

**ABEL ERNESTO AIRALDI**

Ingeniero en Construcciones  
Ingeniero Civil

**OFICINA:** CATAMARCA 922-3er. PISO  
**PARTICULAR:** MISIONES 1054

Tel. (03783)-427140/466945 Fax (03783)-436945  
Tel. (03783)-424715 Fax 430549

# PROVINCIA DE CORRIENTES

## ANTEPROYECTO DEFINITIVO

## DEL PUERTO DE ITUZAINGO

**EXPERTO:** *Ing. ABEL ERNESTO AIRALDI*

### **INFORME FINAL**

#### **1.-Recopilación de Antecedentes**

Teniendo en cuenta los Capítulos que comprenderán los presentes Estudios y particularmente que la tarea a desarrollar se trata de verificar la Factibilidad Técnica del lugar de implantación del Nuevo Puerto de Ituzaingó, se procedió a recopilar antecedentes referidos a Estudios anteriores vinculados al presente tema - en general - y a las condiciones topográficas del área en cuestión - en particular -.

1-1.-Antecedentes de Estudios Anteriores.

A través de la Comisión Provincial de Grandes Emprendimientos Regionales y de la Subsecretaría de Planeamiento de la Provincia de Corrientes, se logró disponer de una copia de los Informes (Parciales y Finales) de los Estudios realizados durante los años 1998 y 1999 vinculados al Puerto de Ituzaingó (Anteproyecto Preliminar y Estudios de Prefactibilidad).

A través de la Subsecretaría de Recursos Hídricos del Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Provincia de Corrientes, se logró disponer de una copia de anteriores Estudios vinculados al restablecimiento de la Navegación Fluvial en el Area de Ituzaingó en particular (año 1987) y en todo el tramo del Alto Paraná (año 1995).

1-2.-Antecedentes Topográficos.

Al respecto, se procedió a efectuar un completo relevamiento de los antecedentes disponibles en dependencias públicas municipales, provinciales y nacionales, obteniéndose los siguientes resultados.

1-2-1.-Municipales.

Con tal motivo, se solicitó información al Señor Intendente del Municipio de Ituzaingó Dr. Octavio Valdés y al Señor Director de Catastro, Obras y Servicios Públicos del mismo Municipio Agr. Nilo Eduardo Lugo.

Se obtuvieron algunos antecedentes referidos a las condiciones topográficas y relevamientos catastrales de la zona de chacras del ejido municipal.

Particular énfasis se puso en la recopilación de antecedentes de Planos de Mensura y División presentados en el Municipio, y referidos a las Chacras ubicadas en el Area de Influencia directa del Nuevo Puerto de Ituzaingó: Chacras s/Nº (Nomenclatura K3 - 1215 - 969), s/Nº (Nomenclatura K3 - 1214 - 967), 131 (Nomenclaturas K3 - 1220 - 966 y K3 - 1220 - 970), 146 (Nomenclatura K3 - 1217 - 966) , 161 (Nomenclatura K3 - 1215 - 964), 132 (Nomenclatura K3 - 1222 - 967), 147 (Nomenclatura K3 - 1219 - 964), 162 (Nomenclatura K3 - 1217 - 961) y 177 (Nomenclatura K3 - 1216 - 959).

#### 1-2-2.-Provinciales.

Al respecto, se consultó a la Dirección General de Catastro del Ministerio de Hacienda y Finanzas y al Servicio de Cartografía del Ministerio de Obras y Servicios Públicos, ambos de la Provincia de Corrientes.

En el primero de los casos se obtuvo información (duplicados de planos de mensuras, fichas catastrales) del área de implantación del Puerto de Ituzaingó, así como de las zonas linderas al mismo; con lo cual se verificaron datos actualizados de propietarios y superficies de las propiedades incluidas en la misma.

Se acompaña un ANEXO con el detalle de la información relevada al respecto (**Anexo A**).

Se verificó además el valor actualizado de las Tasaciones Fiscales (Montos Imponibles Totales: Tierra más Mejoras) de dichas propiedades.

En particular las identificadas con las siguientes Adremas:

- ◆ K1 - 577 - 3, K1 - 578 - 3, K1 - 579 - 3 y K1 - 580 - 3
- ◆ K1 - 598 - 3 y K1 - 644 - 3
- ◆ K1 - 583 - 3, K1 - 846 - 3 y K1 - 584 - 3
- ◆ K1 - 810 - 3
- ◆ K1 - 586 - 3, K1 - 587 - 3, K1 - 588 - 3, K1 - 589 - 3 y K1 - 590 - 3
- ◆ K1 - 570 - 3, K1 - 595 - 3, K1 - 596 - 3 y K1 - 597 - 3
- ◆ K1 - 274 - 3, K1 - 275 - 3 y K1 - 422 - 3
- ◆ K1 - 567 - 3
- ◆ K1 - 566 - 3
- ◆ K1 - 314 - 3 y K1 - 407 - 3
- ◆ K1 - 307 - 3
- ◆ K1 - 565 - 3
- ◆ K1 - 563 - 3
- ◆ K1 - 271 - 3
- ◆ K1 - 409 - 3
- ◆ K1 - 179 - 3 y K1 - 018 - 3

- ◆ K1 - 086 - 3 y K1 - 751 - 3
- ◆ K1 - 117 - 3
- ◆ K1 - 844 - 3
- ◆ K1 - 622 - 3
- ◆ K1 - 127 - 3
- ◆ K1 - 126 - 3
- ◆ K1 - 692 - 3 y K1 - 399 - 3
- ◆ K1 - 707 - 3
- ◆ K1 - 398 - 3
- ◆ K1 - 828 - 3
- ◆ K1 - 573 - 3
- ◆ K1 - 575 - 3 y K1 - 576 - 3
- ◆ K1 - 829 - 3
- ◆ K1 - 686 - 3
- ◆ K1 - 103 - 3

También se logró información referente a las cotas de las líneas de ribera, las que fueron corroboradas comparando las series estadísticas de la altura del río Paraná en el Puerto Ituzaingó, con la información proporcionada por la Subprefectura de dicha localidad (Prefectura Naval Argentina). Se tuvo en cuenta para ello que el cero de la escala del Hidrómetro de Puerto Ituzaingó equivale a una cota M.O.P. +57,9872 y a una cota I.G.M. +57,41.

Se recurrió además a la información relevada por el Equipo de Trabajo que tiene a su cargo los "ESTUDIOS HIDRAULICOS Y GEOTECNICOS DEL PUERTO DE ITUZAINGO", cuya fuente fuera la Dirección de Construcciones Portuarias y Vías Navegables (Departamento Distrito Paraná Superior y Paraguay).

En las visitas efectuadas a la Dirección de Catastro, también se pudo consultar información provista en Estudios recientes realizados por la UTE "Spot Image, Trenque-Rives-St. Chamant, Aeroespacio", en el marco del Contrato con la Provincia de Corrientes para la Actualización del catastro. De los mismos, se obtuvo información referente a Ituzaingó en lo referente a los siguientes ítemes:

- ◆ Redes de vinculación.
- ◆ Esquema de la Red geodésica.
- ◆ Red Básica Planimétrica.
- ◆ Puntos de Apoyo Fotogramétricos (Esc. 1:20.000 y 1:5.000).
- ◆ Monografías.
- ◆ Aerotriangulación.
- ◆ Restitución.

Con relación a la documentación relevada en el Servicio de Cartografía, la misma está referida a fotografías aéreas y planos de restitución en Escala 1:50.000, de las que pudieron efectuarse copias adecuadas.

1-2-3.-Nacionales.

Al respecto se procedió a efectuar un completo relevamiento de los antecedentes disponibles en el Instituto Geográfico Militar (Ejército Argentino), en el Departamento Distrito Paraná Superior y Paraguay (Subsecretaría de Transporte por Aguas y Puertos) y en la Entidad Binacional Yacyretá (EBY).

En el primero de los casos pudimos consultar y obtener copia de:

- ◆ Planos de las Líneas de nivelación N(165) Posadas - Ituzaingó y N(166) Ituzaingó - Itá Ibaté en escala 1:250.000.
- ◆ Monografías Definitivas de los Puntos I.G.M. más cercanos al Area de Implantación del Puerto de Ituzaingó.
- ◆ Detalle de las Coordenadas Geográficas de los Puntos I.G.M. más cercanos al Area de Implantación del Puerto de Ituzaingó.
- ◆ Planchetas I.G.M. del Area de Influencia, N° 2757-IV, en Escala 1:250.000.
- ◆ Cartas Topográficas I.G.M. del Area de Influencia, N° 2757-27 y 2757-28, en Escala 1:100.000.
- ◆ Cartas de Imagen Satelitarias de la República Argentina, en Escala 1:250.000 (N° 2757-IV) y en Escala 1:100.000 (N° 2757-28).

En lo que respecta a los antecedentes consultados en el Distrito mencionado dependiente de la actual Subsecretaría de Transporte por Agua y Puertos, consisten en las nivelaciones y triangulaciones de apoyo realizadas en ocasión de los relevamientos batimétricos efectuados en el Area de Ituzaingó en los años 1986, 1993 y 1998; obteniéndose copia de los planos respectivos y los antecedentes de los Puntos Fijos colocados.

Las entrevistas respectivas fueron mantenidas con los Jefes de División Agr. Raúl E. Rojas (Jefe de la División Balizamiento) y Agr. Román Romero (Jefe de la División Relevamiento, Dragado y Señalización), y con el Sub-Interventor Sr. Pablo Benítez, actualmente a cargo de la Intervención del Departamento señalado.

En lo que respecta a la información provista por la Entidad Binacional Yacyretá, consiste en copia del Plano de Planimetría General de los Puntos Altimétricos existentes, trabajo realizado en Abril de 1976 para la E.B.Y. por la Consultora Harza, Lahmeyer y Asociados para la zona de Ituzaingó.

Dicho Plano corresponde al Puerto Antiguo, Casco del Pueblo y áreas circundantes del mismo, para relevamiento de posibles extensiones de asentamientos. La referida zona abarca la extensión desde el Zanjón Loreto aguas arriba PF 24 LN 72-IGM hasta la erosión aguas abajo del Cementerio PF 91-EBY, dividida en cinco zonas de nivelación.



Las mismas fueron proporcionadas por el Jefe del Departamento Técnico, Ing. Mario E. Bocco, por el Sub-Director de Obra Ing. Rodolfo Cabezón y por el Encargado del Area de Topografía Agrimensor Rubén R. Acosta.

Se dispone además de los antecedentes de la nivelación de actualización realizada a fines de 1999 por el Area Topografía de la E.B.Y., partiendo del Punto Fijo Nodal N-192 y Punto de Apoyo Altimétrico PF 25 LN 72-IGM ubicado en la Plaza San Martín, hasta la Escala Hidrométrica del Puerto Antiguo de Ituzaingó, pasando por el Punto de Apoyo de Triangulación (Punto de Apoyo Planimétrico P.T.I. 157 - I.G.M. de Coordenadas Sistema Unico de Yacyretá  $x = 6.949.619,23$  -  $y = 6.530.174,00$ ).

## **2.-Estudios Topográficos**

En campaña, se efectuaron recorridas del Area de Proyecto, comprendiendo su zona de ribera y aledaños, en toda la extensión de máxima influencia territorial del mismo.

A tales efectos se realizaron recorridas terrestres y por vía fluvial entre las progresivas de los Kilómetros 1.440 (aguas debajo de la Punta Ñaró) y 1.455 (frente al Puerto Antiguo de Ituzaingó). Ver fotografías en **Anexo**.

Posteriormente se efectuó la localización de los puntos fijos colocados por distintas reparticiones (I.G.M., E.B.Y., M.O.P., etc.) y por la U.T.E. antes mencionada.

Se encontraron "in situ" y a la vista todos los puntos citados, guiados por las Planimetrías obtenidas a tales efectos. Digamos al respecto que los puntos colocados por la E.B.Y. tienen cotas legibles.

Los demás puntos de otras reparticiones (I.G.M., M.O.P., etc.) fueron verificados por personal de la Entidad y reparados los que estaban deteriorados, en el proceso de actualización realizado en el año 1999. Las coordenadas de dichos puntos fueron verificadas.

Digamos además que existen otros puntos fuera del casco céntrico identificados en las Planimetrías provistas por tales reparticiones, actualmente no visibles (enterrados y/o desaparecidos), pero cuya ubicación carece de relevancia.

Durante el recorrido por el área en cuestión se procedió a precisar la ubicación de los sondeos geotécnicos, de los caminos posibles de acceso, de los puntos de relacionamiento, de construcciones cercanas y otras referencias de interés.

Se ubicó e identificó el Mojón N° 85 correspondiente a los estudios realizados por la Entidad Binacional Yacyretá por la construcción de la presa hidroeléctrica.

La cota de dicho mojón con respecto al nivel del mar es 71,611 m (Cota IGM), estando ubicado el mismo en la Chacra N° 50 sobre calle Francisco López entre J. J. Urquiza y J. J. Castelli. (Ver **Plano A**).

También se localizaron los mojones N° 1106 y 1105 correspondientes a la red terciaria de puntos de la Dirección General de Catastro de la Provincia, determinados por GPS para el Sistema de Información Territorial (S.I.T.). (Ver **Plano A** y **Anexo Fotográfico**).

Para materializar el recinto del Puerto, se reconoció la línea B-A de la Mensura N° 1847-Z de 149,00 m de longitud. Desde el punto A de dicha mensura hacia el Sur se determinó el ancho de la calle entre chacras (Calle Juan XXI) de 24,15 m, que es la proyección del ancho oficial de calles de 21,65m y en dicho lugar se encontró un mojón de madera, ya totalmente deteriorado. (Ver **Plano B**).

El punto antedicho también está a 20,27 m de un muro existente que sobrepasa la línea de mensura 1847-Z en su lado D-A.

El punto de arranque entonces es el que se encuentra a 24,15 m hacia el Sur del vértice Sud - Oeste de la Mensura 1847-Z y para los efectos de éste trabajo se lo designa con la letra "A".

En el designado punto "A" se replanteó un ángulo de 90° hacia el Oeste con respecto a la línea R/E de la Mensura 476-Z, cuya dirección es coincidente con la línea A-B de la Mensura 1847-Z.

Abriendo picada en un sector de monte natural, se determinó el punto "B" a 200,00 m de distancia.

Con estación en "B", y visando "A", se prolongó la línea A-B hasta "D" en 300,00 m y se replanteó  $90^\circ$  hacia el Norte, determinando el punto "I" a 176,00 m de distancia y a 1,50 m aproximadamente hacia el Sur del borde de la barranca sobre el río Paraná. Con estación en "I" y visando "B" se replanteó  $90^\circ$  hacia el Oeste, y a 300,00 m quedó replanteado el punto "G". Con estación en "G" y visando "I", se comprobó el ángulo IGD de  $90^\circ$  y la distancia G-D igual a 176,00 m. (Ver **Planos B al D**).

Llegado a éste punto de las tareas, se verificó que el lado B-I replanteado, en su prolongación hacia el Norte sobre el Río Paraná, se encontraba sólo a 111,25 m del extremo de un embarcadero y bajada de lanchas de hormigón sobre el río. Como las pautas de trabajo establecían que debería existir una distancia mínima de 200,00 m entre el recinto del Puerto y cualquier elemento de uso privado sobre el río, con estación en "I" y visual a "G" se replanteó la distancia I-H igual a 100,00 m, y con estación en "G" se prolongó la visual I-G hasta el punto "F", quedando G-F igual a 100,00 m.

Luego, sobre la línea B-D se replantearon los puntos B-C y D-E iguales ambos a 100,00 m. Las distancias E-F y C-H son iguales a 176,00 m.

Es decir que el recinto definitivo replanteado de medidas 300,00 m por 176,00 m es el E-F-G-H, quedando los puntos D, G, I y B como referencias complementarias planialtimétricas de la futura obra. (Ver **Planos B al D**).

