,275}$$

Con:

- $E = 0,52$  para embarcaciones con dos hélices y dos timones
- $h_p$ : Distancia desde el fondo hasta el eje de las hélices.

Para determinar distancia  $h_p$  se consideró el nivel mínimo del río correspondiente a un período de retorno de 50 años (0,40 mWh, ver Capítulo 12) con calado de -15 mWh (ver Capítulo 12) y suponiendo que la distancia del eje de las hélices a la cota de calado del remolcador coincide con el radio de las mismas. Con esas consideraciones se obtuvieron los siguientes valores:

$$h_p = 13,22 \text{ m}$$

$$V_b = 2,18 \text{ m/s}$$

### 14.1.3. Cálculo de tamaño de enrocado de protección contra acción de las hélices

La ecuación utilizada para el cálculo del enrocado de protección fue:

$$V_b = B_{crit} \sqrt{D_{85} g \left( \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)}$$

Siendo:

- $B_{crit}$  : Parámetro cuyo valor es entre 0,90 y 1,25 (fue considerado 1,20)
- $\rho_s$ : Densidad del sedimento, fue considerada 2650 Kg/m<sup>3</sup>.

De esta ecuación se despejó el valor del  $D_{85}$  necesario del enrocado, cuyo valor obtenido fue:

$$D_{85} = 0,205 \text{ m}$$

## 14.2. Cálculo de protección de erosión por corriente del río

### 14.2.1. Cálculo de profundidad de erosión máxima por acción de la corriente

Se llevó a cabo el cálculo según las recomendaciones de la circular HEC – 18. En la misma se presenta la siguiente ecuación:

$$S = 2 h K_1 K_2 K_3 \left( \frac{D}{h} \right)^{0,65} Fr^{0,43}$$

Siendo:

- $h$ : Tirante de flujo aguas arriba del pilote, para el cual se consideró un nivel mínimo de 50 años de período de retorno (0,40 mWh).
- $K_1$ : Factor de corrección por la forma de la fundación. En este caso vale 1 por tratarse de pilotes redondos.
- $K_2$ : Factor de corrección por el ángulo de incidencia de la corriente. En este caso como se considera que no hay efecto de grupo, el ángulo de incidencia tampoco tiene efectos adicionales por lo que el factor toma valor 1.
- $K_3$ : Factor de corrección por la condición del lecho del río. Ante la falta de información precisa se asumió que el fondo tiene dunas pequeñas (de altura entre 0,60 m y 3,0 m) con lo cual el factor vale 1,1.
- $D$ : Diámetro de los pilotes (1,0 m).
- $Fr$ : Número de Froude del flujo, calculado como  $Fr = V/\sqrt{gh}$ . Para la velocidad se tomó un valor de 50 años de período de retorno en régimen extremal (1,3 m/s).

El cálculo se realizó para la situación con cota de dragado -12,11 mWh y para la situación con cota de dragado -15,0 mWh. El resultado fue:

$$S_{-12,11} = 2,12 \text{ m}$$

$$S_{-15} = 2,18 \text{ m}$$

En ambos casos el resultado fue similar, y se aproximó a los 2,0 m estimados anteriormente para la erosión generada por la corriente inducida por las hélices del remolcador. Con esto se

ratificó el planteo anterior en el cual se indicó que la protección de los pilotes solo será necesaria en la condición de dragado hasta -15,0 mWh.

#### 14.2.2. Cálculo de tamaño de enrocado de protección contra acción de la corriente

Como ya se mencionó, para los cálculos realizados en esta etapa se siguieron los procedimientos planteados en The Rock Manual. Se llevó a cabo el diseño de enrocado para protección de los pilotes contra la erosión local que podría producir la corriente del río.

En la bibliografía se plantean varias formulaciones posibles para la resolución del problema. Se optó por aplicar la siguiente fórmula publicada por Escarameia & May (1992) por ser la más aplicable al caso en estudio ya que es la única que toma en cuenta la presencia de estructuras interpuestas en el flujo:

$$D_{50} = c_T \frac{u_b^2}{2g \left( \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)}$$

Siendo  $c_T$  un coeficiente de turbulencia que depende del nivel de turbulencia del flujo y  $u_b$  la velocidad del agua en las proximidades del fondo. El coeficiente de turbulencia se calcula según:

$$c_T = 12,3 r - 0,20$$

Donde  $r$  es la intensidad de turbulencia que, según se indica, toma un valor entre 0,35 y 0,50. En este caso se consideró  $r = 0,50$ .

La bibliografía consultada sugiere que, a falta de mayor información, la velocidad en el fondo  $u_b$  puede ser estimada multiplicando la velocidad media en la sección por un coeficiente comprendido entre 0,74 y 0,90. En este caso se adoptó el valor 0,90; considerándose la velocidad media en la sección correspondiente a un período de retorno de 50 años (1,3 m/s; ver Capítulo 12.2).

Bajo estas condiciones se obtuvieron los siguientes resultados:

$$c_T = 5,95$$

$$D_{50} = 0,25 \text{ m}$$

Se observó que el valor obtenido de tamaño medio de enrocado es similar al necesario para proteger las fundaciones de las corrientes inducidas por las hélices (si bien el parámetro utilizado es distinto).

Se concluyó que un enrocado con un  $D_{50}$  aproximado de 25 cm será suficiente para proteger la estructura contra la erosión local producida por cualquiera de los dos mecanismos analizados.

#### 14.3. Determinación de la extensión en planta y profundidad del manto de enrocado

En ninguno de los manuales antes mencionados se especifican las dimensiones en planta ni la profundidad que se deben dar al manto de enrocado para que el mismo cumpla adecuadamente su función. Para determinar dichas dimensiones se recurrió a la circular N°23 (HEC-23) de The Federal Highway Administration estadounidense (Lagasse, et al., 2009) en la cual se especifican recomendaciones de diseño de enrocados de protección de fundaciones de

puentes emplazados en cauces fluviales. Si bien en este caso no se trata de un puente se consideró aceptable recurrir a dichas recomendaciones ya que la obra portuaria se encuentra sobre un curso fluvial.

Como se mencionó con anterioridad los pilotes tienen una separación entre sí mayor a 5 veces su diámetro (el diámetro es de 1 m y la separación mínima entre ellos es de 5,67 m), por ello se consideró que no habrá efecto de grupo en la socavación en torno a los mismos y por lo tanto se optó por el diseño de un manto de enrocado individual que será colocado en torno a cada pilote.

Se recomienda que la extensión en planta de dicho manto sea al menos 2 veces el diámetro del pilote en todas las direcciones midiendo desde su borde exterior y que a su vez la profundidad del mismo sea al menos 3 veces el  $D_{50}$  calculado. En base a eso se decidió que la forma en planta será un cuadrado de 5 m de lado con 1 m de profundidad. Se optó por una profundidad mayor al triple del diámetro medio para mayor seguridad en caso de cambios en las formas de fondo del lecho del río, ya que la obra se encuentra próxima a la desembocadura de un distributario importante del río Paraná (río Paraná Bravo).

De ese modo se determinó que el volumen de enrocado a colocar en torno a cada uno de los pilotes será de:

$$V_{1\ pilote} = 25,0\ m^3$$

#### 14.4. Consideraciones constructivas

Como se menciona anteriormente el enrocado de protección será necesario únicamente en caso de extensión del dragado hasta cota -15 mWh. En ese caso, la presencia del pantalan representa interfiere con el procedimiento constructivo, por la dificultad para acceder con maquinaria a los pilotes ubicados en su centro. Se optó por prever la colocación de enrocado únicamente en la fila de pilotes ubicada del lado en que atracan los buques ya que serán los únicos afectados por el dragado y los más expuestos a la acción de las hélices. En total se deberán proteger 11 pilotes (9 verticales y 2 inclinados) por lo que el volumen total a colocar será de:

$$V = 275,0\ m^3$$

Para lograr los niveles óptimos de seguridad que se requieren se deberá colocar el enrocado dentro de un pozo pre-excavado con las dimensiones establecidas anteriormente (Lagasse, et al., 2009). Es importante que el mismo tenga el fondo plano y que el enrocado quede al mismo nivel que el lecho del río luego de su colocación, para evitar la pérdida de elementos del mismo por sobresalir del fondo. Para favorecer la inspección durante la operación de la terminal la capa superior del manto deberá quedar a la vista y no enterrada.

Previo a la instalación del manto se deberá colocar una capa de membrana geotextil para prevenir la falla del enrocado por la tubificación que puede generarse debido al contacto del mismo con los sedimentos más finos del fondo. Dicha membrana se debe extender hacia cada lado 2/3 de la distancia a la que se extiende el manto de enrocado (es decir 1,3 m en todas las direcciones desde el borde exterior del pilote). Esta distancia es la óptima para lograr evitar la falla por tubificación sin producir efectos negativos por altas subpresiones.

En cuanto al enrocado que se seleccione para colocar, si bien el requisito establecido es que su diámetro medio ( $D_{50}$ ) sea similar al calculado, también es necesario que el mismo posea una curva granulométrica con un cierto grado de uniformidad. Para esto se define un coeficiente de uniformidad cuyo valor debe estar entre 1,5 y 2,5.

$$Coef\ uniform = \frac{D_{85}}{D_{15}}$$

## 15. ESTIMACIÓN DE COSTOS

Para completar el pre-diseño de la terminal, se realizó una estimación aproximada del costo total de la obra a partir de los volúmenes de hormigón y material a dragar determinados anteriormente. El costo estimado fue de aproximadamente U\$S 4.161.250 (cuatro millones ciento sesenta y un mil doscientos cincuenta dólares americanos).

A continuación en la Tabla 15-1 se presentan los precios unitarios y metrajes totales considerados, así como la significancia de cada rubro. Estos precios incluyen costos por: materiales, mano de obra, maquinaria, transporte e impuestos.

Ítem	Unidad	Cantidad	U\$S unitario	U\$S	Ponderación
Pilote	ml	1.358	1.300	1.765.907	42%
Viga	m <sup>3</sup>	247	1.000	247.342	6%
Losa	m <sup>3</sup>	664	600	398.400	10%
Dragado	m <sup>3</sup>	291.600	6	1.749.600	42%

<b>Total (U\$S)</b>	<b>4.161.249</b>
---------------------	------------------

Tabla 15-1 - Estimación de costos de la obra.

## BIBLIOGRAFÍA

Arneson, L., Zevenbergen, L., Lagasse, P., & Clopper, P. (2012). *Hydraulic Engineering Circular No. 18 - Evaluating scour at bridges*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

Bichel, A. (2003). *Desarrollo regional y estudio de la navegabilidad del río Uruguay*.

*Blue Kenue reference manual*. (2011). Ottawa, Ontario, Canada: Canadian Hydraulics Centre, National Research Council.

Bombardelli, F., Menéndez, A., Brea, J., Lapetina, M., & Uriburu Quirno, M. (1995). *Estudio hidrodinámico del Delta del río Paraná mediante modelación matemática*.

CIRIA, CUR, & CETMEF. *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*.

Desombre, J. (2013). *TELEMAC-2D software reference manual*.

DNV. (2007). *Environmental conditions and environmental loads. Recommenden practice DNV - RP - C205*.

EHE, Instrucción de Hormigón Estructural. (2008). *Prontuario de Hormigón Armado. Real Decreto 1247/2008*. España: Ministerio de Fomento, Gobierno de España.

Garino, E. (2013). *Notas del curso Hormigón 1*.

Holthuijsen, L. (2007). *Waves in oceanic and coastal waters*. Cambridge University Press, U.K.

Ibáñez Rosales, A. (2011). *Análisis estadístico de valores extremos y aplicaciones*. Granada, España: Universidad de Granada.

Instituto Uruguayo de Normas Técnicas. (2005). *Proyecto y ejecución de estructuras de hormigón en masa o armado. UNIT 1050:2005*.

Jiménez Montoya, P., García Meseguer, Á., & Morán Cabré, F. (2000). *Hormigón Armado*. España.

Lagasse, P. F., Clopper, P. E., Pagán-Ortiz, J. E., Zevenbergen, L. W., Arneson, L. A., Schall, J. D., y otros. (2009). *Hydraulic Engineering Circular No. 23 - Bridge scour and stream instability countermeasures. Experience, selection and design guidance. Third edition, volume 2*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

Lang, P., Desombre, J., ATA, R., Goeury, C., & Hervouet, J. M. (2014). *TELEMAC-2D software user manual*.

*Marine Traffic*. (s.f.). Obtenido de <https://www.marinetraffic.com/>

Masselink, G., Hughes, M., & Knight, J. (2003). *Introduction to coastal processes and geomorphology*.

McCormac, J. (2002). *Diseño de estructuras de acero*. Clemson University, South Carolina, U.S.A.

Olazábal, Á. (2013). *Proyecto infraestructura Uruguay 2030, segunda parte, propuesta para el sistema portuario*.

- 
- PIANC. (2015). *PIANC report N° 180. Guidelines for protecting berthing structures from scour caused by ships*. Bruxelles: PIANC.
- R.O.M 2.0-11. (2011). *Recomendaciones de Obras Marítimas, Gobierno de España* .
- R.O.M. 0.0-01. (2001). *Recomendaciones de Obras Marítimas, Gobierno de España* .
- R.O.M. 0.4-95. (1995). *Recomendaciones de Obras Marítimas, Gobierno de España* .
- R.O.M. 3.1-99 . (1999). *Recomendaciones de Obras Marítimas, Gobierno de España* .
- Sabarots, M., Badano, N., & Re, M. (2009). *Modelación hidro-sedimentológica para la evaluación del avance del Frente del Delta del Río Paraná*. Buenos Aires, Argentina: Laboratorio de hidráulica, Instituto Nacional del Agua, Argentina.
- Sarubbi, A., & Menéndez, Á. (2007). *Un modelo numérico para representar el avance del frente del delta del río Paraná a escala secular*. Córdoba, Argentina: Instituto Nacional del Agua, Argentina.
- Segura, L. (2015). *Guía de software F-Tool para el cálculo de estructuras*. Universidad de la República, Uruguay.
- Taylor, K. (2000). *Summarizing multiple aspects of model performance in a single diagram*. University of California, U.S.A.
- Tomlinson, M., & Woodward, J. (1977). *Pile desing and construction practice*. Taylor and Fracis.

## **ANEXOS**

## 1. ANEXO I – ANÁLISIS EXPLORATORIO DE DATOS CLIMÁTICOS

En este anexo se presenta el análisis exploratorio de datos de nivel, viento y caudal con que se contó como insumo en las distintas etapas del proyecto para las cuales no se presentó el análisis en el cuerpo del texto.

### 1.1. Niveles

Se realizó un análisis exploratorio para aquellas series de niveles que resultaban de utilidad para alguna de las etapas del trabajo. Las series analizadas fueron:

- Horaria en Nueva Palmira para el año 2004 (calibración del modelo hidrodinámico y diseño de terminal portuaria).
- 3 datos por día en Carmelo (calibración modelo hidrodinámico).
- 3 datos por día en Villa Soriano (calibración modelo hidrodinámico).
- 3 datos por día en Puerto Aldao (calibración modelo hidrodinámico).
- Series de extremos diarios en Nueva Palmira (diseño de terminal portuaria).

Se evaluaron algunos parámetros estadísticos de las series, como ser cuantiles, máximos, mínimos, valores extremos, medianas, medias y desviaciones.

#### 1.1.1. Serie horaria en Nueva Palmira

En la Tabla 1-1 se muestra las características de la información obtenida.

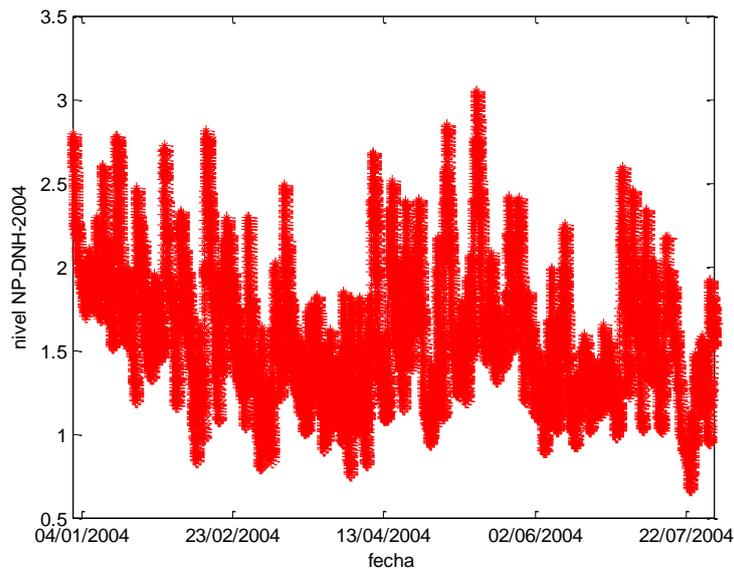
<b>Niveles Nueva Palmira</b>	
Fuente: DNH -2004	
<b>2004</b>	
<b>Percentil 25</b>	1,27
<b>Percentil 75</b>	1,83
<b>Mediana</b>	1,530
<b>Intervalo Intercuartil</b>	0,56
<b>Promedio</b>	1,575
<b>Desviación Estándar</b>	0,402
<b>Mínimo</b>	0,67
<b>Máximo</b>	3,05
<b>Varianza</b>	0,162
<b>Covarianza</b>	0,162
<b>Desviación Absoluta Mediana</b>	0,323

<b>Inicio Período</b>	01/01/2004
<b>Fin período</b>	31/7/2004
<b>Frecuencia datos</b>	Cada 15 minutos
<b>N° Datos</b>	20353

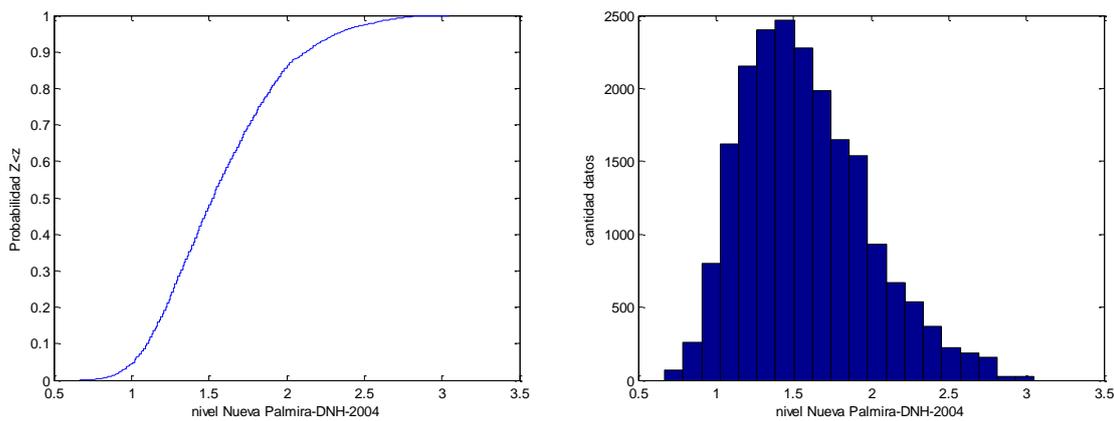
Tabla 1-1 - Información serie horaria de niveles Nueva Palmira (DNH-2004)

Se graficó la serie completa de nivel en con el fin de evaluar el comportamiento de los mismos, evaluar tendencias, datos faltantes, saltos, etc. En la Gráfica 1-1, no se observaron irregularidades.



**Gráfica 1-1 - Serie de niveles horarios en Nueva Palmira - DNH - 2004**

Luego se realizó la curva de frecuencia acumulada con los datos de la serie, y un histograma, que se muestran en la Gráfica 1-2.



**Gráfica 1-2 - Frecuencia acumulada e histograma - niveles horarios NP - DNH 2004**

**1.1.2. Serie de 3 datos diarios en Carmelo**

Se realizó el mismo análisis que para las series anteriores, para la serie de niveles en Carmelo, brindada por DNH (Tabla 1-2).