En todos los puntos replanteados (A, B, C, D, E, F, G, H e I), se colocaron mojones de hormigón armado de medidas 0,10 m x 0,10 m x 1,00 m, con placas metálicas identificadoras en su parte superior, debidamente abulonadas, en las que se indica la denominación del Punto Fijo y su cota, además de la siguiente leyenda "C.F.I. - Anteproyecto Puerto Ituzaingó". (Ver Anexo Fotográfico).

A los efectos del levantamiento altimétrico previsto, partiendo del ya citado Punto N° 85 - EBY, cuya cota es 71,611 m (IGM) se realizó un trayecto de nivelación hasta llegar al punto "A" replanteado. La cota resultante para el punto "A" es 73,281 m. (Ver **Plano A**).

Ya con la cota del Punto "A" conocida se procedió a la medición para la determinación de las cotas en los restantes puntos del recinto (vértices principales y complementarios). Se midieron además las posiciones de los sondeos geotécnicos ubicados en la playa, para la determinación de sus cotas y coordenadas. (Ver **Plano B**).

Con estación en cada punto replanteado y materializado con los mojones de hormigón, se realizaron lecturas para la nivelación del sector y aledaños a efectos de su posterior representación en curvas de nivel según modelo matemático de interpolación por programas (software) específicos. (Ver **Plano C**). Las mediciones constan en las Planillas respectivas adjuntas en **Anexo B**.

Durante la marcha del trabajo también, como es de rutina en estas tareas, se procedió a relevar las características propias de lugar (caminos secundarios, vegetación: bosques naturales e implantados, etc.), todo lo cual se volcó e indicó al **Plano D**.

A continuación se detalla la tabla de coordenadas planialtimétricas de los puntos designados y sondeos geotécnicos:

<b>PUNTO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>COTA</b>
E	0,00	0,00	72,935
F	0,00	176,00	72,891
G	100,00	176,00	73,393
H	300,00	176,00	72,387
I	400,00	176,00	73,501
B	400,00	0,00	73,394
C	300,00	0,00	72,542
D	100,00	0,00	73,027
A	600,00	0,00	73,281
Pozo 1	291,79	196,42	60,885
Pozo 2	239,22	192,14	61,031
Pozo 3	188,07	197,73	60,843

Con respecto a las cotas de ribera, además de la que se pudo constatar como más frecuente durante el período de trabajo (trazo continuo en los **Planos B al D**), se tomó contacto con el grupo que está a cargo de los "ESTUDIOS HIDRÁULICOS Y GEOTÉCNICOS PARA EL PUERTO DE ITUZAINGÓ", los que proporcionaron las siguientes cotas:

- Máxima Extraordinaria: 63,76 m s.n.m.
- Máxima Ordinaria: 61,07 m s.n.m.
- Media: 58,96 m s.n.m.
- Mínima Ordinaria: 57,87 m s.n.m.
- Mínima Extraordinaria: 57,10 m s.n.m.

Posteriormente se procedió a efectuar un relevamiento de caminos posibles de acceso al lugar siguiendo los trazados determinados por las chacras y el límite entre éstas y el campo propiedad de la firma "Fiplasto S.A.C.I." (Hoy U.B.S.), donde se localiza el área del recinto proyectado para el puerto.

Durante el relevamiento realizado en los caminos de acceso, se trabajó en las Calles 12, 13, 14, 15 y transversales, además del denominado "Acceso a Fiplasto"; tomando nota de los hechos más notables, y nivelando los puntos característicos así como los ejes respectivos.

También se trabajó en todo el recorrido de la Ruta Nacional N° 012 que va desde la intersección de la Calle N° 12 hasta el mencionado Acceso.

En **Planos (E al J)** y Planillas adjuntas se indican los valores obtenidos.

### **3.-Anteproyecto Definitivo**

A continuación se describen los aspectos considerados en el diseño del Anteproyecto Definitivo del Puerto Ituzaingó. La descripción se hará para cada subsistema del Puerto: accesos, infraestructura portuaria (muelle, explanada, almacenes, etc.), utilaje, medios de transporte, servicios, etc. Finalmente se presentan los respectivos costos de inversión, operación y mantenimiento, calculados a valores de Julio-2000.

#### **3-1.-Accesos**

En este ítem se describirá lo referente a los accesos para los medios de transporte carretero y ferroviario.

- Con respecto al **acceso carretero** el mismo partirá desde la Ruta Nacional N° 12 que pasa próxima a la zona de emplazamiento del puerto.
- En cuanto al **acceso ferroviario**, se supuso, ya que actualmente no existe en las proximidades del emplazamiento del puerto ninguna red ferroviaria, que en el futuro podría pasar, paralelo a la Ruta Nacional N° 12, algún ramal ferroviario ya sea de trocha métrica o media.

#### **3-1-1.-Análisis de alternativas**

Se analizaron distintas alternativas para la selección de las trazas tanto del acceso carretero cuanto ferroviario al Puerto de Ituzaingó.



En este sentido, se realizó un cuidadoso relevamiento de campaña de cada una de las calles existentes en el límite sur del ejido municipal de la localidad de Ituzaingó. Estos relevamientos comprendieron estudios topográficos e identificación de infraestructuras existentes (alcantarillas y canales de desagües pluviales).

Las distintas alternativas analizadas se indican en el **Plano N° 2** y se identifican como:

- Acceso por Calle N° 12
- Acceso por Calle N° 13
- Acceso por Calle N° 14
- Acceso por Calle N° 15
- Acceso Fiplasto

Acceso por Calle N° 12: es actualmente el acceso más directo y en mejor estado de conservación; sin embargo, para su futura utilización como acceso al puerto sería necesario realizar modificaciones en su diseño geométrico, ya que cerca de la Ruta Nacional N° 12 presenta una curva y contracurva con bajos radios de curvatura para evitar algunas áreas bajas anegadas. El acceso por esta vía tendría una longitud de aproximadamente 2.800 metros.

Accesos por Calle N° 13 y 14: las Calles N° 13 y N° 14 se encuentran actualmente interrumpidas por sectores bajos anegados en las cercanías de la R.N.N° 12, en aproximadamente una longitud de 700 metros.

Por otra parte, la traza de ambas calles atraviesan, próximas a la R.N.N° 12, un canal de desagües pluviales e interceptan a la mencionada ruta en cercanías de alcantarillas existentes. El acceso por Calle N° 14 debería completarse utilizando un tramo del Acceso Fiplasto de aproximadamente 400 metros.

Acceso por calle N° 15: debido a que las Calles N° 13 y 14 se encuentran interrumpidas por sectores anegados, cabe la posibilidad de acceder al sector del puerto utilizando la Calle N° 15 hasta la calle Santa Fé, continuar por calle Santa Fe hasta la Calle N° 14, seguir por ésta última hasta alcanzar el acceso a Fiplasto y la zona del puerto. El acceso utilizando esta alternativa tendría una longitud aproximada 2.350 metros.

Los accesos hasta aquí descriptos corresponden a calles no pavimentadas de suelos areno-limosos en regular estado de conservación. Un hecho importante a ser mencionado corresponde a la distancias entre parcelas que definen el ancho disponible para los accesos a proyectar. En todos los casos, las calles pertenecientes al ejido municipal poseen un ancho de aproximadamente 21 metros (21,65m según Art. 22 del Código Municipal).

Acceso Fiplasto: es actualmente una calle utilizada como “corta fuego” perteneciente a la plantación forestal lindante con el ejido municipal. Este acceso intercepta a la R.N.N° 12 formando un ángulo de aproximadamente 85°. No se observan obstáculos que dificulten el proyecto y la construcción de una intersección: alcantarillas, canales de desagües pluviales, etc.

Se observa que un tramo del mismo pasa en forma lateral por un sector anegado. Las características del suelo corresponden fundamentalmente a suelos arenosos. Este acceso tendría una longitud de 2.050 metros.

Para la selección de la alternativa más conveniente se analizaron, entre otros, los siguientes aspectos: necesidad de espacio para el acceso carretero y ferroviario, expropiaciones a realizar, distancias de recorrido, características del desarrollo de la traza e intersección con la R.N.Nº 12, volúmenes de movimiento de suelos y obras de arte a ejecutar. Habiéndose considerado los aspectos arriba mencionados se concluyó que el acceso más conveniente corresponde al denominado Acceso Fiplasto, debido a los siguientes fundamentos:

- En cuanto al espacio necesario para materializar un acceso carretero y ferroviario, el mismo debería contemplar un ancho aproximado de 70 metros, considerando ancho de calzada, banquetas, zona de vías y cunetas y radios de curvatura mínimos para las curvas del orden de los 200 metros.
- Esto hace que en cualquiera de las alternativas posibles deban realizarse expropiaciones de terrenos. En este aspecto, la ventaja que la alternativa del Acceso Fiplasto posee con respecto a las otras, es que solo se debería realizar la expropiación de una sola franja de terreno perteneciente a la plantación forestal lindera al actual acceso, y no la expropiación de numerosos lotes pertenecientes a distintos propietarios.

- Es el acceso de menor desarrollo (2.050 metros de longitud) y por ende el que a priori requeriría menores inversiones.
- En el desarrollo de la traza no se observan dificultades para el proyecto ni para el futuro tránsito de vehículos. La traza está conformada por dos tramos rectos conectados por una curva de amplio radio de giro y no atraviesa zonas anegadas ni canales de importancia.
- La intersección con la R.N.Nº 12 es muy favorable, debido a que el ángulo que forma es óptimo (de aproximadamente 85º) y no existen obras de arte que deban modificarse.
- No requiere la construcción de obras de arte de importancia.
- Es la alternativa que menor movimiento de suelo requiere; fundamentalmente debido a que es la de menor longitud y a que no existen zonas bajas a atravesar con terraplenes.
- Finalmente, el hecho que el acceso al puerto se desarrolle en el límite del ejido municipal, y no dentro de él, es más favorable desde el punto de vista del planeamiento urbano del municipio, ya que serían numerosos los inconvenientes producidos por el tránsito de camiones y el ferrocarril.

El proyecto de acceso al puerto considera un mismo acceso, tanto para el camino carretero como para las vías férreas (ver **Plano N° 3**).

Los mismos estarán dispuestos en forma paralela desde la R.N.Nº 12 hasta el interior del puerto sin existir cruces entre ambos y ubicados dentro de una misma zona de camino de 70 metros de ancho. La planialtimetría de la traza del acceso puede observarse en el **Plano Nº 4**.

### 3-1-2.-Acceso Carretero

Para el acceso carretero al puerto se proyectó la construcción de un camino de dos trochas diseñado inicialmente para admitir un tránsito diario de 150 a 500 vehículos.

La traza del mismo está compuesta por dos tramos rectos unidos por una curva de 90 grados y radio de curvatura de 150 metros.

La topografía de la zona del acceso es predominantemente plana, con una cota que varía entre los 71 y 73 metros.

La cota de ingreso al puerto será de 66,50 metros. Debido a estas condiciones de niveles, el perfil longitudinal se desarrolla por tramos con pendientes en aumento, que van desde los 0,07 % próximo a la R.N.Nº 12, hasta los 1,20 % antes de su ingreso al puerto (ver **Plano Nº 4**). Estas pendientes son totalmente compatibles con el tipo de vehículos que transitarán por el acceso.

Para el acceso al puerto desde la R.N.Nº 12 se diseñó una intersección a nivel canalizada mediante canteros de césped (ver Detalle en el **Plano Nº 3**).

El diseño permite ordenar la circulación de los vehículos, tanto de los que entran y salen del puerto como de los que simplemente pasan por la ruta.

La maniobra más crítica se da para los vehículos que, provenientes del lado de la ciudad de Corrientes, tengan que ingresar al puerto girando a su izquierda; para ello se dispuso de una dársena de espera en donde el vehículo espera la oportunidad para realizar la maniobra con un grado de seguridad adecuado.

La calzada estará constituida por un estabilizado granular de 6,70 metros de ancho y 20 cm de espesor asentada sobre un terraplén de suelo seleccionado compactado. Tendrá una pendiente transversal del 2 %. Las banquetas serán de suelo seleccionado compactado de 3,30 metros de ancho cada una y con una pendiente del 4 %, protegida con césped. A ambos lados de las banquetas se localizan las cunetas de drenaje. En el **Plano N° 5** se pueden observar dos perfiles transversales típicos de la zona de camino.

### 3-1-3.-Acceso Ferroviario

No existiendo actualmente ninguna red ferroviaria en las inmediaciones del emplazamiento seleccionado para el puerto (la más próxima corresponde al Ferrocarril Mesopotámico General Urquiza (FMGU) que llega a Posadas pasando por Virasoro) sólo tendrá sentido la construcción del mismo:

- Si se llegara a construir el ferrocarril, de trocha métrica, que pasaría por el norte de la Provincia de Corrientes para comunicar la red brasileña con la del Ferrocarril General Manuel Belgrano; o bien:
- Si se construyera un ramal desde la red del FMGU.

No obstante que ni en el corto ni en el mediano plazo están previstas, se harán las provisiones para las reservas de espacios y se determinarán los costos de inversión y mantenimiento para la infraestructura.

La infraestructura ferroviaria que se previó, para trocha métrica, estará compuesta por terraplén de suelo seleccionado compactado, rieles de 50 kg/m, durmientes de madera dura (quebracho colorado) sobre balasto de piedra partida y fijación con tirafondos. (**Plano N° 5**). Las curvas de diseño son del orden de los 200 metros de radio. En el arranque del acceso se previó la construcción de un triángulo de manera de permitir el acceso al puerto de convoyes provenientes del Este o del Oeste.

### 3-2.-Ubicación del Puerto con respecto al canal de navegación

Teniendo en cuenta los resultados de los estudios hidráulicos de erosión y sedimentación se decidió ubicar el frente de muelle a una distancia de 100 metros de la línea de mojones I - F del estudio topográfico. En tal posición, los estudios mencionados indican que puede garantizarse un calado de 10 pies (3 metros), mas la revancha considerada apropiada para este tipo de puertos, con mínimos costos de mantenimiento por dragado (**Plano N° 6**).

### 3.3.-Tráfico de Cargas considerado para el diseño

Para el diseño y dimensionamiento de las infraestructuras portuarias se tuvieron en cuenta los tipos de carga a mover, los volúmenes estimados en el horizonte de análisis del proyecto y la estacionalidad de las mismas <sup>1</sup>.

**Cuadro N° 1**  
**Asignación de Cargas en el Escenario Básico (ton/año)**

<b>Año</b>	<b>Productos</b>			<b>Cargas Totales</b>
	<b>Forestales</b>	<b>Cemento</b>	<b>Mercaderías</b>	
2000	0	0	0	0
2001	39002	515	556	40073
2002	92712	1061	1146	94919
2003	161129	1639	1770	164538
2004	244255	2250	2430	248935
2005	342088	2898	3130	348116
2006	374135	2990	3230	380355
2007	406182	3082	3329	412593
2008	438228	3175	3429	444832
2009	470275	3267	3528	477070
2010	502322	3359	3628	509309
2011	518323	3466	3744	525533
2012	534325	3573	3859	541757
2013	550326	3680	3975	557981
2014	566328	3787	4090	574205
2015	582329	3894	4206	590429
2016	598879	4018	4340	607237
2017	615429	4142	4474	624045
2018	631979	4267	4608	640854
2019	648529	4391	4742	657662
2020	665079	4515	4876	674470
2021	654220	4659	5031	663910
2022	654220	4803	5187	664209
2023	654220	4946	5342	664509
2024	654220	5090	5498	664808
2025	782601	5234	5653	793488

*Fuente : Anteproyecto Preliminar Puerto Ituzaingó*

<sup>1</sup> Elaboración Anteproyecto Preliminar del Puerto Ituzaingó. CFI. 1999.