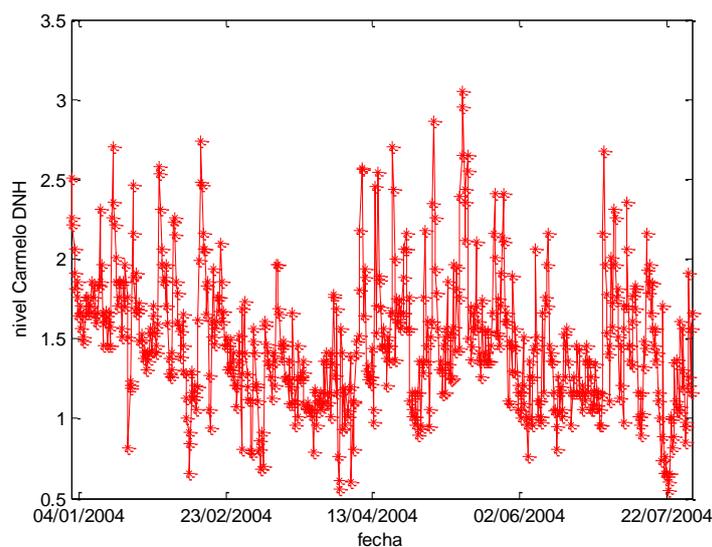
	Niveles Carmelo
	Fuente: DNH
<b>Percentil 25</b>	1,16
<b>Percentil 75</b>	1,70
<b>Mediana</b>	1,445
<b>Intervalo Intercuartil</b>	0,54
<b>Promedio</b>	1,475
<b>Desviación Estándar</b>	0,419
<b>Mínimo</b>	0,55
<b>Máximo</b>	3,05
<b>Varianza</b>	0,176
<b>Covarianza</b>	0,176
<b>Desviación Absoluta Mediana</b>	0,324

<b>Inicio Período</b>	01/01/2004
<b>Fin período</b>	30/7/2004
<b>Frecuencia datos</b>	3 datos diarios
<b>N° Datos</b>	5074
<b>N° Datos Faltantes</b>	4438

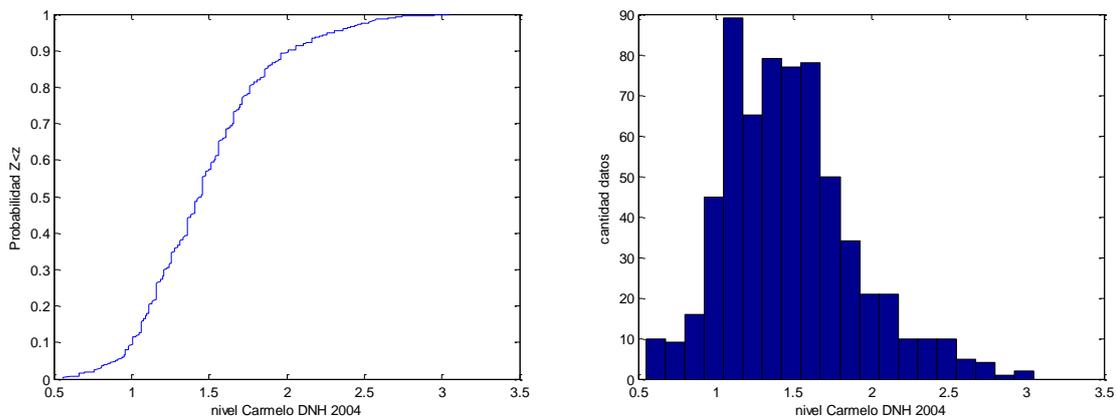
**Tabla 1-2 - Información niveles Carmelo - DNH**

Se graficó la serie de datos en función de la fecha con el fin de poder observar alguna irregularidad en la misma. Al igual que en los casos anteriores no se observan irregularidades en la serie (Gráfica 1-3).



**Gráfica 1-3 - Serie niveles Carmelo - DNH**

Se calculó la probabilidad de no excedencia para cada valor de nivel y el histograma, mostrados en Gráfica 1-4.



**Gráfica 1-4 - Frecuencia acumulada e histograma - niveles Carmelo - DNH**

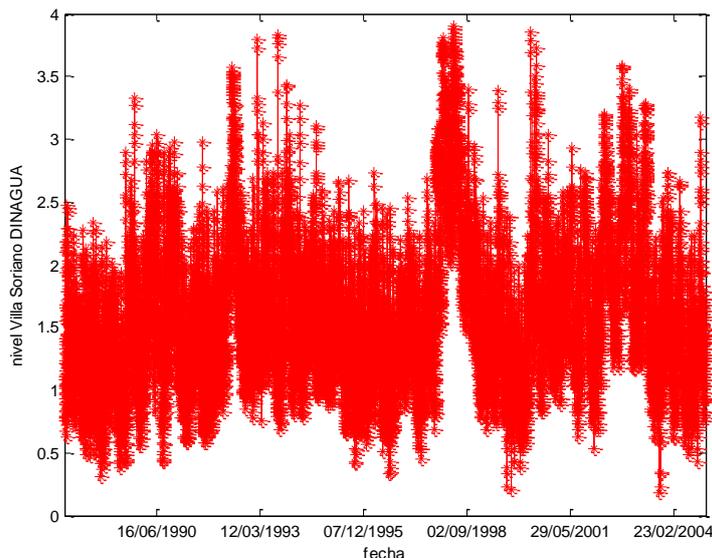
**1.1.3. Serie de 3 datos diarios en Villa Soriano**

Para Villa Soriano se obtuvo una serie de niveles de DINAGUA. Las características de la misma se presentan en Tabla 1-3.

<b>Niveles Villa Soriano</b>	
Fuente: DINAGUA	
<b>Percentil 25</b>	1,15
<b>Percentil 75</b>	1,88
<b>Mediana</b>	1,46
<b>Intervalo Intercuartil</b>	0,73
<b>Promedio</b>	1,57
<b>Desviación Estándar</b>	0,58
<b>Mínimo</b>	0,18
<b>Máximo</b>	3,90
<b>Varianza</b>	0,336
<b>Covarianza</b>	0,336
<b>Desviación Absoluta Mediana</b>	0,453
<b>Inicio Período</b>	01/01/1988
<b>Fin período</b>	31/12/2004
<b>Frecuencia datos</b>	3 datos diarios
<b>N° Datos</b>	18535

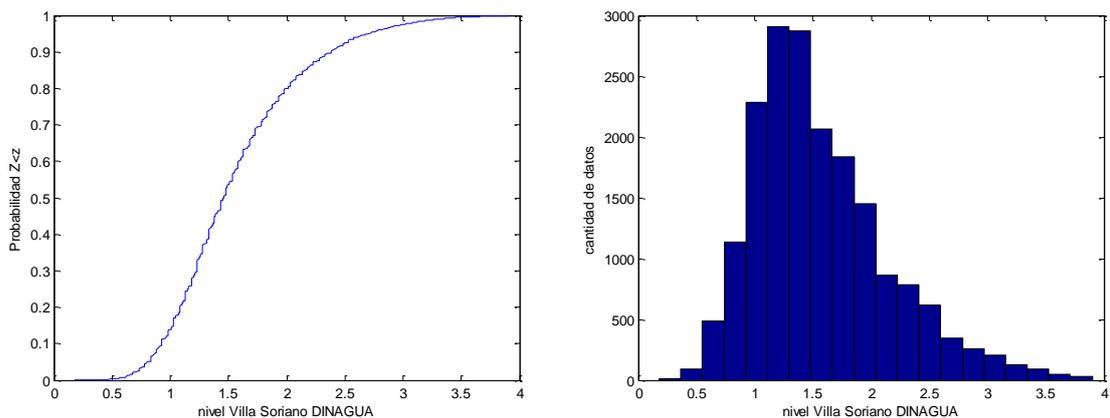
**Tabla 1-3 -Información niveles Villa Soriano - DINAGUA**

Se graficó la serie de mediciones de nivel en función del tiempo. El gráfico se presenta en la Gráfica 1-5.



**Gráfica 1-5 - Serie temporal de niveles Villa Soriano - DINAGUA**

En la serie no se observaron irregularidades. En la Gráfica 1-6 se presenta el gráfico de frecuencia acumulada de los datos e histograma.



**Gráfica 1-6 - Frecuencia acumulada e histograma - niveles Villa Soriano - DINAGUA**

**1.1.4. Serie de 3 datos diarios en Puerto Aldao**

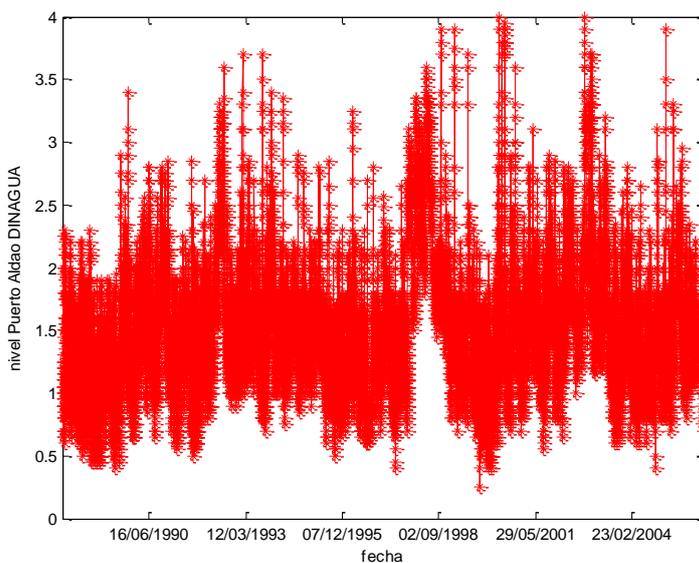
La serie de niveles de Puerto Aldao presentan las características mostradas en Tabla 1-4.

La serie de datos en función del tiempo, se presenta en Gráfica 1-7. En la misma no se observan irregularidades de ningún tipo.

	Niveles Puerto Aldao
Percentil 25	1,15
Percentil 75	1,70
Mediana	1,45
Intervalo Intercuartil	0,55
Promedio	1,50
Desviación Estándar	0,51
Mínimo	0,25
Máximo	4,00
Varianza	0,257
Covarianza	0,257
Desviación Absoluta Mediana	0,383

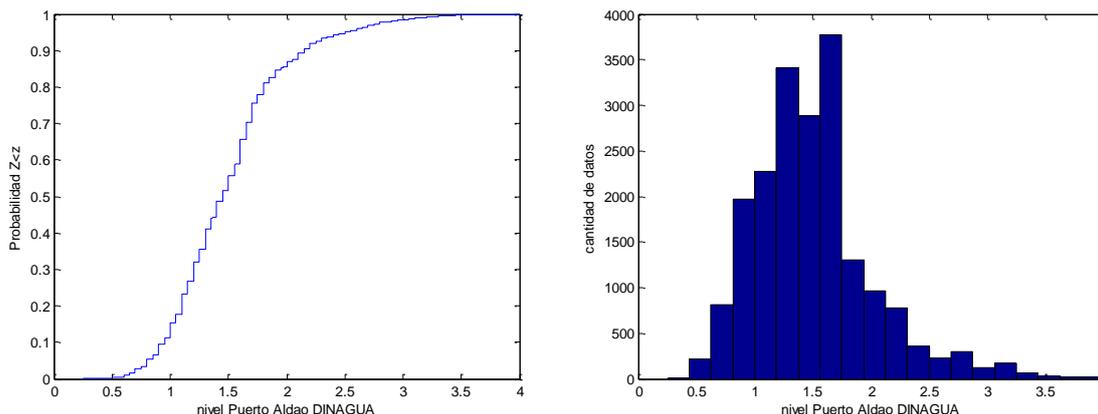
Inicio Período	01/01/1988
Fin período	28/2/2006
Frecuencia datos	3 datos diarios
N° Datos	19713

Tabla 1-4 - Información serie de niveles Puerto Aldao - DINAGUA



Gráfica 1-7 - Serie temporal de niveles Puerto Aldao - DINAGUA

Se realizó el gráfico de la curva de frecuencia acumulada para la serie de datos, la misma se muestra en la Gráfica 1-8.