El **Cuadro N° 1** presenta un resumen de las cargas consideradas para el dimensionamiento de las distintas partes de la infraestructura portuaria.

No se tuvieron en cuenta los combustibles ya que éstos requieren, dado su peligrosidad, terminales especializadas. Se previó sí, la reserva del espacio para su emplazamiento.

Dado el crecimiento del volumen de cargas a través de los años del horizonte de análisis, se consideró la construcción del Nuevo Puerto en Etapas, a efectos de evitar capacidad ociosa o mejor dicho evitar realizar inversiones antes de que sean necesarias. La construcción en Etapas también permitirá una mejor adaptación de la oferta portuaria a la demanda real por servicio portuario que se vayan a producir en futuros años.

#### 3.4.-Infraestructura Portuaria

Para un funcionamiento adecuado de las distintas actividades a desarrollarse en el Nuevo Puerto se tuvo en cuenta para la zonificación portuaria los distintos tipos de carga a mover (carga fraccionada, carga forestal, contenedores, etc.) aunque en el caso que nos ocupa, debido a la gran importancia de las cargas forestales, se propuso un solo sector, el cual podrá además transferir cargas fraccionadas.

En todo puerto existen numerosas operaciones estrechamente relacionadas, de modo tal que cualquier demora o estrangulamiento de una de ellas restringirá la eficiencia del conjunto, reduciéndola a la del subsistema de menor capacidad, generando de este modo capacidad ociosa en los restantes.

Los subsistemas identificados para el nuevo puerto son los siguientes:

- Muelle de atraque
- Almacenamiento de la carga
- Manipuleo de la carga

Para el diseño de cada subsistema se analizaron los diferentes medios de transporte (vial, ferrovial y fluvial) y se plantearon distintas alternativas teniendo en cuenta la permanencia de las embarcaciones en puerto, longitud de muelle, utilaje, movilización, almacenaje y entrega de las cargas, escogiéndose la alternativa que implicaba menores costos de inversión y operación. En los **Planos N° 7 y N° 8** puede observarse la disposición en planta y corte de los distintos componentes del puerto.

#### 3-4-1.-Subsistema Muelle de Atraque

Para establecer la longitud del muelle de atraque se tuvo en cuenta las toneladas a transferir anualmente, su estacionalidad, la velocidad de transferencia de las grúas de muelle y la longitud de las barcasas.

Las toneladas a transferir anualmente son las indicadas en el **Cuadro N° 1**.

Dado que el volumen principal corresponde a los productos forestales se consideró que la afluencia de éstos al puerto se realizaría uniformemente a lo largo de los meses de los años del horizonte de análisis.

Según los análisis efectuados<sup>2</sup> se consideró más apropiado comenzar -en una primera etapa- con la construcción de un puesto de atraque de 80 metros de largo e incrementar -en una segunda etapa- la longitud de muelle en 60 metros más en función al crecimiento de la demanda, con lo que se dispondría de dos puestos de atraque.

#### 3-4-1-1.-Utilaje de Muelle

Para la selección del utilaje del muelle se analizaron dos tipos de grúas:

**Grúa Liebherr LHM 100:** Esta grúa se mueve sobre neumáticos, tiene una capacidad de 20 toneladas para un radio de 20 metros, posee un peso total de 116 ton y podría completar la carga de un tren de 12 barcasas en aproximadamente 6 días<sup>2</sup>.

**Grúa Gottwald HMK 170:** Esta grúa también se mueve sobre neumáticos, tiene una capacidad de 20 toneladas para un radio de 40 metros y de 40 ton para un radio de 20 metros (apta también para contenedores). Posee un peso total de 240 ton y podría completar la carga de un tren de 12 barcasas en aproximadamente 5 días<sup>2</sup>.

---

<sup>2</sup> Anexo I - Análisis de la Operación Portuaria

Desde el punto de vista operativo ambas grúas presentan características semejantes para la transferencia de cargas forestales empacadas en haces de rollizos con flejes de acero. Sin embargo, la segunda grúa es más versátil para mover otro tipo de cargas como ser contenedores y como la tendencia mundial es emplear este sistema parece prudente considerar como probable la adquisición de esta grúa. Por tal motivo, se adopta como utilaje de muelle una grúa con capacidad para transferir contenedores.

#### 3-4-1-2.-Estructura de Muelle

El **Plano N° 9** presenta la estructura de muelle adoptada. El muelle consiste en una estructura de Hormigón Armado de losas, vigas y pilotes, para absorber las cargas verticales generadas por la operación de las grúas, con un tablestacado metálico de 20 metros de largo para contención del relleno refulado.

La losa de muelle posee un ancho de 14 metros y un espesor de 0.30 m. Las vigas bajo las losas son de 1.00 x 0.60 m dispuestas según una modulación de 5 x 6.33 m (**Plano N° 10**). Los pilotes se dispondrán según la misma modulación, proponiéndose pilotes excavados de 0.60 m de diámetro x 30 m de longitud, de forma tal que ingresen en suelo natural en una profundidad del orden de los 20 metros.

Para contener el suelo refulado tanto en el frente del muelle, como en sus laterales, se propuso la utilización de tablestacas.

En los laterales el tablestacado se desarrolla en una longitud de 20 metros y luego se continúa, hacia la ribera, con un muro conformado con gaviones cuya altura es variable en función a la topografía del suelo natural.

A efectos de evitar socavaciones que comprometan la estabilidad de los elementos estructurales mencionados se propone la colocación de una cubierta flexible de protección con bloques de hormigón adheridos a geotextiles. El peso de esta cubierta será de  $125 \text{ kg/m}^2$  con bloques de hormigón de 6.5 cm de alto. La longitud de la protección será de 30 metros en forma perpendicular al tablestacado, disminuyendo gradualmente en los laterales hasta una longitud de 10 metros en la ribera (**Anexo VI**).

Para la protección de la estructura de muelle contra los impactos de las embarcaciones, se consideraron defensas circulares flexibles en la parte frontal de la estructura de muelle.

Para permitir el armado y desarmado del tren de barcazas, se prevé la construcción de 5 duques de alba aguas arriba, separados cada 50 metros (**Plano N° 9**).

Los duques de alba se encuentran alineados al muelle y están conformados en su parte superior por dos losas de hormigón masivo de 4 x 4 metros y 0.75 metros de espesor (**Plano N° 11**).

En cada una de estas losas se ubicará una bita de amarre para operar de acuerdo a distintos niveles del río. Estas losas de H° se apoyan sobre cuatro pilotes excavados, de 0.80 metros de diámetro y 30 metros de longitud.

A efectos de disminuir el esfuerzo del impacto de las barcazas se propone la utilización de defensas flexibles, ubicadas convenientemente a distintas alturas para contemplar las variaciones de nivel del agua del río. Estas defensas estarán solidarias a pilotes hincados que colaborarán también en la disipación de la energía del impacto de barcazas.

Los detalles de cálculo de solicitaciones y predimensionado de los distintos componentes estructurales se describen en el **Anexo II**.

#### 3-4-2.-Sistema Almacenamiento de las Cargas

De las cargas asignadas al puerto, las que demandarán mayores espacios para su almacenamiento son los productos forestales. A tal fin se reservó - para la primera etapa- un espacio de 6.750 m<sup>2</sup> en cinco módulos de 45 x 30 m cada uno (**Plano N° 7**). Igual superficie se deberá disponer en la segunda etapa.

Adicionalmente a la superficie destinada al estibado, se previeron los espacios para la circulación de los medios de transporte<sup>3</sup>. Para todos los espacios descritos se previó la ejecución de un enripiado sobre el relleno de arena refulada.

Para el almacenamiento de las cargas fraccionadas se adoptó, para cada etapa, tinglados de 200 m<sup>2</sup> de superficie cada uno, de mampostería con cubierta de estructura metálica.

---

<sup>3</sup> Anexo I : Análisis de la Operación Portuaria

Los emplazamientos de los tinglados se eligieron de manera tal que queden lo más próximo posible al acceso al puerto a efectos que la circulación de los camiones para las operaciones de carga - descarga de mercaderías no interfiera en las restantes operaciones portuarias.

### 3-4-3.-Sistema Manipuleo de las Cargas

Según el análisis de rendimientos de transferencias de cargas (ver **Anexo I** - Análisis de la Operación Portuaria) realizado, en cada etapa, será necesario contar con una grúa de muelle, 2 grúas de patio especiales para el manipuleo de haces de rollizos y 6 camiones con remolques para el traslado desde la zona de acopio al muelle para su embarque. En el **Plano N° 8** se presenta un esquema de las operaciones de manipuleo de las cargas en distintas partes del sector portuario.

### 3-5.-Sector Administrativo

Para la administración del puerto se diseñó un edificio con el espacio suficiente para que desarrollen sus actividades un gerente, dos técnicos y tres empleados administrativos. El mismo posee una superficie cubierta de 125 m<sup>2</sup> y consta de los siguientes espacios (ver **Plano N° 12**):

- Una oficina de control y pesaje de cargas: aquí trabajará un empleado administrativo, con las funciones de atender la entrada y salida de vehículos y personas al puerto y pesar los camiones cargados y vacíos.

- Una oficina administrativa: la misma estará subdividida mediante paneles en dos boxes en donde desarrollarán sus actividades dos empleados administrativos y dos técnicos.
- Una oficina para la gerencia: utilizada por el gerente del puerto.
- Una sala de usos múltiples: utilizada para tareas varias, como ser reuniones, capacitación, trabajos en grupo, etc.
- Una cocina: provista de agua potable fría y caliente, cocina y heladera.
- Un baño: provisto con agua fría y caliente.

La tecnología constructiva que se propone, consiste en mamposterías de ladrillos con revoques internos y externos, pisos graníticos y techo de chapa galvanizada con cielorraso suspendido de yeso. Las terminaciones serán de primera calidad. Poseerá instalaciones para agua potable fría y caliente en el baño y cocina; desagües cloacales y pluviales; circuito de energía eléctrica para artefactos, tomas e iluminación; sistema de aire acondicionado frío/calor; red informática y de comunicaciones y sistema de extintores de incendio.

### 3-6.-Taller de Mantenimiento y Vestuarios

Se proyectó un edificio en donde funcionarán en forma conjunta el taller de mantenimiento de equipos y los baños y vestuarios para el personal de playa. El mismo consiste en un tinglado de 150 m<sup>2</sup> cubiertos.



El taller poseerá dos fosas bajo techo y todas las demás instalaciones, herramientas y equipos necesarios para realizar el mantenimiento y reparaciones menores de los equipos del puerto. Los baños y vestuarios destinados al personal de playa, estarán servidos con agua fría y caliente.

### 3-7.-Instalaciones Portuarias

En el diseño de las instalaciones portuarias se incluyeron:

- Red de distribución de agua potable
- Red de desagües cloacales
- Red de desagües pluviales
- Red de distribución de energía eléctrica
- Sistema de iluminación
- Servicios de comunicaciones
- Servicio de agua para la lucha contra incendio
- Servicios a los buques

A continuación se presenta una descripción con las características de cada una de las instalaciones mencionadas.

#### 3-7-1.-Agua potable

El mismo consta de los siguientes subsistemas.

##### 3-7-1-1.-Subsistema de abastecimiento

Para poder proyectar la instalación de agua potable del puerto, en primer término, se relevó la red de agua potable que abastece a la localidad de Ituzaingó para determinar el punto más próximo al que podría conectarse la red que va servir al puerto. El sector que cuenta con servicio de agua potable más cercano al puerto se encuentra próximo a la Escuela N° 74, localizada en la intersección de la Calle N° 12 y Ruta Nacional N° 12, lo que implicaría el tendido de una cañería desde dicha zona hasta el puerto de aproximadamente 2.900 metros.

Debido a la gran distancia que se debería cubrir mediante una cañería de abastecimiento se evaluó como alternativa la instalación de una planta potabilizadora compacta dentro del mismo puerto. Los resultados de la evaluación de cada alternativas son los que a continuación se describen:

Alternativa 1: Contempla la conexión a la red de agua potable del municipio de Ituzaingó. Las inversiones necesarias incluyen la instalación de un conducto de 2.900 metros de longitud y 2" de diámetro desde la red de agua potable hasta la cisterna del puerto, un tanque cisterna de 10.000 litros, un tanque elevado de 10.000 litros, dos electrobombas de elevación y demás accesorios. En la evaluación se tuvo en cuenta, además de las inversiones y los costos de mantenimiento, la tarifa a pagar en función a la demanda creciente de agua para los distintos años del horizonte de evaluación.

*El valor actualizado de esta alternativa es del orden de los \$80.000,00.*

Alternativa 2: Contempla la instalación de una planta potabilizadora compacta. En este caso las inversiones incluyen la instalación de una toma de agua desde el río Paraná, una planta potabilizadora de 1,0 m<sup>3</sup>/hora, un tanque cisterna de 10.000 litros, un tanque elevado de 10.000 litros, dos electrobombas de elevación y demás accesorios. La evaluación tuvo en cuenta, además de las inversiones y los costos de mantenimiento, los costos de operación de la planta potabilizadora (insumos, mano de obra y energía).

*El valor actualizado de esta alternativa es del orden de los \$67.000,00.*

Como conclusión del análisis anterior se adoptó como solución para la provisión de agua potable al puerto la instalación de una planta potabilizadora compacta que tomará agua del río Paraná. El agua generada, eventualmente será utilizada para abastecer a los buques con un caudal de 5,00 m<sup>3</sup>/hora. El diseño del sistema de agua potable se encuentra esquematizada en el **Plano N° 13**.

#### 3-7-1-2.-Sistema de almacenamiento y distribución

El agua generada por la planta potabilizadora se descargará en un tanque cisterna de 10 m<sup>3</sup> de capacidad (**Plano N° 13**).

Desde la cisterna se impulsará el agua mediante una electrobomba de 5 m<sup>3</sup>/h de capacidad y 100 m.c.a hacia un tanque elevado de 10 m<sup>3</sup>. Desde el tanque elevado se descargará el agua por gravedad para dar servicio al edificio administrativo, taller, vestuario y muelle. Para el caso en que fuere necesario, también se podrá impulsar el agua directamente mediante la electrobomba. Se previó la instalación de una electrobomba de reserva.

En el edificio administrativo existe una cocina y un baño que contarán con cañerías de distribución de agua fría y caliente. Para el suministro de agua caliente se consideró la instalación de un termotanque eléctrico de 60 litros. El taller y los vestuarios con duchas, también contarán con cañerías de agua fría y caliente. En este caso el agua caliente se proveerá a través de dos termotanques de 110 litros.

Sobre el muelle se dispondrá de dos bocas de alimentación mediante válvulas de cierre igualmente espaciadas. La conexión a los buques se realizará mediante mangueras flexibles y acoplamientos del tipo rápido. La alimentación al muelle se realizará mediante una tubería de 50 milímetros de diámetros, galvanizada. Sobre esta línea se instalará un medidor de caudal para poder computar el agua transferida a los buques. Las tuberías serán alojadas en canales tapados con losetas removibles aptas para soportar la carga de los vehículos. Para la Segunda Etapa del Puerto, se prevé el agregado de una boca de alimentación sobre el nuevo puesto de atraque.

### 3-7-2.-Desagües cloacales

Para el vertido de las aguas residuales provenientes del edificio administrativo y del taller de mantenimiento y vestuario, se prevé la instalación de un sistema de depuración formado por fosa séptica y pozos filtrantes.

Esto debido a que en las proximidades del puerto no existe una red de recolección de líquidos cloacales y a la necesidad de minimizar los efectos nocivos del puerto sobre el medio ambiente.

En el **Plano N° 13** se presenta el sistema de desagües cloacales. El mismo consta de una cámara de registro que recibe los líquidos de los desagües primarios provenientes del edificio administrativo y del taller y vestuario. De la cámara de registro los efluentes pasan a la fosa séptica.

El objetivo de la fosa séptica es doble: retener las materias orgánicas fermentables hasta su nitrificación y evacuar el líquido una vez alcanzada la misma. Consta de tres compartimentos a través de los cuales el líquido que circula va perdiendo sólidos y sufre un proceso de depuración anaeróbica en los dos primeros y aeróbica en el tercero. Finalmente, el efluente de la fosa séptica se distribuye hacia dos pozos filtrantes a través de los cuales se infiltra en el terreno.

### 3-7-3.-Desagües pluviales

El sistema de desagües pluviales se diseñó para conducir en forma eficiente el agua de lluvia hacia el río a través de un sistema de sumideros y conductos bajo nivel de piso, a fin de evitar anegamientos y permitir la libre circulación de los vehículos dentro del puerto. El sistema de desagües pluviales puede verse en el **Plano N° 14**.

#### 3-7-4.-Distribución de energía eléctrica

El sistema se diseñó para proveer de energía eléctrica al edificio administrativo, depósito de cargas generales, planta potabilizadora de agua, taller de mantenimiento, buzones de muelle y sistema de iluminación de los distintos sectores del puerto (ver **Plano N° 15**).

El suministro de energía eléctrica se realizará a través de un empalme a la línea de media tensión existente perteneciente a la Dirección Provincial de Energía de Corrientes (D.P.E.C.) que pasa aproximadamente a 200 metros de la zona de emplazamiento del Nuevo Puerto.

La alimentación desde la línea de distribución de la D.P.E.C. hasta la estación transformadora se realizará mediante el tendido de cables que llevarán energía a un transformador aéreo de 500 kva.

A la salida en baja tensión de la estación transformadora se instalará un tablero eléctrico principal (TP). El tablero será del tipo frente inerte con el acceso a la parte de alta tensión por detrás. La alimentación se realizará a barras de cobre.

Se prevé la provisión de kilowatímetro, amperímetro y voltímetro. Tendrá incorporado los correspondientes capacitores para corrección del factor de potencia.

Desde el tablero principal se realizará la alimentación a cada uno de los siguientes tableros secundarios (ver **Plano N° 15**).

Tablero T1: Columnas de iluminación.

Tablero T2: Torres de iluminación.

Tablero T3: Edificio de administración.

Tablero T4: Depósitos de cargas generales.

Tablero T5: Planta potabilizadora de agua.

Tablero T6: Taller de mantenimiento.

Tablero B: Buzones de muelle.

Todos los tableros que se localicen a la intemperie serán del tipo estanco y frente inerte. Los cables de la red de distribución de energía eléctrica serán alojados en canaletas cubiertas con losetas de hormigón armado aptas para soportar la carga de los vehículos.

La alimentación a las columnas de alumbrado se realizará mediante tres circuitos independientes desde el Tablero T1. Cada circuito será trifásico escalonando, cada fase en forma secuencial con las columnas.

La alimentación de las torres de iluminación se realizará desde el Tablero T2. Cada torre tendrá una alimentación independiente formada por una fase y neutro.

La alimentación al edificio administrativo se realiza mediante el Tablero T3. Se previó una carga de aproximadamente 23 kw.

La alimentación a los depósitos de cargas generales se realizará mediante el Tablero T4 y tres circuitos monofásicos, dado que la carga prevista es solo para iluminación.

La alimentación a la planta de agua potable se realiza mediante el Tablero T5. Se prevén dos circuitos trifásicos para alimentar las electrobombas de agua potable y dos circuitos monofásicos para la alimentación del potabilizador y el sistema de nivel de tanque.

La alimentación al taller de mantenimiento se realiza mediante el Tablero T6. Se prevén tres circuitos trifásicos para operar la máquina de soldar, el compresor y dos circuitos monofásicos para la iluminación y los tomas.

Finalmente, la alimentación a los dos buzones del muelle se realiza desde el Tablero TB.

#### 3-7-5.-Sistema de iluminación

El sistema de iluminación del puerto se ha dividido en dos categorías  
**(Plano N° 15):**



- 1- Sistema de alumbrado de las zonas perimetrales, accesos, caminos secundarios y frentes de edificios.
- 2- Sistema de alumbrado para la playa y el muelle.

Para el sistema de alumbrado perimetral y de caminos secundarios se emplearán lámparas de vapor de mercurio o vapor de sodio de baja presión de 400 watt, montados en columnas con brazos de alumbrado contruidos con tubos de acero sin costura trefilados en caliente en una sola pieza de 9 metros de altura y espaciados cada 25 metros.

El sistema de alumbrado para la playa y el muelle tiene la función de proveer niveles de iluminación adecuados para las operaciones que se van a realizar.

Dada las características de las tareas de lingado, deslingado, movimiento con grúas y tránsito vehicular, se adoptó un nivel de iluminación de 50 lux.

Para el diseño del sistema se tomó la precaución de manera que el sistema produzca la mínima interferencia física con las zonas de estiba.

En esta etapa se ha planteado la iluminación mediante ocho (8) torres de quince (15) metros de altura equipadas con proyectores con lámparas del tipo de cuarzo - iodo.

La altura de las torres se adoptó considerando que la misma debe ser de aproximadamente un 25% de la distancia que separa las torres.

Si bien las lámparas de cuarzo presentan una eficiencia luminosa menor (relación flujo luminoso / potencia consumida) comparado con las lámparas de vapor de mercurio y vapor de sodio de baja y alta presión, la luz tiene un color blanco frío que la hace más apta para precisar detalles y movimientos. Las torres serán de acero autoportantes, dispondrán de escalera de acceso hasta el tope y plataforma con baranda para acceso a los reflectores.

Para esta etapa no se realizó un análisis fotométrico; se efectuó un cálculo aproximado en el que se estimaron los factores de mantenimiento y ensuciamiento.

El cálculo se realizó con proyectores del tipo General Electric PC 1500 con lámparas Q 1500 T13/CL de 33000 lúmenes, con un haz concentrado de 18.950 candelas máxima y 23.450 lúmenes en el haz.

### 3-7-6.-Servicio de comunicaciones

Las comunicaciones del puerto se generan debido a sus funciones administrativas, comerciales y operativas.

Para su administración y comercialización se prevé un sistema convencional compuesto por dos líneas telefónicas fijas conectadas a una central.

Las computadoras de la administración estarán conectadas en red, de forma tal que la información pueda estar centralizada y ser manejada por todas las terminales en forma simultanea.

El servidor de la red estará conectado vía módem a la red telefónica, permitiendo contar con servicio de Internet y correo electrónico.

Para la parte operación portuaria se consideró básicamente las comunicaciones con barcos, Prefectura Naval Argentina, agencias marítimas y las comunicaciones con el patio o playa.

Para las primeras se instalará en la oficina operativa un equipo VHF con antena látigo montada sobre un mástil de 4 metros de altura. El mástil será de caño galvanizado de dos pulgadas de diámetro, arriostrado con cables de acero galvanizado ajustados con tensores de caja abierta adecuados. Asimismo se proveerán dos equipos VHF portátiles para ser usados en la playa. Para las comunicaciones entre la oficina operativa y playa se emplearán handy talkies del tipo banda ciudadana o baja potencia.

#### 3-7-7.-Servicio de agua para lucha contra incendio

Se dispondrá de una red de agua para la lucha contra incendio alrededor de la playa de operaciones para atender posibles contingencias con el material estibado (ver **Plano N° 16**). La red será de tubería de acero de 150 milímetros de diámetro, galvanizada. Las tuberías serán conducidas por canalizaciones recubiertas por losetas aptas para soportar la carga de vehículos.

Se dispusieron estratégicamente cajas de incendio provistas con mangueras y lanzas.

La disposición de las mismas se realizó de manera tal que cualquier punto de la playa sea alcanzado por al menos dos mangueras.

El sistema será alimentado con una moto bomba del tipo sobre trailer. La bomba tendrá un caudal de 110 m<sup>3</sup>/h a 100 m.c.a. El motor será del tipo diesel, arranque eléctrico. La bomba tendrá un sistema de cebado rápido y será apta para succionar agua del río para cualquier condición de nivel del mismo.

#### 3-7-8.-Otros servicios para los buques

No se prevé brindar servicios de carga de combustible ni recepción de basuras y slop desde los buques, por cuanto no es obligación de los puertos privados proveer de estos servicios.

#### 3-7-9.-Recepción de basuras y slop

La prestación de estos servicios requiere la instalación de recipientes adecuados y equipos de maniobra que entorpecerán la operación fundamental del muelle. Además requiere la coordinación con los entes dedicados a realizar la disposición final de los residuos. Dado el volumen de buques y las características de los mismos el volumen de ingresos generados por este tipo de servicio es despreciable comparado con la actividad principal y podrá ocasionar interferencias importantes en la operación

### 3-7-10.-Carga de combustible a los buques

Con respecto a la carga de combustible a buques, la misma podría realizarse mediante instalaciones fijas de tanques y tuberías al muelle o directamente mediante camiones que accedan al muelle. Esta operación merece las mismas consideraciones que las mencionadas para las basuras y slop, a lo cual se agrega el potencial peligro generado por el manejo de inflamables en proximidad de carga altamente combustible.

### 3-8.-Costos de Inversión, Operación y Mantenimiento

Las consideraciones que se efectúan seguidamente, y los Cuadros Resumen que se adjuntan, se complementan con los detalles de cálculo obrantes en **Anexos IV y V.**

#### 3-8-1.-Costos de Inversión

De acuerdo a lo ya mencionado, se propone la ejecución del puerto en etapas de manera de ir adaptando la oferta portuaria a la demanda de cargas. Para la primera etapa se consideró que sería necesario contar con un puesto de atraque para lo cual deberían construirse 80 metros de muelle, los accesos, las zonas de acopio, almacenes, oficinas, etc.; proveer los servicios básicos, el utilaje y los medios de transporte correspondientes.

Las inversiones totales en esta Primera Etapa ascienden \$7.652.000, sin considerar las inversiones para la infraestructura ferroviaria y a \$9.300.000 si se la considera; \$4.852.000 (\$6.500.000 considerando infraestructura ferroviaria) en concepto de infraestructura y a \$ 2.800.000 en concepto de utilaje, el cual se irá incrementando con el aumento de las cargas.

## Cuadro N° 2

### Inversiones de la Primera Etapa

N°	ITEM	Precios s/IVA
<b>1</b>	<b>INFRAESTRUCTURA</b>	<b>6.502.610</b>
1.1	Preparación del terreno	495.600
1.2	Relleno por Refulado	187.880
1.3	Estructura de muelle	2.395.756
1.4	Infraestructura vial	7.500
1.5	Tratamientos especiales	345.000
1.6	Depósitos	60.000
1.7	Edificios de la administración	138.250
1.8	Infraestructura ferroviaria	358.385
1.9	Instalaciones sanitarias	78.115
1.10	Red eléctrica	172.360
1.11	Cerramiento perimetral	15.625
1.13	Accesos	2.189.306
1.14	Expropiaciones	32.000
1.15	Equipamiento de pesaje	26.400
<b>2</b>	<b>UTILAJE PORTUARIO</b>	<b>2.800.000</b>
2.1	Grúa de Muelle	2.200.000
2.2	Equipo p/ manipuleo de la carga	600.000
<b>TOTAL</b>		<b>9.302.610</b>

*Fuente : Cuadro N° A.V.I. Anexo V*

Para la Segunda Etapa, se consideraron las inversiones para la ampliación de la infraestructura tendiente a disponer de un segundo puesto de atraque (60 metros de muelle) incluido el utilaje correspondiente.

**Cuadro N° 3**

**Inversiones en Infraestructura Segunda Etapa**

<b>N°</b>	<b>ITEM</b>	<b>Precios s/IVA</b>
<b>1</b>	<b>INFRAESTRUCTURA</b>	<b>2.012.968</b>
1.1	Preparación del terreno	127.950
1.2	Relleno por Refulado	140.910
1.3	Estructura de muelle	1.308.041
1.4	Infraestructura vial	1.000
1.5	Tratamientos especiales	170.000
1.6	Depósitos	60.000
1.8	Infraestructura ferroviaria (no se	0
1.9	Instalaciones sanitarias	20.210
1.10	Red eléctrica	83.985
1.11	Cerramiento perimetral	6.500
1.15	Imprevistos	94.372
<b>2</b>	<b>UTILAJE PORTUARIO</b>	<b>2.800.000</b>
2.1	Grúa de Muelle	2.200.000
2.2	Equipo p/ manipuleo de la carga	600.000
<b>TOTAL</b>		<b>4.812.968</b>

*Fuente : Cuadro N° A.V.2. Anexo V*

**3-8-2.-Costos de Mantenimiento de la Infraestructura Portuaria**

Los costos anuales de mantenimiento de la infraestructura portuaria se determinaron como un porcentaje de los costos de inversión.

Por ejemplo como costo anual de mantenimiento de la estructura de muelle se adoptó el 0,75% del costo de inversión, para el costo anual de mantenimiento de los depósitos se tomó el 1% del valor de la inversión, para el edificio de la administración el 2%, igual porcentaje se adoptó para la infraestructura de los servicios de agua potable y energía eléctrica.

El detalle del cálculo de los costos de mantenimiento se presenta también en el **Anexo V**.

En el **Cuadro N° 4** se presenta un resumen de los costos de mantenimiento para cada una de las etapas contempladas para la construcción del Nuevo Puerto de Ituzaingó.

**Cuadro N° 4**

**Costos Anuales Totales de Mantenimiento (\$ - s/IVA)**

N°	Etapas	Con FFCC	Sin FFCC
<b>1</b>	<b>PRIMERA</b>	<b>101.030</b>	<b>72.512</b>
<b>2</b>	<b>SEGUNDA</b>	<b>126.988</b>	<b>25.958 + 72.512</b>

*Fuente : Cuadros N° A.V.3 y A.V.4. Anexo V*

**3-8-3.-Costos Operativos Portuarios**

A continuación se describen los costos operativos portuarios que comprenden gastos fijos de administración, gastos fijos de operación y gastos variables de operación del utilaje para transferir 388.800 ton/año.



**Cuadro N° 5**

**Costos Fijos Anuales de Administración Portuaria. Primera Etapa**

N°	CONCEPTO	\$/AÑO
1	SALARIOS DE PERSONAL	189.800
2	SERVICIOS E INSUMOS	148.712
<b>TOTAL</b>		<b>338.512</b>

*Fuente : Cuadro N° IV.1 Anexo IV*

**Cuadro N° 6**

**Costos Fijos Anuales Operativos. Primera Etapa**

N°	CONCEPTO	\$/AÑO
1	SALARIOS DE PERSONAL	213.200
2	SERVICIOS E INSUMOS	170.000
<b>TOTAL</b>		<b>383.200</b>

*Fuente : Cuadro N° IV.2 Anexo IV*

**Cuadro N° 7**

**Costos Variables de Operación del Utilaje. Primera Etapa**

N°	CONCEPTO	\$/AÑO
1	GRUA DE MUELLE	52.240
2	GRUAS DE PATIO	38.160
3	CAMIONES C/REMOLQUES	116.640
<b>TOTAL</b>		<b>207.040</b>

*Fuente Anexo IV - Costos Variables*

A partir de los valores indicados en los cuadros precedentes puede inferirse<sup>4</sup> un costo medio de transferencia de cargas de 2.39 \$/ton. Para el caso de contar con dos puestos de atraque funcionando a plena capacidad (777.600 ton/año) el costo medio de transferencia resultaría en 2.03 \$/ton<sup>5</sup>.

#### **4.- Análisis de posibles fuentes de financiamiento**

En cuanto a las tareas previstas al respecto, se ha trabajado tanto en lo referente a la detección de las posibles fuentes de financiamiento que la Provincia de Corrientes podría emplear para hacer frente a la Inversión Pública que sea necesaria para lograr la puesta en marcha del emprendimiento, como así también en cuanto a los lineamientos generales de los Pliegos Licitatorios.