**Gráfica 1-8 - Frecuencia e histograma de niveles Puerto Aldao - DINAGUA**

**1.1.5. Series de máximos y mínimos diarios en Nueva Palmira**

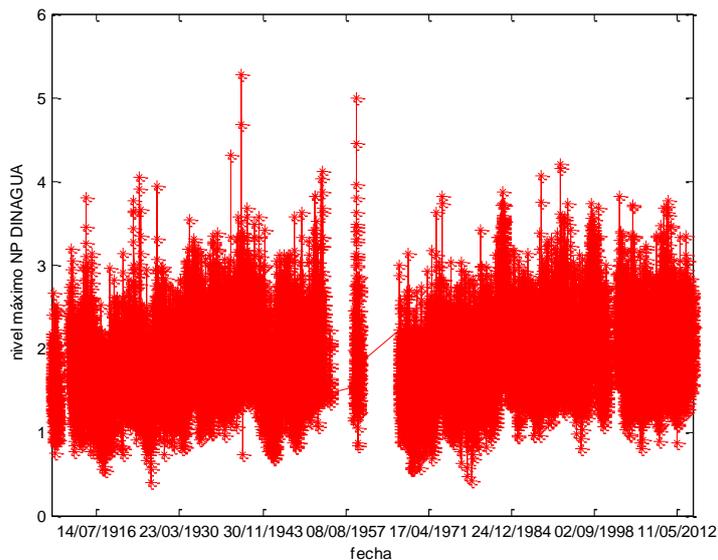
Se tiene información de niveles máximos y mínimos para un período coincidente, detallado en Tabla 1-5, para Nueva Palmira, obtenido de DINAGUA.

	<b>Niveles Máximos NP</b>	<b>Niveles Mínimos NP</b>
	Fuente: DINAGUA	Fuente: DINAGUA
<b>Percentil 25</b>	1,52	1,32
<b>Percentil 75</b>	2,12	1,88
<b>Mediana</b>	1,80	1,57
<b>Intervalo Intercuartil</b>	0,60	0,56
<b>Promedio</b>	1,84	1,63
<b>Desviación Estándar</b>	0,47	0,43
<b>Mínimo</b>	0,39	0,12
<b>Máximo</b>	5,28	4,99
<b>Varianza</b>	0,220	0,181
<b>Covarianza</b>	0,220	0,181
<b>Desviación Absoluta Mediana</b>	0,370	0,333

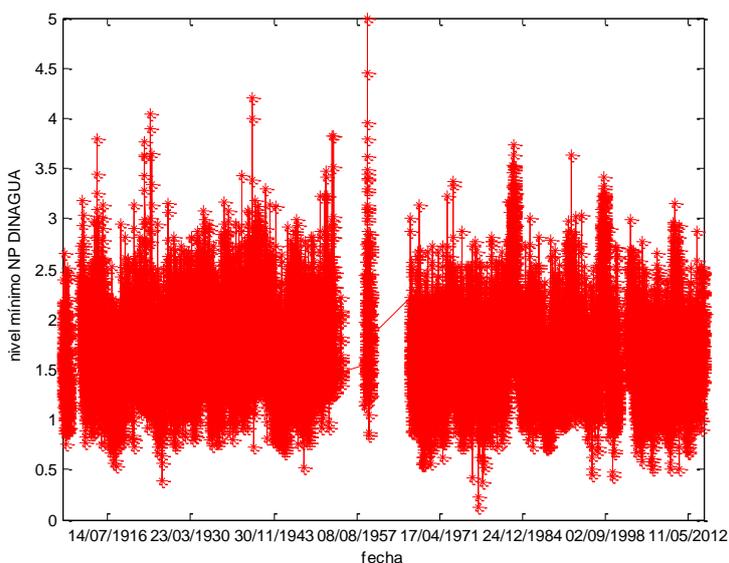
<b>Inicio Período</b>	01/01/1909	01/01/1909
<b>Fin período</b>	25/11/2014	25/11/2014
<b>Frecuencia datos</b>	3 datos diarios	3 datos diarios
<b>N° Datos</b>	31967	31967

**Tabla 1-5 - Información serie de niveles máximos y mínimos NP DINAGUA**

Se graficaron para ambas series los valores de nivel en función del tiempo. Los gráficos se muestran en las Gráfica 1-9 y Gráfica 1-10 para máximos y mínimos respectivamente.



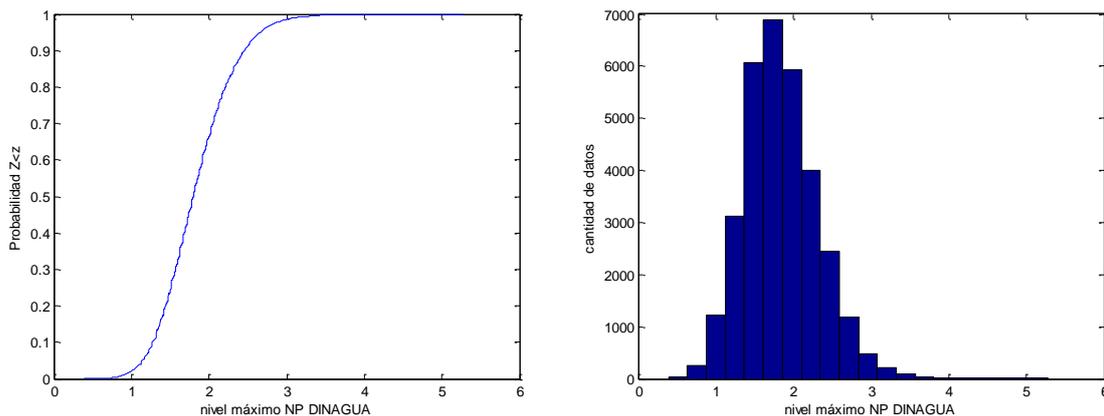
**Gráfica 1-9 - Serie de niveles máximos - NP - DINAGUA**



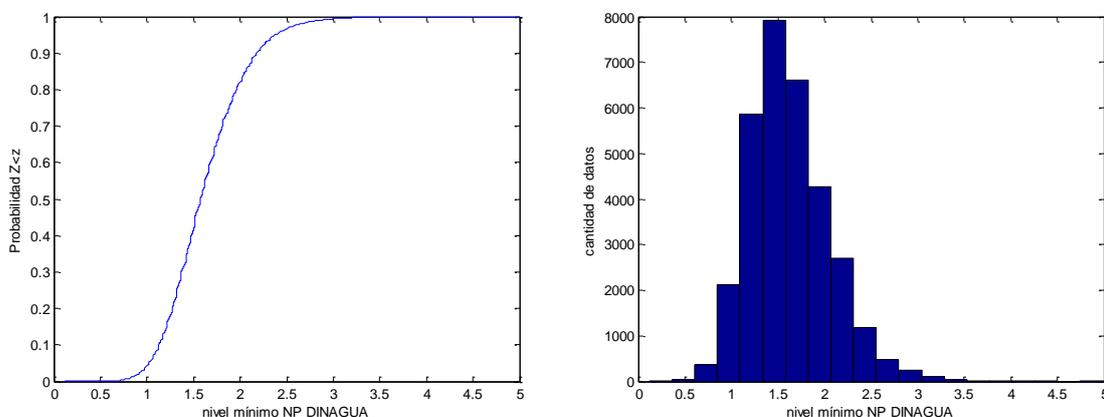
**Gráfica 1-10 - Serie de niveles mínimos - NP - DINAGUA**

En ambos casos se observaron algunos períodos sin valores medidos. Como el tiempo en que no hay datos medidos es reducido en comparación con el tiempo en que sí los hay se decidió utilizar la serie sin alterar para realizar el resto del análisis estadístico de los datos.

Se graficaron las curvas de frecuencia acumulada e histogramas para la serie de máximos y de mínimos, Gráfica 1-11 y Gráfica 1-12 respectivamente.



**Gráfica 1-11 - Frecuencia acumulada e histograma - niveles máximos NP - DINAGUA**



**Gráfica 1-12 - Frecuencia acumulada e histograma - niveles mínimos NP - DINAGUA**

## 1.2. Vientos

Se llevó a cabo un análisis exploratorio de todos los datos de viento disponibles con el fin de evaluar su comportamiento y de ese modo definir el tratamiento requerido para su utilización como insumo para la modelación hidrodinámica del río Uruguay y el diseño de la terminal portuaria.

Se graficaron las series de datos obtenidos, con objeto de evaluar el comportamiento de los mismos, evaluar tendencias, datos faltantes, saltos y otros. Luego se realizó la frecuencia acumulada de los datos y el histograma de los mismos, evaluando el comportamiento de cada uno.

### 1.2.1. Serie de reanálisis CFSR en Nueva Palmira

En primera instancia se graficó la serie de datos en función del tiempo para inspección visual. En la misma no se observaron irregularidades ni datos faltantes. Luego se procedió a determinar los principales parámetros estadísticos que la describen, los cuales se presentan en la Tabla 1-6.

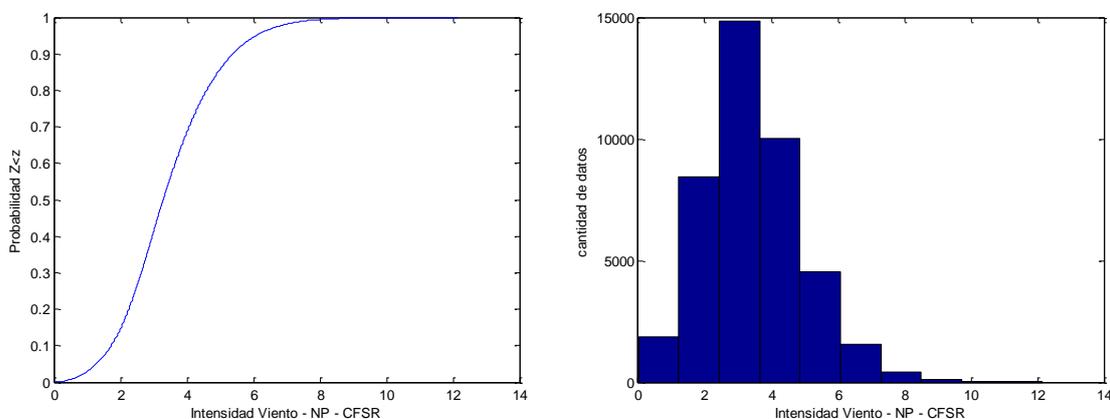
<b>Viento Nueva Palmira</b>	
Fuente: Reanálisis CFSR	
<b>Percentil 25</b>	2,45
<b>Percentil 75</b>	4,31
<b>Mediana</b>	3,29
<b>Intervalo Intercuartil</b>	1,86
<b>Promedio</b>	3,45
<b>Desviación Estándar</b>	1,46
<b>Mínimo</b>	0,01
<b>Máximo</b>	12,16
<b>Varianza</b>	2,143
<b>Covarianza</b>	2,143
<b>Desviación Absoluta Mediana</b>	1,144

<b>Inicio Período</b>	01/01/1980
<b>Fin período</b>	31/12/2010
<b>Frecuencia datos</b>	3 datos diarios
<b>N° Datos</b>	42372

**Tabla 1-6- Información Vientos reanálisis Nueva Palmira- CFSR**

Se determinó la curva de frecuencia acumulada e histograma de los datos, que se presentan en la Gráfica 1-13.