Con respecto al primero de los tópicos planteados, se entregaron Modelos de Nota a la Provincia de Corrientes, a través de la Comisión Provincial de Grandes Emprendimientos Provinciales, para que se analice la factibilidad de disponer fondos provenientes de:

1.- Ley N° 5.058 sancionada el 25 de abril de 1996, que creó el FONDO DE FINANCIAMIENTO DE LA REACTIVACION Y EL CRECIMIENTO SOCIO-ECONOMICO DE LA PROVINCIA DE CORRIENTES.

---

<sup>4</sup> Anexo IV : Análisis de Costos Operativos

2.- Ley N° 24.855 sancionada el 2 Julio de 1997, que creó el FONDO FIDUCIARIO FEDERAL DE INFRAESTRUCTURA REGIONAL.

3.- PROGRAMA DE MODERNIZACION PORTUARIA - Contrato de Préstamo N° 962/OC-AR - Decreto Nacional N° 595/97.

En **ANEXO 1** se adjunta copia de los Modelos de Nota cursados a las autoridades provinciales a los efectos de la canalización de las mismas según corresponda.

En lo que respecta a los montos que se afectaron en virtud de la aplicación de la Ley Provincial N° 5.058 al FONDO DE FINANCIAMIENTO antes mencionado, puede consultarse la Planilla Resumen que se agrega en el **ANEXO 2**. Del análisis de la misma puede deducirse que los mas de 26 millones de pesos a que se llegó luego de los primeros 4 años de su existencia, se convertirán en unos 70 millones a la finalización del período de afectación (31 de diciembre de 2005) de las regalías de Yacyretá (Ver Art. 1° de la Ley 5.058).

En lo que respecta a los recursos provenientes de la Ley Nacional 24.855, mas precisamente el FONDO FIDUCIARIO FEDERAL DE INFRAESTRUCTURA REGIONAL, se agrega una Planilla (**ANEXO 2**), con el detalle de recursos totales, utilizados y disponibles (Por Jurisdicción) correspondientes a dicho FONDO.

En el **ANEXO 3** se proponen los lineamientos de lo que puede constituir un Pliego de Bases y Condiciones para el llamado a Licitación Pública de la Provincia de Corrientes para la Construcción del Puerto de Ituzaingó, por el sistema de Obra Pública. O sea que en esta situación, la Provincia de Corrientes, disponiendo de los fondos necesarios, ejecuta la obra mediante una Contratación a la que llega mediante una Licitación Pública en el marco de las prescripciones de la Ley 3079 de Obras Públicas provincial.

En el **ANEXO 4** se proponen los lineamientos de lo que puede constituir un Pliego de Bases y Condiciones para el llamado a Licitación Pública de la Provincia de Corrientes para la Concesión del Puerto de Ituzaingó, que incluiría la Construcción del mismo, por el sistema de Concesión de Obras y Servicios Públicos. O sea que en esta situación, la Provincia de Corrientes, efectúa un llamado para que los interesados (con antecedentes en construcción de obras similares y operación de puertos fluviales) realicen la construcción del Puerto de Ituzaingó y luego lo operen por un tiempo determinado y de acuerdo a las pautas del Pliego.

En ésta modalidad deberán fijarse adecuadamente los parámetros económicos claves a saber: grado de inversión pública complementaria, tarifa por servicios portuarios, canon, etc. Los mismos surgen de la apreciación conjunta de las evaluaciones económico - financieras, cálculos y presupuestos oficiales, etc. y deberán responder a un criterio que el Estado fije en función de las prioridades que considere al efecto.

### **Conclusiones y Recomendaciones**

En primer lugar parece conveniente efectuar una síntesis de las tareas realizadas, las que se desarrollaron en coordinación con el equipo que efectuó los ESTUDIOS GEOTECNICOS E HIDRAULICOS PARA EL PUERTO DE ITUZAINGO.

Las mismas se iniciaron con una completa RECOPIACION DE ANTECEDENTES específicos, referidos a Estudios anteriores vinculados al presente tema -en general- y a las condiciones topográficas del área en cuestión -en particular-. Los mismos, que resultaron de una minuciosa investigación en oficinas públicas en Ituzaingó, Corrientes y Buenos Aires, se detallan en el Informe adjunto.

Luego de varias recorridas, terrestres y fluviales, se identificó el Area de Proyecto y se localizaron los puntos fijos colocados por distintas reparticiones, decidiéndose luego los que servirían de apoyo para los levantamientos planialtimétricos respectivos. Se realizó luego la completa nivelación del Area de Proyecto, en un área que (incluyendo los accesos) supera las 30 Has. Se colocaron puntos fijos reglamentarios, acotados según relacionamiento con puntos del IGM. Todo ello representado debidamente en planos (en los que además se dibujaron las curvas de nivel y los detalles de hechos existentes de interés); adjuntándose además las Planillas de recopilación de datos y de cálculo correspondientes, y las Memorias del trabajo realizado.

Teniendo en cuenta las recomendaciones que surgieron de los ESTUDIOS GEOTECNICOS E HIDRAULICOS antes mencionado, se procedió a elaborar el Anteproyecto del Puerto de Ituzaingó. Se trabajó al respecto, con las pautas surgidas de Estudios anteriores en lo referente a la zonificación de Areas Portuarias, a los Costos de Transferencia Portuaria y a los Volúmenes de Cargas Transferidas por medio del Puerto.

El Anteproyecto realizado incluyó el diseño de todos los componentes del Area Portuaria, respetando la construcción en Etapas prevista para optimizar las inversiones que se efectúen y evitar capacidad ociosa. Resultó de mucha utilidad la visita a otros Puertos en que se operan cargas forestales, a los efectos de analizar la operación portuaria y los utilajes adecuados. A partir de tales pautas, se identificaron y dimensionaron los subsistemas identificados para el Nuevo Puerto, considerando la premisa fundamental de no producir estrangulamiento en ninguno de ellos, analizando los medios de transporte y escogiéndose una alternativa que implique menores costos de inversión y de operación.

Posteriormente, se calcularon los Costos de Inversión determinándose los Análisis de Precios de los Items que componen la ejecución de la Obra y elaborándose los Cómputos de los mismos, con los cuales se confeccionó el respectivo Presupuesto. Todo esto para cada una de las Etapas en que se moduló la ejecución del Proyecto, atendiendo a cubrir las cargas transferidas en el horizonte proyectado del análisis de cargas.

Se calcularon además los Costos de Mantenimiento de la Infraestructura Portuaria, así como los Costos Fijos Anuales de Administración y Operación Portuaria, y también los Costos Variables que incidirán en la determinación de los Costos de Transferencia Portuaria. Todo esto se realizó para cada una de las Etapas antes mencionadas.

En todos los casos se elaboró la Documentación Gráfica correspondiente, incluyendo Planos Generales, de Instalaciones y de Estructuras.

Finalmente se realizó un análisis de las Alternativas de Financiamiento disponibles con las sugerencias y recomendaciones solicitadas., incluyendo en el Capítulo respectivo los lineamientos de Pliegos de Condiciones para la Construcción del Nuevo Puerto por medio de una Licitación de Obra Pública y/o de Concesión de Obra y Servicio Público.

En el contexto de la Información analizada, de los Estudios efectuados y de la situación de la Provincia en general y de la región Nordeste en particular; surge claramente un panorama promisorio de lo referente al desarrollo de un polo económico importante en dicha área. Sin embargo, a pesar de que varias de las premisas que para la consolidación definitiva de dicho escenario ya se han dado (vigencia de las Leyes de Puerto y de Inversiones Forestales, promoción para la radicación de Industrias en Ituzaingó a partir de la transferencia de equipamientos de la EBY, etc.), hay otras que necesariamente deberán concretarse, y en la que la Provincia y el Municipio tendrán que ejercer un protagonismo permanente.

Sin dudas uno de ellos es el de la concreción de Obras de Infraestructura, para lo cual el Proyecto del Nuevo Puerto es un eslabón importante.

Pero también lo es, y adquiere en éste sentido el carácter de precedencia inevitable, la ejecución de las postergadas obras del Dragado y Balizamiento de la Hidrovía Paraná - Paraguay al Norte de la Ciudad de Santa Fe (Km 584 de la Hidrovía). Particular énfasis tendrá que poner entonces la Provincia y el Municipio en el urgente inicio de las mismas, sobre todo en el tramo del Río Paraná desde Santa Fe hasta Confluencia (Km 1240 de la Hidrovía) y del Alto Paraná desde Confluencia hasta Iguazú (Km 1927 de la Hidrovía) o al menos hasta Ituzaingó (Km 1454) o Posadas (Km 1616).

Particular atención deberá ponerse también en lo referente al cumplimiento de lo establecido en la Ley Nacional 24.093/92 y su Decreto Reglamentario N° 769/93.

Digamos con respecto a dicha Ley, que la misma (sancionada el 3 de junio de 1992 y promulgada el 24 de igual mes y año), es aplicable a todos los aspectos vinculados a la habilitación, administración y operación de los puertos estatales y particulares existentes o a crearse en el territorio de la República Argentina. Establece que los puertos (tanto estatales como de particulares, comerciales como industriales, que involucren al comercio internacional o interprovincial) requieren habilitación del Poder Ejecutivo Nacional, con la comunicación de dicha decisión al Congreso Nacional.



Con respecto al Decreto mencionado (de fecha 19 de abril de 1993) digamos que establece con mas precisión los aspectos referentes a la habilitación de los puertos que tramiten los titulares del dominio de cada puerto y a la operación de los mismos.

La Provincia deberá cumplimentar las exigencias establecidas en dicha reglamentación, continuando con las tramitaciones ya iniciadas a través del Expediente MEYOSP N° 554-001650/99.

A su vez, y en forma simultánea a la preparación de los Pliegos y obtención de los recursos, la Provincia deberá efectuar las gestiones para la disposición del terreno en que se concretaría el Proyecto del Nuevo Puerto, para lo cual se disponen de varias figuras (Cesión, Donación, Expropiación) sobre las que, las áreas pertinentes del Estado Provincial, deberán aconsejar previo a las tramitaciones respectivas.

La combinación de todos los factores antes señalados entendemos tendrá resultados favorables, considerando a su vez el contexto del Proceso de Integración Regional y de las obras previstas en el Plan Federal de Infraestructura. Requerirá, eso sí, un accionar permanente, decidido y coordinado del sector público en sus distintos niveles (nacional, provincial y municipal) para que se concrete lo mas pronto posible.

La necesidad de generar una transformación estructural en la economía Provincial, a los efectos de contar con un sector productivo en expansión, creemos lo justifica ampliamente.-

# **ANEXO I**

## **ANEXO I**

### **ANÁLISIS DE LA OPERACIÓN PORTUARIA**

#### **Conceptos Generales**

Para un funcionamiento adecuado de las distintas actividades conviene dividir al puerto en sectores en función al tipo de carga (carga fraccionada, carga forestal, contenedores, combustibles, etc.); aunque en el caso que nos ocupa, debido a que el volumen de las cargas de origen forestal son, en porcentaje, de mayor importancia, existirá un solo sector destinado a transferir fundamentalmente productos forestales, el cual podrá además movilizar cargas fraccionadas.

En el puerto existirán numerosas operaciones que se relacionan entre sí, de modo tal que cualquier demora o estrangulamiento de una parte del sistema restringirá la eficiencia del conjunto, reduciéndola a la del subsistema de menor capacidad y generando una capacidad ociosa en los restantes.

Los principales subsistemas a considerar son los siguientes:

- Muelle de atraque
- Almacenamiento de la carga
- Manipuleo de la carga

Para el diseño de cada subsistema se analizaron los diferentes medios de transporte (vial, ferrovial y fluvial).

Se plantearon distintas alternativas que consideran: permanencia de la embarcación en puerto, longitud de muelles, utilaje mínimo, movilización, almacenaje y entrega de las cargas.

### **Subsistema Muelle de Atraque**

Para establecer la longitud del muelle de atraque es necesario tener en cuenta las toneladas a transferir anualmente, su estacionalidad, la velocidad de transferencia de las grúas de muelle y la longitud de las barcazas.

Con respecto a las toneladas a transferir anualmente, las mismas fueron indicadas en el **Cuadro N° 1** del Informe. Dado que la gran mayoría se trata de productos forestales se consideró que se distribuirán a lo largo del año en forma homogénea.

En cuanto a la velocidad de transferencia, se analizaron dos tipos de grúas de muelle, la grúa Liebherr LHM 100 (costo aproximado de \$ 1.475.000 + IVA) y la grúa Gottwald HMK 170 (costo aprox. de \$ 2.200.000 + IVA).

### **Grúa Liebherr LHM 100:**

A partir de relevamientos efectuados<sup>5</sup> se constató que los productos forestales son embarcados en haces de rollizos aproximadamente 4.3 ton de peso, 2 metros de diámetro y 2.4 metros de longitud.

---

<sup>5</sup> Puerto de Fray Bentos - Uruguay

La transferencia se realiza a través de grúas de muelle que toman estos haces de los camiones o remolques que provienen del sector de almacenamiento, lingándose varios haces a la vez (en función a la capacidad y los elementos de la grúa).

Para el caso del Puerto de Ituzaingó se considerará que se lingan tres haces por vez, con un peso aproximado de 17 ton.

Considerando las especificaciones técnicas de la grúa LHM 100 para esta carga, la misma posee un radio máximo de alcance del orden de los 20 metros desde el centro de gravedad de la misma, con lo cual sería factible cargar solo una barcaza por vez.

Considerando una dimensión de bodega útil de las barcasas a operar en el puerto de 10 metros de ancho, 51.60 metros de largo y 5.40 metros de alto (con parantes extensores) se estima una cantidad máxima de 315 haces de rollizos, equivalentes a aproximadamente 1350 toneladas por barcaza.

En el **Cuadro N° A.I.1** se indican los tiempos estimados de transferencia en función a las características técnicas de la grúa.

### **Cuadro N° A.I.1**

#### **Tiempos de transferencia a barcasas**

# ANTEPROYECTO DEFINITIVO DEL PUERTO DE ITUZAINGO

Operación	Distancia/ ángulo	Velocidad m/min rpm	Tiempo Básico [seg]	Margen	Tiempo Total
Lingado de tres haces de rollizos (seg)					60.00
Izado de gancho (seg)	2 m	70 m	1.71	0.00	1.71
Giro de grúa hasta enfrentar bodega (seg)	180°	1.4 rpm	21.43	0.00	21.43
Ajuste de inclinación de la pluma (seg)	10 m	40 m	15.00	0.00	15.00
Descenso del gancho a la bodega (seg)	13 m	70 m	11.14	0.00	11.14
Acomodo y deslingado de haces de rollizos					60.00
Izado de gancho (seg)	13 m	70 m	11.14	0.00	11.14
Giro de grúa hasta enfrentar estiba (seg)	180°	1.4 rpm	21.43	0.00	21.43
Ajuste de inclinación de la pluma (seg)	10 m	40 m	15.00	0.00	15.00
Descenso de gancho (seg)	2 m	70 m	1.71	0.00	1.71
Subtotal (seg)					218.56
Subtotal para tres haces de rollizos (min)					3.64
Total por barcaza (hs)					6.37
Traslación de grúa (dos posiciones) (hs)					2.00
Traslado de barcaza por remolcador (hs)					2.00
Total por barcaza (hs)					10.37
Total Tren de 6 barcasas (días)					2.59
Total Tren de 12 barcasas (días)					5.18

A partir del análisis anterior se concluye que la transferencia de cargas a un tren de 6 barcasas se efectuaría en aproximadamente 3 días y para uno de 12 barcasas en 6 días. Estos tiempos se consideran adecuados ya que el servicio de flete de barcasas podría realizar dos ciclos mensuales entre éste puerto y los de destino.

Considerando dos trenes de 12 barcasas o cuatro trenes de 6 barcasas por mes implicaría un tiempo de transferencia efectivo de 12 días por mes (tiempo de ocupación del puesto de atraque del 40 %) y una capacidad de transferencia anual de 388.800 ton por puesto de atraque.