**Gráfica 1-13 - Frecuencia acumulada e histograma Vientos - NP - CFSR**

Como último paso se realizó el gráfico de la rosa de vientos, Figura 1-1.

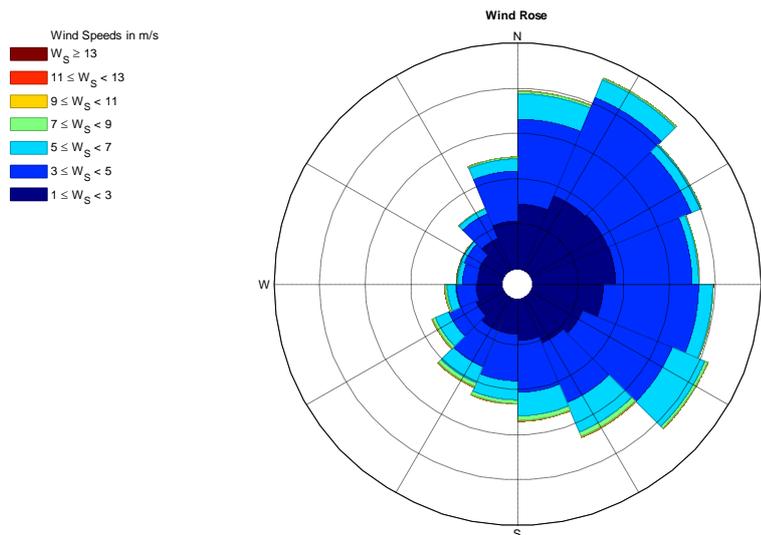


Figura 1-1 - Rosa de vientos - NP - CFSR

**1.2.2. Serie de reanálisis CFSR en Colonia del Sacramento**

Se realizó el mismo análisis que para la serie de reanálisis extraída para Colonia del Sacramento, Tabla 1-7. No se observan incoherencias ni valores extraños en la serie graficada.

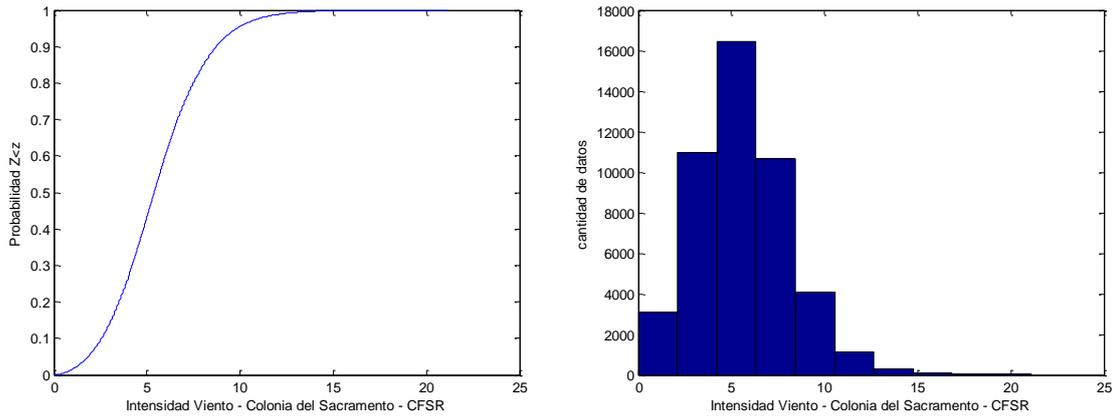
<b>Viento Colonia del Sacramento</b>	
Fuente: Reanálisis CFSR	
<b>Percentil 25</b>	3,88
<b>Percentil 75</b>	7,03
<b>Mediana</b>	5,39
<b>Intervalo Intercuartil</b>	3,15
<b>Promedio</b>	5,57
<b>Desviación Estándar</b>	2,45
<b>Mínimo</b>	0,00
<b>Máximo</b>	21,10
<b>Varianza</b>	5,982
<b>Covarianza</b>	5,982
<b>Desviación Absoluta Mediana</b>	1,919

<b>Inicio Período</b>	01/01/1980
<b>Fin período</b>	31/12/2010
<b>Frecuencia datos</b>	3 datos diarios
<b>N° Datos</b>	46751

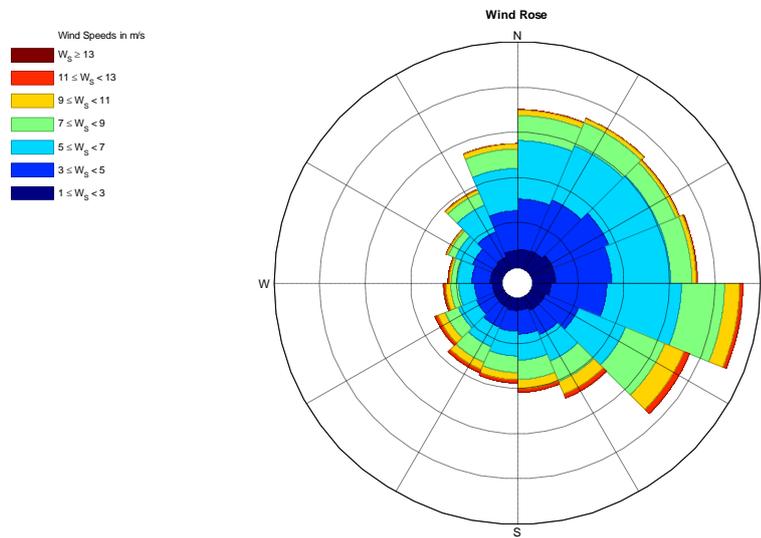
Tabla 1-7 - Información viento Colonia del Sacramento - CFSR

Se realizaron los gráficos de frecuencia acumulada e histograma de la serie, que se muestran en la Gráfica 1-14.



**Gráfica 1-14 - Frecuencia acumulada e histograma vientos - Colonia del Sacramento - CFSR**

Por último se graficó la rosa de vientos para la serie.



**Figura 1-2 - Rosa de vientos - Colonia del Sacramento - CFSR**

**1.2.3. Datos medidos por INUMET en Colonia del Sacramento**

La información de los datos de viento medidos, obtenidos de INUMET se presentan en Tabla 1-8.

En primera instancia se graficó la serie temporal de datos para análisis visual. En la misma se observó que hay períodos importantes en los cuales no hay datos registrados.

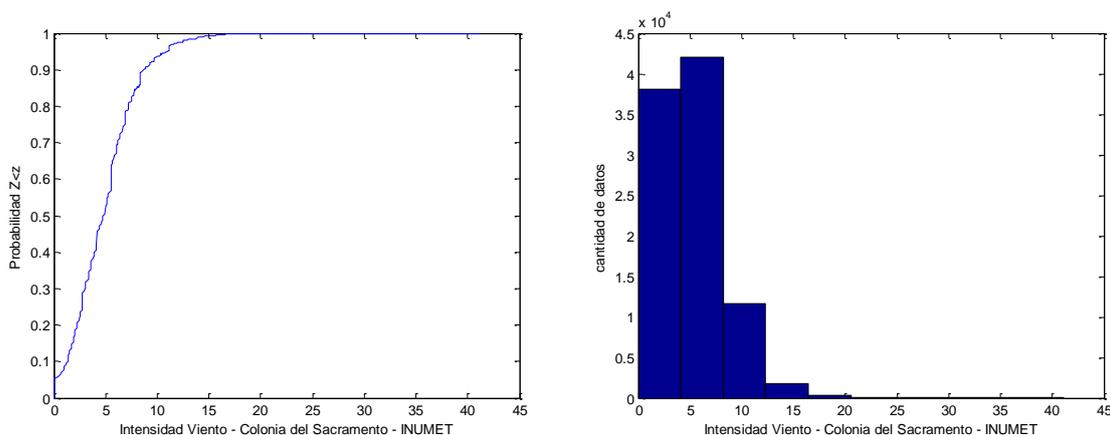
Se graficó la probabilidad de no excedencia en función del valor de intensidad del viento y el histograma de 10 bins (Gráfica 1-15).

<b>Viento Colonia del Sacramento</b>	
Fuente: INUMET	
<b>Percentil 25</b>	2,78
<b>Percentil 75</b>	6,94
<b>Mediana</b>	4,79
<b>Intervalo Intercuartil</b>	4,17
<b>Promedio</b>	4,98
<b>Desviación Estándar</b>	3,15
<b>Mínimo</b>	0,00
<b>Máximo</b>	41,11
<b>Varianza</b>	9,905
<b>Covarianza</b>	9,905
<b>Desviación Absoluta Mediana</b>	2,447

<b>Inicio Período</b>	01/01/1979
<b>Fin período</b>	30/9/2006
<b>Frecuencia datos</b>	3 datos diarios
<b>N° Datos</b>	94021

**Tabla 1-8 - Información Viento Colonia del Sacramento - INUMET**



**Gráfica 1-15 - Frecuencia acumulada e histograma vientos - Colonia del Sacramento - INUMET**

Por último se realizó el gráfico de la rosa de vientos para la serie, que se presenta en la Figura 1-3.