Es decir, serían necesario solo dos puestos de atraque para transferir las cargas esperadas durante el horizonte de evaluación de 25 años (aproximadamente 793.488 ton/año).

**Grúa Gottwald HMK 170:**

Con el objeto de considerar la posibilidad de que el Puerto de Ituzaingó transfiera contenedores en el futuro, se analizó la operación portuaria con una grúa de mayor capacidad de carga y mayor radio de alcance. La grúa propuesta podría emplearse para cargar tres haces de rollizos a una distancia de 40 metros medidos desde el baricentro de la misma, lo que permitiría cargar hasta tres barcazas por vez (ubicadas en forma paralela), con la consecuente disminución de tiempos muertos en los procesos de desarme, armado y traslado del tren de barcazas por parte del remolcador. Además esta grúa posee suficiente capacidad para transferir contenedores de 40 ton. de peso en forma eficiente.

En el **Cuadro N° A.I.2** se indican los tiempos estimados de transferencia de haces de rollizos en función a las características técnicas de la grúa.

**Cuadro N° A.I.2**

**Tiempos de transferencia a barcazas**

## ANTEPROYECTO DEFINITIVO DEL PUERTO DE ITUZAINGO

Operación	Distancia/ ángulo	Velocidad m/min rpm	Tiempo Básico [seg]	Margen	Tiempo Total
Lingado de tres haces de rollizos (seg)					60.00
Izado de gancho (seg)	2 m	90 m	1.33	0.00	1.33
Giro de grúa hasta enfrentar bodega (seg)	180°	1.4 rpm	21.43	0.00	21.43
Ajuste de inclinación de la pluma (seg)	10 m	45 m	13.33	0.00	13.33
Descenso del gancho a la bodega (seg)	13 m	90 m	8.67	0.00	8.67
Acomodo y deslingado de haces de rollizos					60.00
Izado de gancho (seg)	13 m	90 m	8.67	0.00	8.67
Giro de grúa hasta enfrentar estiba (seg)	180°	1.4 rpm	21.43	0.00	21.43
Ajuste de inclinación de la pluma (seg)	10 m	45 m	13.33	0.00	13.33
Descenso de gancho (seg)	2 m	90 m	1.33	0.00	1.33
Subtotal (seg)					209.52
Subtotal para tres haces de rollizos (min)					3.49
Total por barcaza (hs)					6.11
Traslación de grúa (una posición) (hs)					1.00
Traslado de tres barcasas por remolcador (hs)					3.00
Total por barcaza (hs)					8.11
Total Tren de 6 barcasas (días)					2.03
Total Tren de 12 barcasas (días)					4.06

A partir del análisis anterior se concluye que la transferencia de cargas a un tren de 6 barcasas se efectuaría en aproximadamente 2.5 días y para uno de 12 barcasas en 5 días considerando tiempos muertos. Es decir, no se logra una mejora considerable en los tiempos de transferencia de cargas forestales y, por lo tanto, el incremento en la inversión para adquirir este equipamiento deberá analizarse en función a los beneficios que podrían captarse por la transferencia de contenedores.

### **Subsistema Almacenamiento de la Carga**



Con respecto al almacenamiento de la carga, las que demandarán mayores espacios son los productos forestales. En ese sentido se consideró una altura máxima de apilamiento de 4 haces de rollizos<sup>6</sup> de lo que resulta un coeficiente de estiba del orden de 3.00 ton/m<sup>2</sup>.

Para dimensionar los espacios de almacenamiento se consideró contar en cada frente de atraque con carga almacenada para un tren de 12 barcazas (16.200 ton) y adicionalmente un 25% más para eventuales llegadas de cargas de las empresas forestales durante el proceso de carga a barcazas.

En esas condiciones, la situación más crítica se presenta cuando cada muelle trabaja con una grúa de muelle transfiriendo aproximadamente 368500 ton/año por puesto de atraque. El área necesaria para almacenar la carga resultaría:

$$\text{Área de Almacenamiento}_{\text{puesto}} = \frac{16.200 \frac{\text{ton}}{\text{tren}} * 1.25}{3.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} \cong 6750 \frac{\text{m}^2}{\text{puesto de atraque}}$$

En el **Plano N° 7** se indican los espacios reservados para estibar este tipo de carga consistentes en cinco módulos de 45 x 30 metros (6750 m<sup>2</sup>). Como se observa en el plano mencionado se han previsto además espacios de circulación tentativos, ya que al ser una playa sin obstáculos el estibaje puede efectuarse de la manera que resulte más práctica en cada momento.

---

<sup>6</sup> Fuente : Relevamientos efectuados en Puerto de Fray Bentos - Uruguay

Todo el sector consiste en una playa de enripiado sobre el relleno de arena refulada (**Plano N° 10**).

Con respecto a las cargas fraccionadas, se prevé mover en el puerto en los primeros años aproximadamente 7000 ton/año (**Cuadro N° 1**) alcanzando al final del horizonte de evaluación un máximo de 11000 ton/año. Considerando un coeficiente de estiba de 3 ton/m<sup>2</sup>, un tiempo de permanencia medio de 20 días y adoptando un coeficiente de 1.40 para espacios de circulación la superficie necesaria para 7000 ton/año transferidas resultaría:

$$\text{Sup}_{\text{nec}} = \frac{7000 \frac{\text{ton}}{\text{año}}}{3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * \frac{356 \frac{\text{días}}{\text{año}}}{20 \frac{\text{días}}{\text{estadía}}}} * 1.40 \cong 179 \frac{\text{m}^2}{\text{estadía}}$$

De esta manera se adopta un tinglado para cargas en tránsito de 200 m<sup>2</sup> en una primera etapa y la construcción de otro semejante cuando se incorpore el segundo puesto de atraque. La ubicación de los mismos (**Plano N° 7**) está próxima al acceso al puerto a efectos que la circulación de camiones para carga o descarga no interfiera en las operaciones portuarias.

### **Subsistema Manipuleo de la Carga**

Para el almacenamiento de la carga se propone la siguiente secuencia :

1. Ingreso de los camiones con cargas forestales y pesaje de los mismos en la báscula localizada en el ingreso del puerto.
2. Flejado de los rollizos: para esta operación el camión se sitúa en el medio de dos rampas donde tres operarios realizan el flejado de los rollizos mediante cintas metálicas de acero y herramientas especiales. Esta operación demora unos 2' por haz de rollizos<sup>7</sup>.
3. Espera de los camiones para la descarga: en caso de ser necesario, se prevé un sector de estacionamiento para camiones en donde los mismos esperan el tiempo necesario antes de ser descargados.
4. Descarga y estibaje de la carga: El camión se dirige del sector de estacionamiento al sector de descarga donde un grúa de patio toma cada haz de rollizo y lo coloca en el sector de estiba. La descarga completa de un camión con 5 rollizos demora aproximadamente 5'.
5. Una vez descargado el camión, se efectúa nuevamente el proceso de pesado en la báscula de ingreso y se retira del sector portuario.

---

<sup>7</sup> Relevamiento efectuados en Puerto de Fray Bentos - Uruguay

Para la transferencia de los haces de rollizos a las barcasas se propone la siguiente secuencia :

1. De los cinco sectores de estiba de 30 x 45 metros cada uno, el primero que se carga a las barcasas es el que está mas cerca del frente de muelle.

- En el caso de emplearse una grúa Gottwald HMK 170, con un radio de alcance del orden de los 40 metros, la misma puede transferir los haces de rollizos de este sector sin equipamientos adicionales y solamente con la colaboración de tres operarios en el sector de estiba y tres operarios en las bodegas de las barcasas.
- Si se trata de la grúa Liebherr LHM 100, la misma debería complementarse con una grúa de patio del tipo mencionado para el proceso de estiba y con camiones con remolques que acerquen los haces de rollizos al alcance de la grúa de muelle. La grúa de patio posee una capacidad de transferencia a la caja de los remolques de un minuto por haz lo que implican tres minutos para tres rollizos. Esto significa que esta grúa posee un rendimiento superior a las grúas de muelle (3.5 minutos para tres rollizos).

2. Una vez cargado el primer bloque de estiba se procede a transferir el último bloque a efectos de liberar espacios para eventuales llegadas de camiones con rollizos de las forestales. Esta es la situación mas desfavorable ya que los camiones con remolques deben circular aproximadamente 200 metros hasta el frente de muelle. Considerando una velocidad media de circulación de 6 km/hora esta distancia se recorrería en aproximadamente dos minutos. A efectos de que en el muelle existan siempre camiones con remolques en espera para que la grúa de muelle no deba esperar se estima necesario como máximo la utilización de seis camiones con remolques para todo el proceso.
3. Adicionalmente será necesaria una grúa de patio para acopiar la carga de camiones que arriben al sector portuario cuando se estén efectuado operaciones de transferencia a barcasas.

A efectos de verificar si con dos grúas de patio se podrían acopiar los sectores de almacenamiento previstos para un tren de 12 barcasas se plantea lo siguiente :

- Durante el proceso de transferencia a barcazas solamente operará una grúa de patio para almacenamiento. Considerando un rendimiento de 20 minutos para 5 haces de rollizos<sup>8</sup> esta grúa necesitaría como máximo 4 días para acopiar un sector completo de acopio de 30 x 45 metros (945 haces). Es decir que durante el proceso de transferencia de barcazas (seis días) esta grúa podrá acopiar un bloque y medio de acopio.
- Una vez que las barcazas se retiran del sector portuario la otra grúa de patio colabora en el proceso estibaje para completar la carga de un tren de 12 barcazas (tres bloques más o 2835 haces), estimándose un tiempo máximo de seis días con las dos grúas trabajando en paralelo. Este tiempo es razonable si se considera que durante este período no existirán barcazas en puerto de acuerdo al análisis de rotación de los trenes de barcazas (dos por mes).
- Adicionalmente, si fuera necesario, se cuenta con la grúa de muelle que podría colaborar con el proceso de estibaje en el bloque próximo al frente de atraque.

En síntesis, por cada puesto de atraque serán necesarios:

---

<sup>8</sup> Relevamientos efectuados en Puerto de Fray Bentos - Uruguay

- 1 grúa de muelle
- 2 grúas de patio
- 6 camiones con remolques

En el **Plano N° 8** pueden apreciarse las operaciones de manipuleo de las cargas en distintas partes del sector portuario.

## **ANEXO II**



## **ANEXO II**

### **PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

#### **Memoria de Cálculo del Tablestacado**

Para garantizar la estabilidad de una estructura de contención conformada por tablestacas ancladas se deben dimensionar los distintos componentes para evitar fallas con respecto a:

1. Deslizamiento del pie del tablestacado por falta de empujes pasivos del suelo.
2. Rotura de las tablestacas debido a momentos flectores mayores a los admisibles.
3. Rotura del sistema de anclaje.
4. Volcamiento del conjunto por deslizamiento de talud.

Para analizar las tres primeras condiciones existen varios métodos, aunque el mas recomendado en la literatura especializada en el tema<sup>9</sup> es el método derivado de Blum, (Fixed Earth Support Method) donde la tablestaca es considerada flexible e hincada a suficiente profundidad que puede considerarse empotrada en el pie. Este es el método que será empleado en este estudio. En cuanto a la cuarta condición, se analizará la estabilidad del conjunto mediante un software denominado PCSTABL5.

---

<sup>9</sup>**Earth Pressure and Earth and Earth-Retaining Structures.** Clayton, C.; Milititsky, J; Woods, R. University of Surrey. 1993.  
**Foundation Engineering Handbook.** Winterkorn, H; Fang, H. VNB. 1975.

Este sistema permite determinar el coeficiente de seguridad de un talud empleando diferentes métodos y con superficie de rupturas muy variadas.

A continuación se resume la secuencia de cálculo realizada.

### **Definición del perfil de cálculo**

Se consideró como perfil batimétrico más desfavorable el número 1-1 y la posición del muelle establecida por los estudios hidráulicos. Con respecto a la erosión localizada al pie del talud se consideró controlarla mediante la colocación de una protección flexible de 30.00 metros de ancho.

### **Niveles del agua**

Se debe establecer el nivel del río y la posición de la napa freática: los mayores empujes se generan para los valores mínimos del agua del río. El valor mínimo histórico es de + 57.10 (Cota IGM) que se corresponde con una distancia de 7.90 metros a partir del coronamiento del tablestacado (Cota + 65.00 IGM). Para la napa freática en la parte posterior del tablestacado se consideró que puede darse la situación de que resulte 1.00 metro superior al nivel mínimo del río, ya que a pesar de los drenajes que puedan colocarse, es factible la acumulación de agua detrás del tablestacado.

### **Definición del perfil de suelos**

Se debe definir el perfil de suelos, los parámetros de resistencia efectivos ( $c'$  y  $\phi'$ ) y los coeficientes de empujes activos ( $K_a$ ) y pasivos ( $K_p$ ) asociados. Los parámetros de resistencia fueron adoptados de los estudios geotécnicos.

En el caso del ángulo de fricción interna del suelo, el mismo fue incrementado en un 10 % debido a que los valores del estudio geotécnico corresponden a correlaciones entre el ensayo SPT y ensayos triaxiales y que en el caso de tablestacados, por tratarse de un estado de deformación plana (no triaxial) puede hacerse tal consideración<sup>10</sup>. Se estableció siguiente perfil de cálculo:

Sector de Empujes activos (sector posterior del tablestacado)

*Profundidad : 0.00 – 11.50 m*

Suelo 1 : Suelo arenoso

Peso específico húmedo = 1.80 ton/m<sup>3</sup>

Peso específico saturado = 2.00 ton/m<sup>3</sup>

Angulo de fricción efectivo = 32°

$\delta'a = \frac{1}{2} * \phi' = 16^\circ$  (Clayton et. al, 1993<sup>11</sup>)

$K_a = 0.282$  (Tabla B.2. Clayton et.al, 1993)

*Profundidad : 11.50 – 20.00 m*

Suelo 2 : Suelo arenoso

Peso específico saturado = 2.00 ton/m<sup>3</sup>

Angulo de fricción efectivo = 39°

$\delta'a = \frac{1}{2} * \phi' = 19.5^\circ$  (Clayton et. al, 1993)

$K_a = 0.207$  (Tabla B.2. Clayton et.al, 1993)

---

<sup>10</sup> **Earth Pressure and Earth and Earth-Retaining Structures.** Clayton, C.; Milititsky, J; Woods, R. University of Surrey. 1993.

<sup>11</sup> **Earth Pressure and Earth and Earth-Retaining Structures.** Clayton, C.; Milititsky, J; Woods, R. University of Surrey. 1993.

*Profundidad : 20.00 – 24.00 m*

Suelo 3 : Suelo arenoso

Peso específico saturado = 2.00 ton/m<sup>3</sup>

Angulo de fricción efectivo = 41°

$\delta'a = \frac{1}{2} * \phi' = 20.5^\circ$  (Clayton et. al, 1993)

Ka = 0.199 (Tabla B.2. Clayton et.al, 1993)

Sector de Empujes Pasivos (frente al tablestacado)

*Profundidad : 14.00 – 20.00 m*

Suelo 4 : Suelo arenoso

Peso específico saturado = 2.00 ton/m<sup>3</sup>

Angulo de fricción efectivo = 35°

$\delta'a = \frac{2}{3} * \phi' = 23^\circ$  (Clayton et. al, 1993)

Kp = 10.20 \* 0.808 / 1.5 = 5.50

*Profundidad : 20.00 – 24.00 m*

Suelo 5 : Suelo arenoso

Peso específico saturado = 2.00 ton/m<sup>3</sup>

Angulo de fricción efectivo = 38°

$\delta'a = \frac{2}{3} * \phi' = 25^\circ$  (Clayton et. al, 1993)

Kp = 14.58 \* 0.773 / 1.5 = 7.51

**Cálculo de presiones horizontales netas**

Se deben determinar puntos característicos a distintas profundidades donde se producen cambios en las pendientes de los empujes horizontales, y en cada uno establecer las presiones horizontales netas. Para determinarlas es necesario calcular, en cada punto considerado, las presiones verticales totales, las presiones neutras, las presiones verticales efectivas (diferencia), las presiones horizontales efectivas (afectando a las presiones verticales efectivas por los coeficientes de empujes).