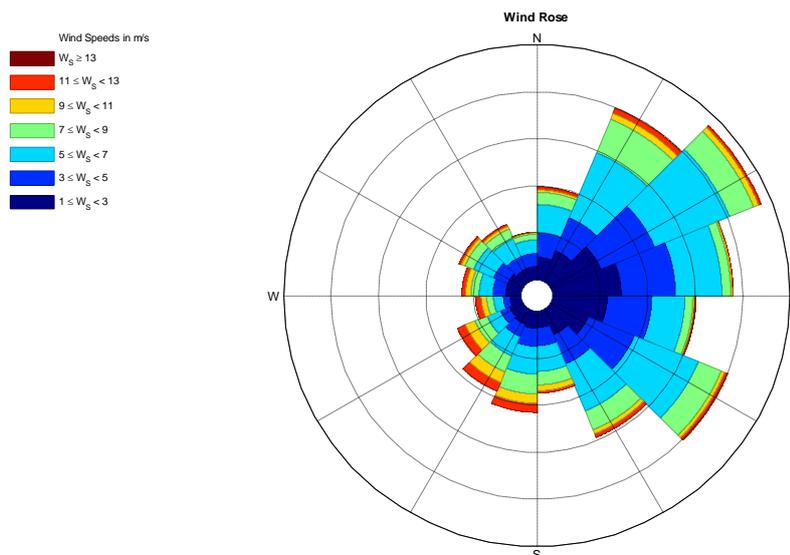


Figura 1-3- Rosa de vientos - Colonia del Sacramento - INUMET

### 1.3. Caudales

Para los datos conseguidos de caudales, se realizó en primera instancia un análisis exploratorio que se presenta a continuación. Se graficaron las series de datos obtenidos, con objeto de evaluar el comportamiento de los mismos, evaluar tendencias, datos faltantes, saltos y otros. Luego se realizó la frecuencia acumulada de los datos y el histograma de los mismos, evaluando el comportamiento de cada uno.

A continuación se presentan los análisis de series, según tipo y fuente.

#### 1.3.1. Caudales INA

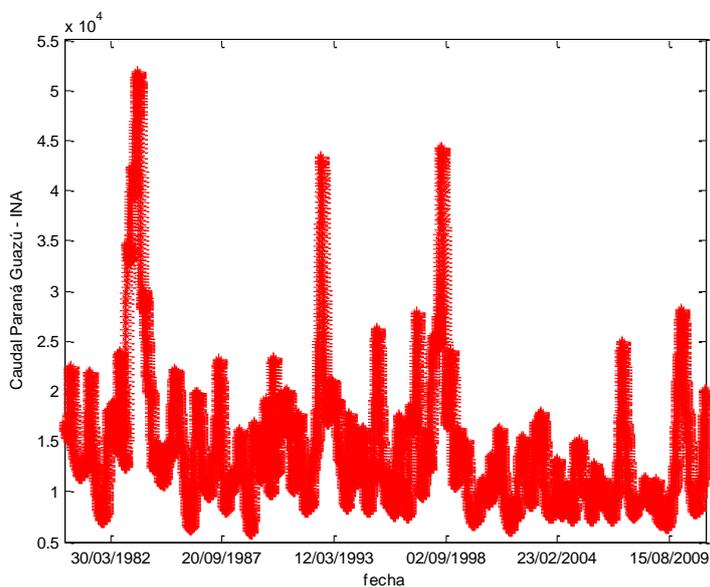
La serie de caudales aportados por el INA para Paraná Guazú y río Uruguay presentan las características detalladas en Tabla 1-9.

En las Gráfica 1-16 y Gráfica 1-17 se muestran las series de caudales de los ríos Uruguay y Paraná Palmas graficadas en función del tiempo. No se observaron a simple vista irregularidades en ninguno de los casos.

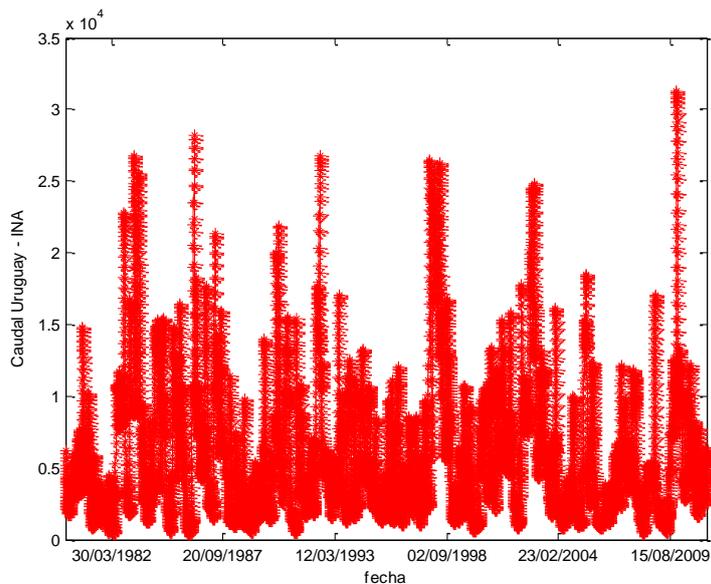
	<b>Caudales</b>	
	Fuente: INA	
	<b>Paraná Guazú</b>	<b>Uruguay</b>
<b>Percentil 25</b>	9700	2500
<b>Percentil 75</b>	16600	8700
<b>Mediana</b>	12500	4900
<b>Intervalo Intercuartil</b>	6900	6200
<b>Promedio</b>	14266	6276
<b>Desviación Estándar</b>	6966	5029
<b>Mínimo</b>	6000	500
<b>Máximo</b>	51900	31300
<b>Varianza</b>	48524000	25287000
<b>Covarianza</b>	48524000	25287000
<b>Desviación Absoluta Mediana</b>	4844	3842

<b>Inicio Período</b>	01/01/1980	03/01/1980
<b>Fin período</b>	20/05/2011	20/05/2013
<b>Frecuencia datos</b>	Diarios	Diarios
<b>N° Datos</b>	11463	11463
<b>N° Datos Faltantes</b>	0	0

Tabla 1-9 - Información Caudales Paraná Guazú y Uruguay - INA

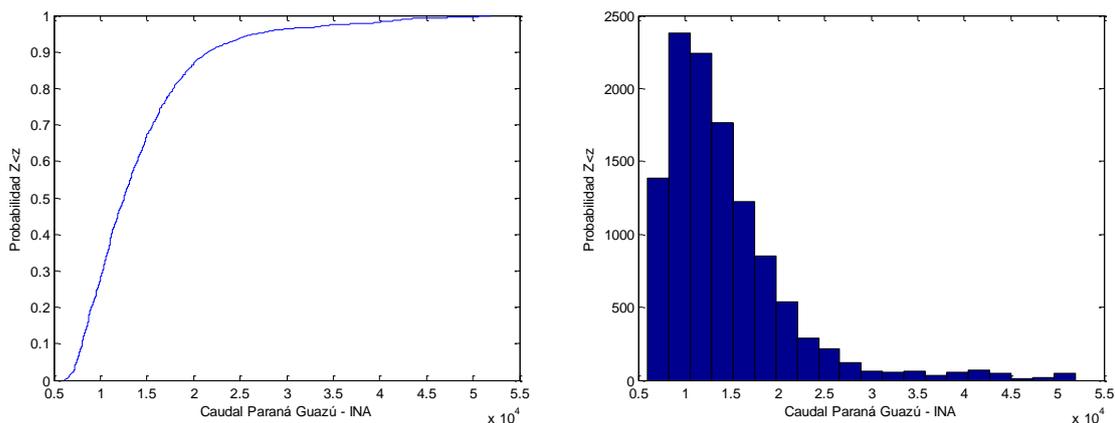


Gráfica 1-16 - Serie de caudales - Paraná Guazú - INA

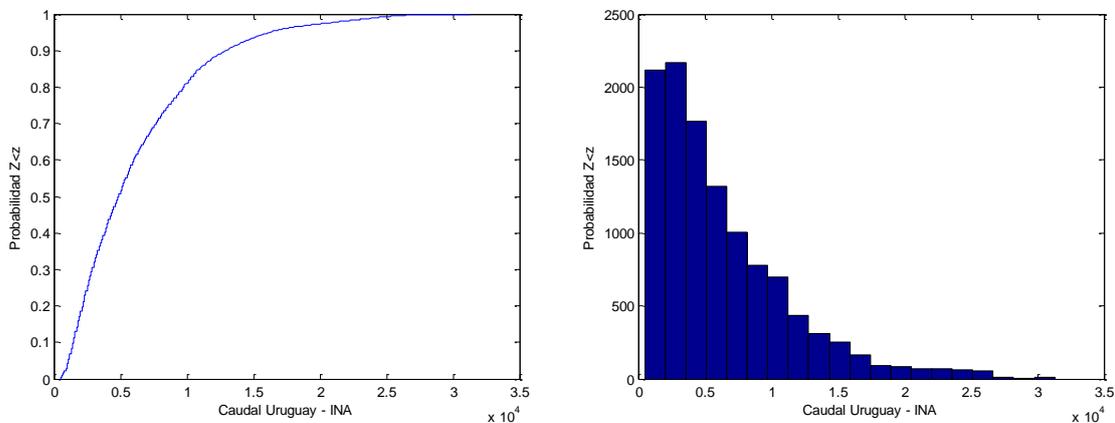


**Gráfica 1-17 - Serie de caudales - río Uruguay - INA**

En las Gráfica 1-18 y Gráfica 1-19 se muestran los gráficos de frecuencia acumulada e histogramas para ambas series.



**Gráfica 1-18 - Frecuencia acumulada e histograma caudal Paraná Guazú - INA**



**Gráfica 1-19 - Frecuencia acumulada e histograma caudal río Uruguay - INA**

### 1.3.2. Caudales DNH

El mismo análisis que para los caudales medidos por el INA se realizó para los caudales aportados por DNH en Salto Grande y Palmar.

#### 1.3.2.1 Caudales medidos en Salto Grande

La información de los datos de caudal obtenidos para Salto Grande se presentan en Tabla 1-10.