Las presiones horizontales netas surgen como diferencia entre las presiones horizontales efectivas del lado activo menos las del lado pasivo, más la diferencia de presiones neutras del lado activo y pasivo respectivamente. Así las presiones horizontales netas resultan de la siguiente secuencia de cálculo :

1. Presión vertical total

$$\sigma_v = \gamma * z$$

2. Presión neutra

$$u = \gamma_w * z_w \quad u_a : \text{lado activo} \quad u_p : \text{lado pasivo}$$

3. Presión vertical efectiva

$$\sigma_v' = \sigma_v - u$$

4. Presión horizontal efectiva activa

$$\text{Suelos arenosos} \quad \sigma_{ha}' = K_a * \sigma_v'$$

5. Presión horizontal efectiva pasiva

$$\text{Suelos arenosos} \quad \sigma_{hp}' = K_p * \sigma_v'$$

6. Presión horizontal efectiva neta

$$\sigma_{hn}' = \sigma_{hp}' - \sigma_{ha}'$$

7. Presión horizontal neta total

$$\sigma_{hn} = \sigma_{hn}' + (u_a - u_p)$$

La **Figura N° A.II.1** indica el perfil de cálculo adoptado con los distintos puntos característicos. El **Cuadro N° A.II.1** presenta los valores de presiones horizontales netas calculadas en cada nivel. Los valores negativos indican presiones netas del lado activo los valores positivos presiones netas del lado pasivo.

**Figura N° A.I.1**

**Perfil de cálculo adoptado**

**Cuadro N° A.I.1**

**Presiones calculadas a distintos niveles**

<b>Nivel</b>	<b>Distancia al Coronamiento [m]</b>	<b>Presiones Horizontales Netas [ton/m2]</b>
a	0.00	0.00
b	6.00	3.05
c	6.90	3.50
d	7.90	4.78
e arriba	11.50	5.80
e abajo	11.50	4.52
f	14.00	5.04
g arriba	20.00	-26.72
g abajo	20.00	-38.68
h	24.00	-68.23

## Cálculo de la longitud del tablestacado

Una vez determinado el perfil de presiones horizontales netas, el método para el diseño del tablestacado consiste en determinar la longitud de tablestacas para la cual la estructura se comporta como una viga empotrada en el pie y simplemente apoyada en el punto de anclaje. Para ello, se utilizó un software que permite ingresar el diagrama de presiones horizontales netas. Se generó una viga simplemente apoyada, y se aumentó gradualmente la profundidad (incrementándose de esta manera el empuje pasivo) hasta que la rotación de la tablestaca en el pié sea aproximadamente nulo. En esa condición se determina el momento máximo y las reacciones en los apoyos, una de ellas corresponde a la reacción en el anclaje (FA) y la otra en el empotramiento (FE). Esta última se utiliza para establecer el incremento de profundidad para garantizar el empotramiento según la expresión<sup>12</sup> :

$$\Delta h = \frac{FE}{2 * (\gamma_s - 1) * hL * (K_p * \cos \delta'_p - K_a * \cos \delta'_a)}$$

donde :

$\Delta h$  : incremento de longitud

$\gamma_s$  : peso específico saturado del suelo

$hL$  : longitud total de la tablestaca que verifica la condición de rotación nula en el pie

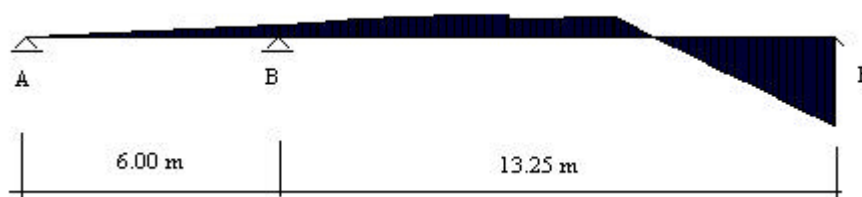
---

<sup>12</sup>Earth Pressure and Earth and Earth-Retaining Structures. Clayton, C.; Milititsky, J; Woods, R. University of Surrey. 1993.

La **Figura N° A.II.2** indica la viga simplemente apoyada generada, con la distribución de presiones horizontales netas presentadas en el **Cuadro N° A.II.1**.

**Figura N° A.II.2**

**Viga idealizada con distribución de presiones horizontales netas**



La iteración con distintas longitudes de tablestacas indica que la condición de rotación nula en el Apoyo E se da para una longitud de 19.25 metros.

La **Figura N° A.II.3** indica la deformada de la estructura, donde puede verificarse esa condición. Asimismo se indican la distribución de momentos, de esfuerzo de corte, el momento máximo y los valores de las reacciones obtenidos. En esas condiciones, resulta un momento máximo de 35.89 ton.m /m, una reacción en el anclaje de 36.42 ton/m y en el Apoyo E de 32.75 ton/m. Con este último valor, el incremento de longitud a adicionar para cumplir con la condición de empotramiento, resultante de aplicar la expresión de  $\Delta h$  antes mencionada, es de 0.17 m. Se adopta así una longitud de tablestaca de 20.00 metros.



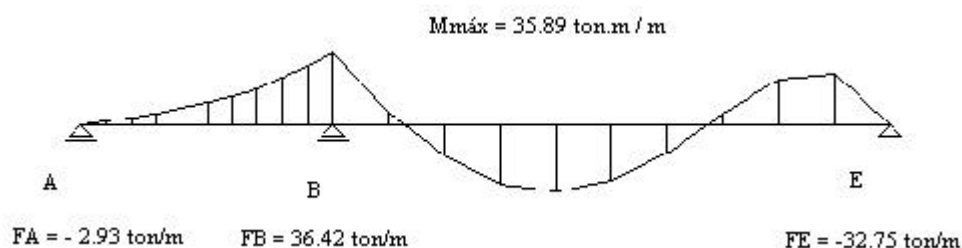
**Figura N° A.II.3**

**Deformada de la estructura con condición de rotación nula en Apoyo E**



**Figura N° A.II.4**

**Solicitaciones en la tablestaca**



### **Selección del tipo de tablestaca y su dimensionamiento**

Dada la longitud de tablestacas resultante y el perfil de suelo arenoso superior, resultaría muy dificultoso el hincado de tablestacas de H° A° por la dificultad de maniobrarlas sin quebrarlas y por la existencia de bolsones de arenas compactas que encarecerían el sistema de hincado. Queda así la alternativa de usar tablestacas metálicas, siendo necesario verificar que las mismas no resulten dañadas en el proceso de hincado. El **Cuadro N° A.II.2** indica el módulo resistente mínimo de acuerdo al NSPT para lograr el hincado sin inconvenientes.

**Cuadro N° A.II.2**

**Módulo resistentes mínimos para tablestacas metálicas<sup>13</sup>**

<b>NSPT Medio</b>	<b>Módulo resistente mínimo Cm<sup>3</sup>/m</b>
0 – 20	450
21 – 30	850
31 – 40	1300
41 - 50	2300
51 - 70	3000
71 - 140	4200 - 5000

Considerando el momento máximo calculado en el punto anterior y una calidad de acero 10248 S270GP con tensión admisible de 2700 kg/cm<sup>2</sup>, el módulo resistente necesario resulta:

$$W_{nec} = \frac{M_{máx}}{s_{adm}} = \frac{3.589.000 \frac{kg.cm}{m}}{2700 \frac{kg}{cm^2}} = 1329 \frac{cm^3}{m}$$

Utilizando tablestacas Larssen, sería necesario colocar una Sección Tipo GSP3, con un módulo resistente de 1340 cm<sup>3</sup>/m y un peso de 150 kg/m<sup>2</sup>. Considerando que el NSPT medio de los perfiles de suelos es inferior a 40, el módulo necesario para hincar las tablestacas sin dañarlas resultaría de 1300 cm<sup>3</sup>/m (**Cuadro N° A.II.2**). Se considera entonces que la sección adoptada es adecuada.

<sup>13</sup>The Standard Penetration Test (SPT). Methods and Use. Clayton, C. University of Surrey. 1993

## Cálculo del Sistema de Anclaje

### Cálculo del Tensor

Para calcular el tensor hay que definir el espaciamiento entre tensores e incrementar la reacción en el anclaje en un 30 %, a efectos de considerar asentamientos y concentración de tensiones<sup>14</sup>.

La literatura internacional recomienda un espaciamiento del orden de los 3 metros. En este caso, dado que cada tablestaca individual tiene un ancho de 0.40 m se adoptó por razones constructivas un espaciamiento de 2.40 metros entre tensores. Así:

$$T_{\text{diseño}} = 36.42 \text{ ton/m} * 1.30 * 2.40 \text{ m} = 113.63 \text{ ton}$$

$$\Omega_{\text{nec}} = 113630 \text{ kg} / 2700 \text{ kg/cm}^2 = 42.08 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \phi = 7.32 \text{ cm} \cong 3 \text{ “}$$

### Viga de Vinculación

Es la viga que transmite el esfuerzo de las tablestacas al tensor. Se calculan las solicitaciones como una viga simplemente apoyada con una carga distribuida igual a la reacción FB en el anclaje (36.42 ton/m). La luz de cálculo corresponde a la separación entre tensores (2.40 metros) :

$$M_{\text{max}} = \frac{36.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 2.40^2}{8} = 26.22 \text{ ton.m}$$

---

<sup>14</sup>**Earth Pressure and Earth and Earth-Retaining Structures.** Clayton, C.; Milititsky, J; Woods, R. University of Surrey. 1993.

$$W_{nec} = \frac{2.622.240 \text{ kg.cm}}{1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1873 \text{ cm}^3 \Rightarrow 2 \text{ PNUN}^\circ 400 \text{ (} W_{x \text{ c/u}} = 1020 \text{ cm}^3 \text{)}$$

### Cálculo del Bloque de Anclaje

La **Figura N° A.II.5** presenta un esquema de un bloque de anclaje de lados B x B, espesor A y profundidad de embutimiento H.

#### **Figura N° A.II.5**

#### **Bloque de anclaje**

El esfuerzo admisible que resiste un bloque de anclaje continuo de sección rectangular está dado por la expresión<sup>15</sup>:

$$T_{adm} = \left( \frac{Qp}{Fs} - Qa \right) * B + 2 * Qo * \frac{\tan(\phi')}{Fs} + A * B^2 * g_{HA}$$

donde:

Qp : esfuerzo por empuje pasivo

Qa : esfuerzo por empuje activo

Fs : factor de seguridad igual a 2

$\phi'$  : ángulo de fricción efectivo del suelo

$\gamma_{HA}$  : peso específico del hormigón armado

$$Q_o = \gamma_{suelo} * H^3 / 6 * K_a * \tan (45 + \phi' / 2)$$

$$Q_p = \gamma_{suelo} * H^2 / 2 * K_p$$

$$Q_a = \gamma_{suelo} * H^2 / 2 * K_a$$

Para el relleno refulado donde estará embutido el bloque de anclaje se estima un ángulo de fricción efectivo de 32°, a partir del cual resulta un valor de  $K_p$  del orden de 4.32 y de  $K_a$  de 0.292 (Tablas B.2 y B.8. Clayton et. al, 1993).

Para una profundidad (H) de 7.00 metros y un bloque de anclaje de 1.00 metro de lado (B) por 0.50 metros de espesor (A), el esfuerzo admisible del bloque es de 107 ton, superior al esfuerzo del tablestacado de 87.41 ton (36.42 x 2.4).

Es necesario recalcar la necesidad de densificar adecuadamente el suelo frente al bloque una vez colocado el mismo, a efectos de que pueda desarrollarse el empuje pasivo requerido por cálculo.

La ubicación del bloque de anclaje debe estar lo suficientemente alejada del tablestacado como para no generar superposición entre la cuña pasiva del mismo con la cuña activa del tablestacado, necesitándose para ello una distancia mínima de 22.00 metros.

#### Viga de coronamiento de H° A°

---

<sup>15</sup>**Earth Pressure and Earth and Earth-Retaining Structures.** Clayton, C.; Milititsky, J; Woods, R. University of Surrey. 1993.

La viga de coronamiento del tablestacado no se encuentra prácticamente solicitada cumpliendo la función de vincular el tablestacado con la estructura de muelle. Las dimensiones adoptadas corresponden a 0.60 m de ancho por 1.00 m de altura. La armadura mínima a colocar está indicada en el Plano N° 10.

#### Análisis de la estabilidad general

Con el objeto de analizar la estabilidad general del tablestacado proyectado se procedió a determinar el coeficiente de seguridad al deslizamiento. En la **Figura N° A.II.6** se observa el esquema general adoptado para el análisis. El perfil del subsuelo y los parámetros geotécnicos corresponden a los mismos que fueron utilizados en el cálculo del tablestacado.

Los cálculos se realizaron utilizando el programa de computación PCSTABL5, desarrollado por la Universidad de Purdue (USA) el cual posee distintos métodos para determinar la estabilidad de taludes. El método de análisis empleado fue el de Jambú, ya que el mismo permite calcular el coeficiente de seguridad para una superficie de falla propuesta de forma irregular.

Para analizar la estabilidad del talud, con el sistema de tablestacas incluido, se probaron distintas superficies de falla, siendo la que menor factor de seguridad arrojó la sugerida por la literatura especializada en el tema y que está formada por tres segmentos, según se observa en la **Figura N° A.II.6**:

1. Desde el borde inferior del tablestacado hasta la parte inferior del bloque de anclaje.
2. Desde la parte inferior del bloque de anclaje hasta la superficie del terreno con un ángulo correspondiente al empuje activo de Rankine del suelo ( $45 + \phi/2$ ).
3. Desde el borde inferior del tablestacado hasta el lecho del río con un ángulo correspondiente al empuje pasivo de Rankine del suelo ( $45 - \phi/2$ ).

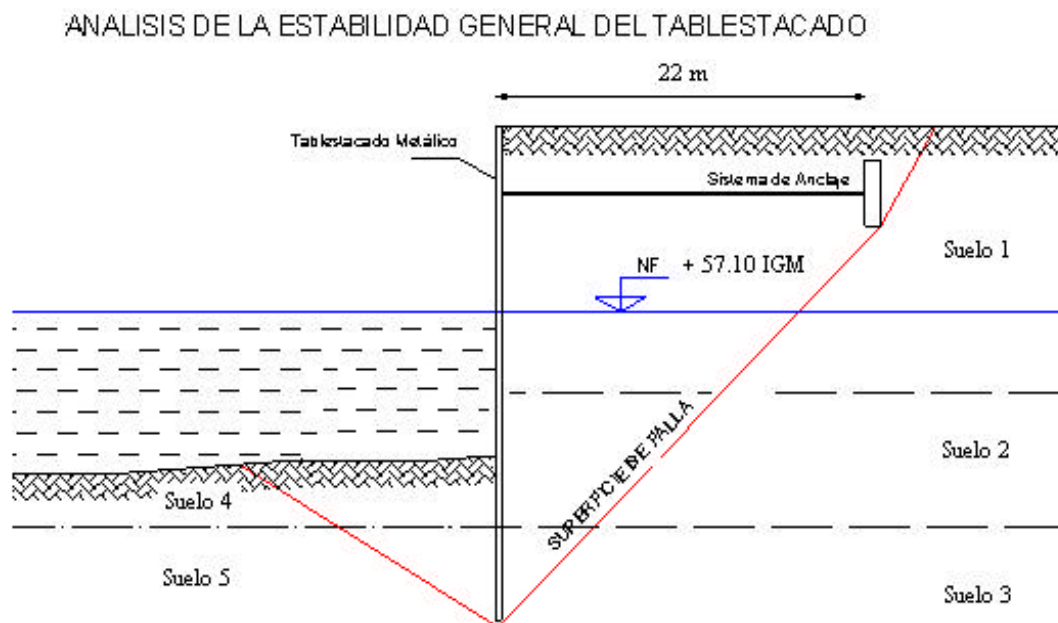
El nivel freático adoptado corresponde a una situación de bajante máxima del río, esto representa una situación conservadora obteniéndose el mínimo coeficiente de seguridad ( $F_s$ ).