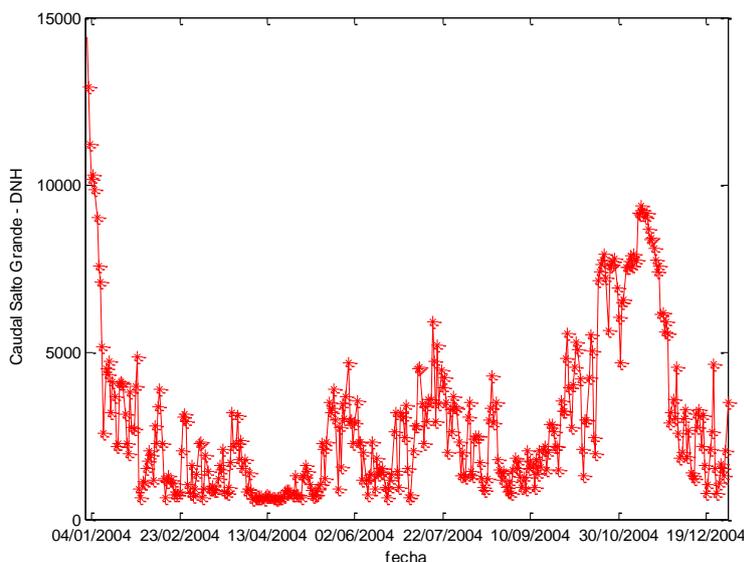
		Caudales Salto Grande
		Fuente: DNH
<b>Percentil 25</b>		1.191
<b>Percentil 75</b>		3.562
<b>Mediana</b>		2.170
<b>Intervalo Intercuartil</b>		2.371
<b>Promedio</b>		2.408
<b>Desviación Estándar</b>		2.408
<b>Mínimo</b>		585
<b>Máximo</b>		14.427
<b>Varianza</b>		5.797.300
<b>Covarianza</b>		5.797.300
<b>Desviación Absoluta Mediana</b>		1.793

<b>Inicio Período</b>	01/01/2004
<b>Fin período</b>	31/12/2004
<b>Frecuencia datos</b>	Diarios
<b>N° Datos</b>	366

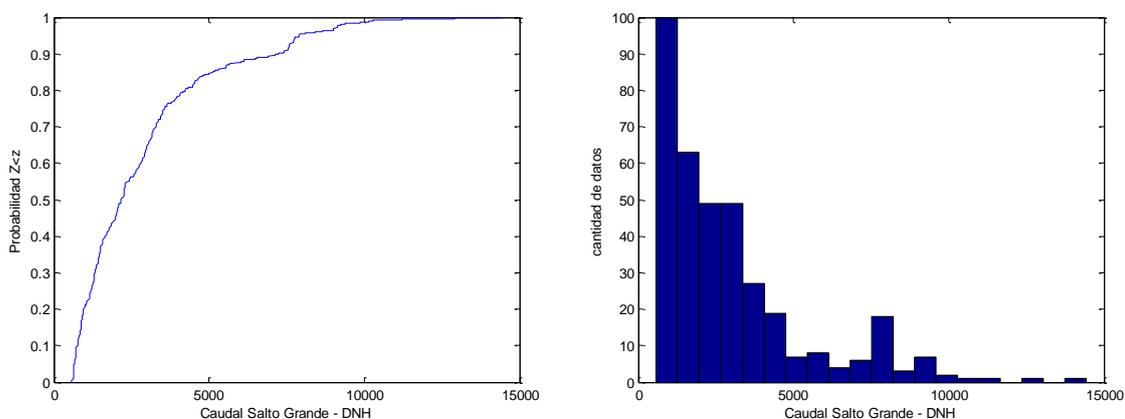
Tabla 1-10 - Información Caudales Salto Grande - DNH

Como primer paso se graficó la serie temporal de caudales, la misma se presenta en la Gráfica 1-20.



Gráfica 1-20- Serie caudales Salto Grande – DNH

En la serie no se observa nada fuera de lo común. Luego se realizó el gráfico de la frecuencia acumulada e histograma para los datos, los mismos se presentan a continuación en la Gráfica 1-21.



**Gráfica 1-21 – Frecuencia acumulada e histograma caudales Salto Grande - DNH**

### 1.3.2.2 Caudales medidos en Palmar

La información de la serie de caudales de la represa de Palmar obtenidos se detalla en Tabla 1-11

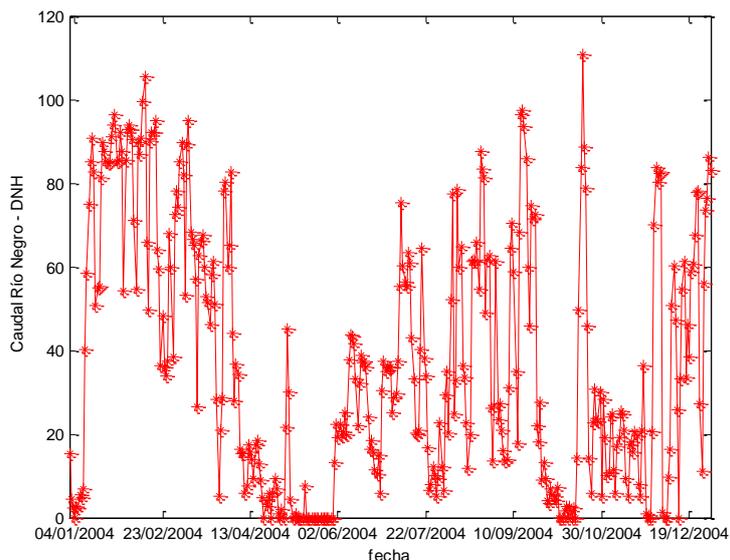
<b>Caudales Palmar</b>	
Fuente: DNH	
<b>Percentil 25</b>	9,65
<b>Percentil 75</b>	61,71
<b>Mediana</b>	29,83
<b>Intervalo Intercuartil</b>	52,06
<b>Promedio</b>	37,33
<b>Desviación Estándar</b>	30,60
<b>Mínimo</b>	0,00
<b>Máximo</b>	110,82
<b>Varianza</b>	936,63
<b>Covarianza</b>	936,63
<b>Desviación Absoluta Mediana</b>	26,59

<b>Inicio Período</b>	01/01/2004
<b>Fin período</b>	31/12/2004
<b>Frecuencia datos</b>	Diarios
<b>N° Datos</b>	366

**Tabla 1-11 - Información Caudal Represa Palmar - DNH**

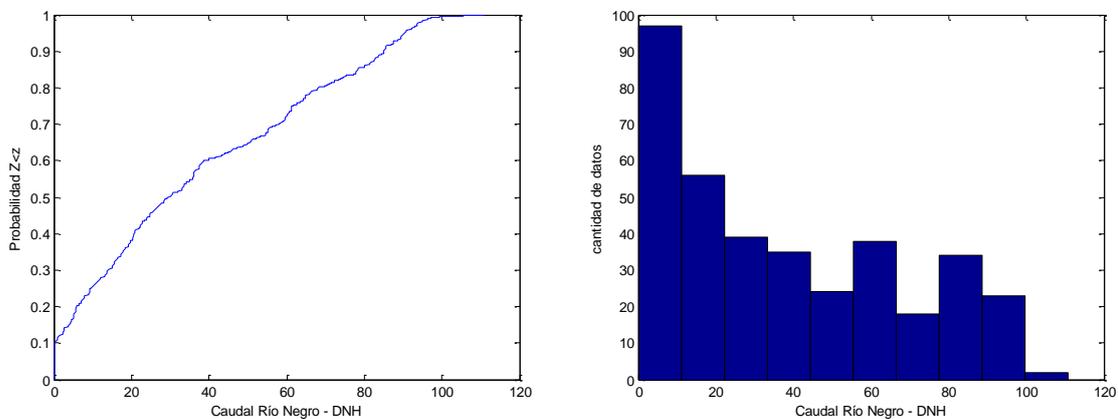
Se graficó la serie de datos en función del tiempo para detectar posibles irregularidades en la misma. Se presenta el gráfico en la Gráfica 1-22.



**Gráfica 1-22 - Serie caudales Palmar - DNH**

Tras observar la serie se constató que en algunas oportunidades los caudales medidos son nulos. Por la forma que la misma presenta se decide considerar que la ocurrencia de los mismos no corresponde a datos faltantes sino que se debe a la no apertura ocasional de las compuertas de la represa.

Lo siguiente fue graficar el histograma y para la serie con el fin de observar las características estadísticas de los datos, Gráfica 1-23



**Gráfica 1-23 - Histograma caudales Palmar - DNH**

## 2. ANEXO II – ANÁLISIS DE MAREAS

Se realizó un análisis de armónicos a las series de datos de nivel en los distintos puntos del río Uruguay para determinar las características de la marea a lo largo del mismo. Para esto se utilizó la herramienta *T\_Tide.m* de MatLab que se encarga de identificar y caracterizar las mareas parciales que componen la serie. A continuación se muestran los parámetros obtenidos para cada marea parcial al realizar el análisis de armónicos a la serie de niveles horarios en Carmelo, proporcionada por DNH para el período comprendido entre el 1 de enero y el 31 de julio de 2004.

La serie de armónicos se tiene de:

$$\eta = \eta^* + \sum_{i=1}^n a_i \cos(2\pi f_i t - G_i) + \eta_r(t)$$

Donde:

- $\eta$  = nivel de la marea
- $t$  = tiempo
- $\eta^*$  = nivel del mar promedio
- $a_i$  = amplitud de la  $i$ -ésima marea parcial
- $f_i$  = frecuencia de la  $i$ -ésima marea parcial
- $G_i$  = fase de la  $i$ -ésima marea parcial
- $\eta_r(t)$  = marea residual, representa la marea meteorológica.

Hay 7 mareas parciales principales vinculadas a las fuerzas astronómicas, los valores dependen de la ubicación y de la extensión a futuro de la predicción que se desee realizar, ver Tabla 2-1.

Marea	Frecuencia	Amplitud	Error Amplitud	Fase	Error Fase	SNR (amp/err^2)
SSA	0.0002282	0.0654	0.125	187.36	122.5	0.27
MSM	0.0013098	0.0531	0.128	146.46	159.09	0.17
MM	0.0015122	0.09	0.129	82.65	96	0.48
MSF	0.0028219	0.0201	0.117	264.66	208.59	0.03
MF	0.0030501	0.0199	0.11	119.48	219.66	0.033
ALP1	0.0343966	0.0044	0.009	176.4	163.96	0.22
2Q1	0.0357064	0.0102	0.013	116.81	89.36	0.61
SIG1	0.0359087	0.0065	0.011	336.53	120.96	0.34
*Q1	0.0372185	0.015	0.013	243.59	51.92	1.4
RHO1	0.0374209	0.0078	0.012	167.65	104.23	0.42
*O1	0.0387307	0.061	0.014	276.56	12.5	19
TAU1	0.0389588	0.0035	0.014	63.62	201.35	0.062
BET1	0.0400404	0.0038	0.01	75.59	174.99	0.13
NO1	0.0402686	0.0128	0.015	348.79	73.31	0.71
CHI1	0.040471	0.0045	0.011	127.41	160.51	0.18
*P1	0.0415526	0.0291	0.017	19.14	34.93	2.9
*K1	0.0417807	0.0381	0.015	102.34	21.7	6.8
PHI1	0.0420089	0.0133	0.016	124.47	82.04	0.7
THE1	0.0430905	0.0075	0.011	162.34	107.01	0.43
J1	0.0432929	0.0107	0.014	86.41	83.02	0.6
SO1	0.0446027	0.003	0.01	340.73	194.69	0.09
OO1	0.0448308	0.0024	0.007	109.55	184.6	0.11
UPS1	0.046343	0.0025	0.007	108.74	194.45	0.11
OQ2	0.0759749	0.0049	0.008	86.75	119.08	0.33
EPS2	0.0761773	0.0021	0.006	224.83	165.18	0.12
2N2	0.0774871	0.0059	0.008	185.29	95.33	0.5
MU2	0.0776895	0.0031	0.007	24.52	151.34	0.2
*N2	0.0789992	0.0298	0.008	257.66	16.81	14
NU2	0.0792016	0.0029	0.006	210.82	154.51	0.26
*M2	0.0805114	0.0855	0.007	304.34	6.27	1.40E+02
*MKS2	0.0807396	0.0086	0.006	314.88	45.61	2.3
LDA2	0.0818212	0.0047	0.008	27.39	99.83	0.36
L2	0.0820236	0.0019	0.005	10.59	174.44	0.17
*S2	0.0833333	0.017	0.007	45	29.22	5.3
K2	0.0835615	0.0038	0.006	76.01	98.78	0.36
MSN2	0.0848455	0.0008	0.005	239.13	238.3	0.024
ETA2	0.0850736	0.0029	0.006	304.3	120.82	0.26
*MO3	0.1192421	0.0098	0.003	159.12	19.22	9.5
M3	0.1207671	0.0013	0.003	155.49	146.14	0.21
*SO3	0.122064	0.0059	0.003	264	32.9	3.9
MK3	0.1222921	0.0008	0.003	175.3	168.01	0.1
SK3	0.1251141	0.0014	0.003	229.54	142.15	0.27
*MN4	0.1595106	0.0049	0.002	142.65	27.11	4.9
*M4	0.1610228	0.007	0.002	166.67	24.06	9.5
SN4	0.1623326	0.0007	0.002	44.5	153.45	0.16
*MS4	0.1638447	0.0032	0.002	259.27	42.76	1.7
MK4	0.1640729	0.0018	0.002	322.74	60.64	0.82
S4	0.1666667	0.0004	0.002	247.06	189.06	0.058
SK4	0.1668948	0.0007	0.001	228.58	148.8	0.19
2MK5	0.2028035	0.0007	0.001	56.43	93.97	0.64
2SK5	0.2084474	0.0005	0.001	33.61	110.65	0.45
2MN6	0.2400221	0.0006	0.001	346.6	80.58	0.45
*M6	0.2415342	0.0008	0.001	69.14	63.5	1
2MS6	0.2443561	0.0008	0.001	40.93	73.96	0.81
2MK6	0.2445843	0.0003	0.001	175.87	114.23	0.39
2SM6	0.2471781	0.0003	0.001	203.24	122.73	0.35
MSK6	0.2474062	0.0002	0	248.05	176.52	0.096
3MK7	0.2833149	0.0001	0	256.88	193.39	0.078
M8	0.3220456	0.0005	0	269.57	60.7	0.97

Tabla 2-1- Resultados del análisis de armónicos de marea, con \*las 7 mareas principales

### 3. ANEXO III – ESFUERZOS ACTUANTES SOBRE LA ESTRUCTURA

A continuación se detallan para cada condición de trabajo los esfuerzos considerados, módulo y dirección.

Para el amarre de barcasas, así como para las defensas, se consideró la fuerza resultante, aplicada sobre el centro de masa de la estructura, por simetría.

Para el peso propio presentado en los estados de cada condición de trabajo se consideró un espesor de losa de 0,8 m.

#### CT2,1

Acción sobre pilotes	F(KN)	Dirección
Corriente	12,7	Según el eje longitudinal del pantalán
Oleaje	14,1	Según la dirección del oleaje
Oleaje de buque en tránsito	≈0	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-1 - Esfuerzos directos sobre los pilotes - CT2,1.

Acción sobre estructura	F (KN)	Dirección
Viento	12,8	Según dirección del viento
Peso propio	30576,0	Vertical hacia abajo
Peso grúas <sup>11</sup>	5000,0	Vertical hacia abajo
Esfuerzos grúas	58,5	Horizontales, en dirección al viento
Máxima carga vertical grúas	450,0	Vertical hacia abajo
Oleaje - Horizontal	0,1	Horizontal, en dirección del oleaje
Oleaje - Vertical	8,4	Vertical hacia arriba
Oleaje buque en tránsito	≈0	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-2 - Esfuerzos sobre la losa – CT2,1.

#### CT 2,2

Acción sobre pilotes	F(KN)	Dirección
Corriente	3,7	Según el eje longitudinal del pantalán
Oleaje	14,7	Según la dirección del oleaje
Oleaje de buque en tránsito	2,6	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-3 - Esfuerzos directos sobre los pilotes - CT2,2.

<sup>11</sup> Para las grúas, se presentan los esfuerzos por grúa.

Acción sobre estructura	F (KN)	Dirección
Defensa Buque	1456,2	Perpendicular al pantalán (CM según simetría)
Amarre Barcaza	903,2	Según dirección de amarres (Resultante perpendicular al pantalán)
Viento	11,4	Según dirección del viento
Peso propio	30576,0	Vertical hacia abajo
Peso grúas	5000,0	Vertical hacia abajo
Esfuerzos grúas	58,5	Horizontales, en dirección al viento
Máxima carga vertical grúas	450,0	Vertical hacia abajo
Efectos inerciales	3307,5	Vertical hacia abajo
Oleaje - Horizontal	≈0	Horizontal, en dirección del oleaje
Oleaje - Vertical	≈0	Vertical hacia arriba
Oleaje buque en tránsito	≈0	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-4 - Esfuerzos sobre la losa – CT2,2.

**CT 2,3**

Acción sobre pilotes	F(KN)	Dirección
Corriente	3,7	Según el eje longitudinal del pantalán
Oleaje	18,6	Según la dirección del oleaje
Oleaje de buque en tránsito	≈0	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-5 - Esfuerzos directos sobre los pilotes - CT2,3.

Acción sobre estructura	F (KN)	Dirección
Viento	19,7	Según dirección del viento
Peso propio	30576,0	Vertical hacia abajo
Peso grúas	5000,0	Vertical hacia abajo
Esfuerzos grúas	58,5	Horizontales, en dirección al viento
Máxima carga vertical grúas	450,0	Vertical hacia abajo
Oleaje - Horizontal	≈0	Horizontal, en dirección del oleaje
Oleaje - Vertical	≈0	Vertical hacia arriba
Oleaje buque en tránsito	≈0	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-6 - Esfuerzos sobre la losa – CT2,3.

**CT 3.1,1**

Acción sobre pilotes	F(KN)	Dirección
Corriente	3,7	Según el eje longitudinal del pantalán
Oleaje	30,3	Según la dirección del oleaje
Oleaje de buque en tránsito	≈0	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-7 - Esfuerzos directos sobre los pilotes - CT3.1,1.

Acción sobre estructura	F (KN)	Dirección
Viento	50,3	Según dirección del viento
Peso propio	30576,0	Vertical hacia abajo
Peso grúas	5000,0	Vertical hacia abajo
Esfuerzos grúas	38,0	Horizontales, en dirección al viento
Máxima carga vertical grúas	380,0	Vertical hacia abajo
Oleaje - Horizontal	0,2	Horizontal, en dirección del oleaje
Oleaje - Vertical	18,8	Vertical hacia arriba
Oleaje buque en tránsito	≈0	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-8 - Esfuerzos sobre la losa – CT3.1,1.

**CT 2,4**

Acción sobre pilotes	F(KN)	Dirección
Corriente	3,7	Según el eje longitudinal del pantalán
Oleaje	14,7	Según la dirección del oleaje
Oleaje de buque en tránsito	2,3	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-9 - Esfuerzos directos sobre los pilotes - CT2,4.

Acción sobre estructura	F (KN)	Dirección
Defensa Buque	1456,2	Perpendicular al pantalán (CM según simetría)
Amarre Barcaza	903,2	Según dirección de amarres (Resultante perpendicular al pantalán)
Viento	18,3	Según dirección del viento
Peso propio	30576,0	Vertical hacia abajo
Peso grúas	5000,0	Vertical hacia abajo
Esfuerzos grúas	58,5	Horizontales, en dirección al viento
Máxima carga vertical grúas	450,0	Vertical hacia abajo
Efectos inerciales	3307,5	Vertical hacia abajo
Oleaje - Horizontal	≈0	Horizontal, en dirección del oleaje
Oleaje - Vertical	≈0	Vertical hacia arriba
Oleaje buque en tránsito	≈0	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-10 - Esfuerzos sobre la losa – CT2,4.

**CT3.2,1**

Acción sobre pilotes	F(KN)	Dirección
Corriente	0,5	Según el eje longitudinal del pantalán
Oleaje	11,8	Según la dirección del oleaje
Oleaje de buque en tránsito	≈0	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-11 - Esfuerzos directos sobre los pilotes - CT3.2,1.

Acción sobre estructura	F (KN)	Dirección
Viento	11,2	Según dirección del viento
Peso propio	30576,0	Vertical hacia abajo
Peso grúas	5000,0	Vertical hacia abajo
Esfuerzos grúas	58,5	Horizontales, en dirección al viento
Máxima carga vertical grúas	450,0	Vertical hacia abajo
Impacto accidental del buque	3256,0	Perpendicular al pantalán
Oleaje - Horizontal	≈0	Horizontal, en dirección del oleaje
Oleaje - Vertical	≈0	Vertical hacia arriba
Oleaje buque en tránsito	≈0	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-12 - Esfuerzos sobre la losa – CT3.2.1.

**CT 1,1**

Acción sobre pilotes	F(KN)	Dirección
Corriente	0,5	Según el eje longitudinal del pantalán
Oleaje	11,8	Según la dirección del oleaje
Oleaje de buque en tránsito	2,4	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-13 - Esfuerzos directos sobre los pilotes - CT1,1.

Acción sobre estructura	F (KN)	Dirección
Atraque de buque	3256,0	Perpendicular al pantalán
Amarre Barcaza	593,1	Según dirección de amarres (Resultante perpendicular al pantalán)
Viento	11,2	Según dirección del viento
Peso propio	30576,0	Vertical hacia abajo
Peso grúas	5000,0	Vertical hacia abajo
Esfuerzos grúas	58,5	Horizontales, en dirección al viento
Máxima carga vertical grúas	450,0	Vertical hacia abajo
Oleaje - Horizontal	≈0	Horizontal, en dirección del oleaje
Oleaje - Vertical	≈0	Vertical hacia arriba
Oleaje buque en tránsito	≈0	Según un ángulo de 17,5° con el eje longitudinal del pantalán

Tabla 3-14 - Esfuerzos sobre la losa – CT1,1.

#### **4. ANEXO IV - LÁMINAS**