Con las condiciones antes descriptas el programa obtuvo como resultado un coeficiente de seguridad al deslizamiento de  $F_s = 1.51$ .

Se concluye que este valor es aceptable, existiendo una mayor seguridad al deslizamiento de la estructura que la mínima conveniente para este tipo de análisis ( $F_s = 1.35$ ).

**Figura N° A.II.6**

**Esquema de análisis para la estabilidad general del tablestacado al deslizamiento**



Protección contra la erosión del pie del tablestacado

Como fue mencionado con anterioridad, se recomienda la colocación de protecciones flexibles contra la erosión en una longitud de 30.00 metros para controlar la erosión localizada al pie del talud y evitar la disminución de empuje pasivos. Ver los análisis efectuados en el **ANEXO VI**.

**Muros laterales de gaviones**

Para contener lateralmente al relleno refulado se propone prolongar lateralmente el sistema de tablestacas en 20 metros.



A partir de allí (ver **Plano N° 9**) se sugiere utilizar un muro conformado por gaviones con una base de 6.00 metros para el sector inmediatamente cercano al tablestacado y disminuir su base gradualmente a medida que la altura de suelo refulado a contener también disminuya.

Para comprobar la estabilidad del muro se analizó el sector que presenta mayores desniveles (10 metros) considerando un ángulo de fricción de 32° para el relleno refulado y de 35° grados para el suelo de la base. Asimismo, se consideró en la parte superior una sobrecarga de 5 ton/m<sup>2</sup> para contemplar la circulación de vehículos o la eventual estiba de productos forestales.

En tales condiciones el muro presenta los siguientes coeficientes de seguridad :

Coef. de seguridad contra el deslizamiento = 1.59

Coef. de seguridad contra el vuelco = 2.02

Coef. de seguridad contra rotura global (deslizamiento de talud) = 1.48

Máxima tensión en la base = 2.00 kg/cm<sup>2</sup> (se considera aceptable por el tipo de estructura)

### **Predimensionado de la losa de muelle**

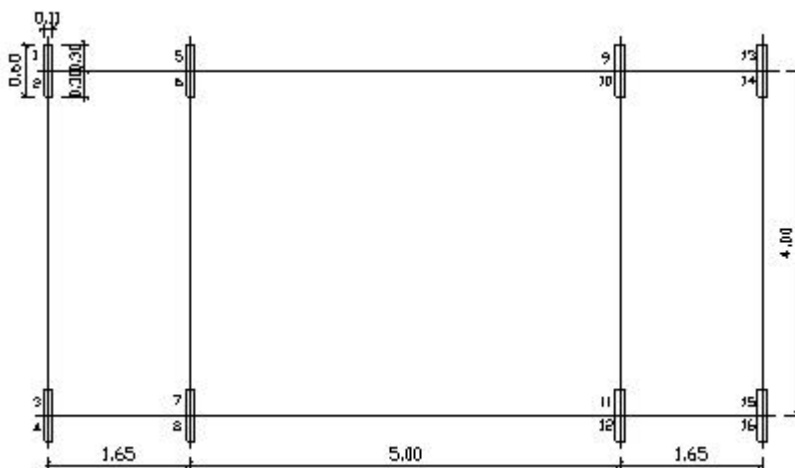
Los mayores esfuerzos que deberá soportar esta losa son los generados por el tránsito de la grúa de muelle.

Esto es así ya que en el proceso de transferencia, donde las reacciones de las zapatas de la grúa pueden generar valores críticos, serán absorbidos con vigas longitudinales.

Considerando las características de la grúa Gottwald HMK 170, ya que se supone que exista la posibilidad de mover contenedores en el muelle, la misma posee un peso de 240 toneladas. Este peso se transfiere a la losa de muelle por medio de 16 cubiertas neumáticas ubicadas según la configuración que presenta la **Figura N° A.II.8**. Considerando una presión de neumáticos de 100 lbs ( $45.4 \text{ kg/cm}^2$ ) y un ancho de cubiertas de 30 cm la superficie de apoyo por cada cubierta resulta de aproximadamente 11 cm x 30 cm. Dada la proximidad de los pares de cubiertas, puede asumirse que el peso de la grúa se transfiere a través de 8 superficies de 11 x 60 cm con una carga total por superficie de 30 ton.

**Figura N° A.II.8**

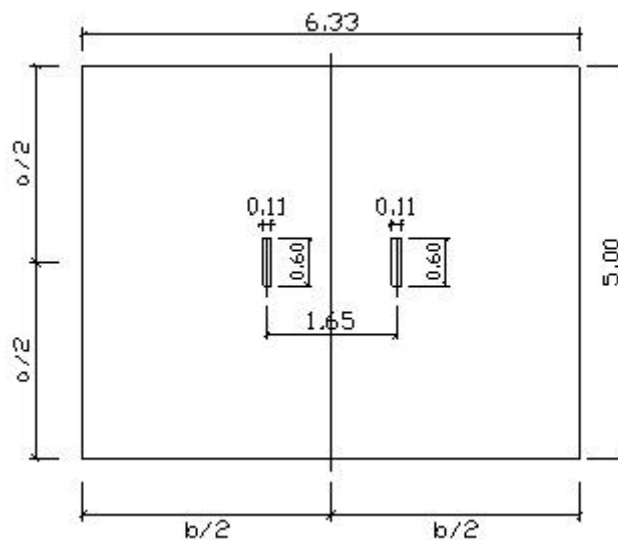
**Disposición de cubiertas de la Grúa Gottwald HMK 170**



Con respecto a los apoyos se considera que la losa de muelle apoya sobre vigas inferiores dispuestas cada 6.33 metros en sentido longitudinal y cada 5.00 metros en sentido transversal al muelle. De esta manera, la configuración crítica para una losa se da cuando el tránsito de la grúa sobre ella adopta la posición indicada en la **Figura N° A.II.9**.

**Figura N° A.II.9**

**Condición crítica para la losa de muelle**



Para el cálculo de las solicitaciones se empleó al Método de Pigeaud adoptando esta configuración de cargas, losas apoyadas en cuatro bordes y un espesor de losa de 30 cm, el cual arroja los siguientes resultados :

$$M_x \text{ (sentido a)} = 11.28 \text{ ton.m/m}$$

$$M_y \text{ (sentido b)} = 6 \text{ ton.m/m}$$

Sentido a :

$$k_h = 25 / (11.28 / 1.00)^{0.5} = 7.44 \quad \Rightarrow \quad k_s = 0.47$$

$$\text{Hormigón } \beta_{CN} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.47 * 11.28 / 0.25 = 21 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \quad \phi 16 \text{ mm } c/10 \text{ cm}$$

Sentido b :

$$k_h = 25 / (6.00 / 1.00)^{0.5} = 10.20 \quad \Rightarrow \quad k_s = 0.45$$

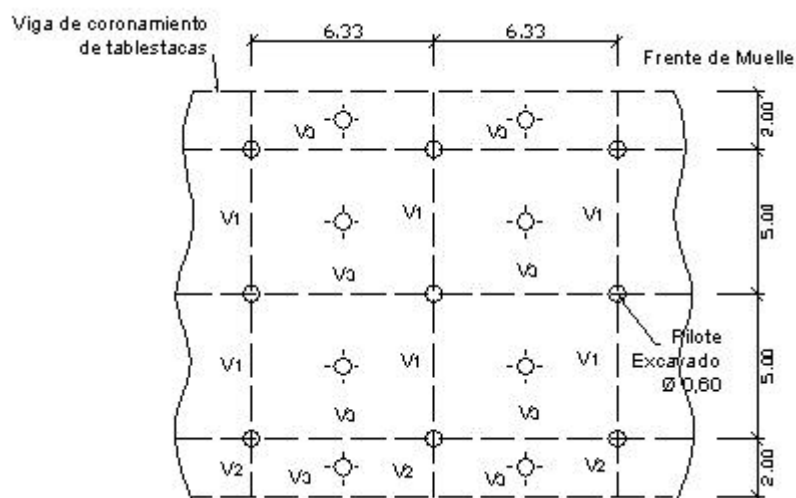
$$A_s = 0.45 * 6.00 / 0.25 = 10.8 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \quad \phi 12 \text{ mm } c/10 \text{ cm}$$

### Predimensionado de vigas de muelle

Según fue mencionado, para absorber los esfuerzos se propone una configuración de vigas como se indica en la **Figura N° A.II.10** apoyadas sobre pilotes excavados de 0.60 m de diámetro.

**Figura N° A.II.10**

#### Planta estructura del muelle



### Viga V1

La situación mas crítica de carga puede presentarse en el caso de que una línea de cubiertas está pasando por la mitad de su luz. En tal situación las máximas solicitaciones corresponderán a una carga concentrada de 60 ton además del peso propio y el peso de la losa de muelle (5.6 ton/m). Asumiendo la viga como simplemente apoyada y con dimensiones de 1.00 m de altura por 0.60 metros de ancho, el momento máximo resulta :

$$M_{\text{máx}} = 60 \times 5 / 4 + 5.6 \times 5^2 / 8 = 92.5 \text{ ton.m.}$$

Para su predimensionado se asume el cálculo como viga placa :

$$b_o = 0.60 \text{ m} \quad b_1 = b_2 = 2.865$$

$$b_1/l_o = b_2/l_o = 2.865 / 5 = 0.573 \quad \Rightarrow \quad k_1 = k_2 = 0.50$$

$$b_m = b_o + 2 * b_1 * k_1 = 0.60 + 2 * 2.865 * 0.5 = 3.465$$

$$b_m/b_o = 3.465 / 0.6 \geq 5 \quad \Rightarrow \quad A_s = 1.75 / 4200 * [ M / (h - t/2)]$$

$$A_s = 1.75 / 4200 * [92.5 * 100 * 1000 / (95 - 30/2)] = 48 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \quad 10 \phi 25 \text{ mm} = 49 \text{ cm}^2$$

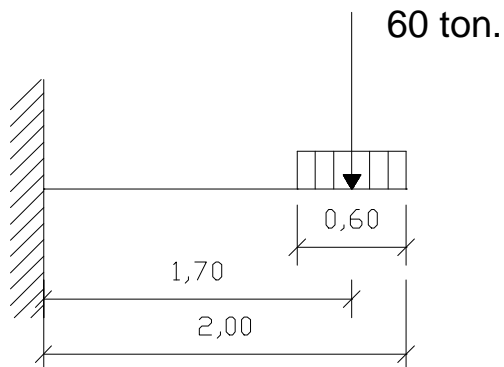
### Viga V2

La situación mas crítica de carga puede presentarse en el caso de que la grúa se desplace por el borde de la losa de muelle y una línea de cubiertas lo haga por encima de la viga V2. En tal situación existirán 60 ton distribuidas en 60 cm de longitud según la configuración que se indica en la

**Figura N° A.II.11.**

**Figura N° A.II.11**

**Configuración de carga crítica para la viga V2**



$M_{\text{máx}} = 60 * 1,70 + 1,44 * 2^2 / 2 = 104,88 \text{ ton.m}$  (en la parte superior del apoyo)

$$k_h = 93 / (104,88 / 0,6)^{0,5} = 7,03 \quad \Rightarrow \quad k_s = 0,48$$

Hormigón  $\beta_{\text{CN}} = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s = 0,48 * 104,88 / 0,93 = 54,13 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 12 \phi 25 \text{ mm}$$

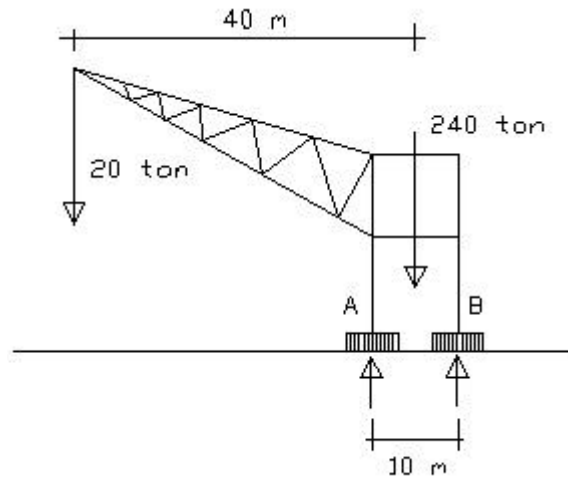
**Viga V3**

Esta viga longitudinal al muelle debe absorber el esfuerzo transmitido por las zapatas de la grúa durante el proceso de transferencia de cargas. La situación más crítica se presenta cuando se realiza la transferencia con un radio de 40 metros y una carga de 20 toneladas.

A partir de la **Figura N° A.II.12** pueden deducirse las reacciones en las zapatas :

**Figura N° A.II.12**

**Reacciones en las zapatas de la grúa Gottwald HMK 170**



$$\Sigma M_B = R_A * 10 - 240 * 5 - 20 * 45 = 0$$

$$R_A = 210 \text{ ton ( 105 ton/zapata)}$$

$$\Sigma M_A = 240 * 5 - R_B * 10 - 20 * 35 = 0$$

$$R_B = 50 \text{ ton (25 ton/zapata)}$$

Estos esfuerzos pueden darse alternativamente en cada apoyo durante el proceso de transferencia.

Considerando que las zapatas de la grúa mencionada poseen un largo de 1.8 m (carga distribuida parcialmente de 58.33 ton/m), que la viga posee una altura de 1.10 m x 0.60 m de ancho (1.73 ton/m) y la reacción del peso de la losa de muelle (1.80 ton/m) el momento máximo resulta :

$$M_{\text{máx}} = 159.4 \text{ ton.m.}$$

Para su predimensionado se asume el cálculo como viga placa :

$$b_o = 0.60 \text{ m} \quad b_1 = 0.70 \quad b_2 = 2.20$$

$$b_1/l_o = 0.7 / 6.33 = 0.11 \Rightarrow k_1 = 1.00$$

$$b_2/l_o = 2.20 / 6.33 = 0.35 \Rightarrow k_2 = 0.68$$

$$b_m = 0.60 + 1 * 0.70 + 0.68 * 2.20 = 2.80$$

$$b_m/b_o = 2.80 / 0.6 \approx 5 \Rightarrow A_s = 1.75 / 4200 * [M / (h - t/2)]$$

$$A_s = 1.75 / 4200 * [159.4 * 100 * 1000 / (103 - 30/2)] = 75.4 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 16 \phi 25 \text{ mm} = 78.4 \text{ cm}^2$$

### **Pilotes Verticales**

Para absorber las reacciones de los apoyos de vigas se propone una disposición de pilotes excavados de 0.60 m de diámetro según la configuración de la **Figura A.II.10**.

Las máximas solicitaciones se darán cuando las reacciones de las zapatas de las grúas apoyen inmediatamente encima de cada pilote (105 ton). Considerando además el peso propio de losas y vigas de la estructura de muelle (34 ton) serán necesarios pilotes con capacidad de absorber esfuerzos verticales de 139 ton. Según el estudio geotécnico la longitud de los pilotes deberá ser del orden de los 20 metros por debajo del suelo natural.

### **Duques de Alba**



Para el dimensionamiento de los duques de alba se consideró que los mayores esfuerzos se generan como consecuencia del impacto de trenes de barcasas. Este empuje puede ser del orden de las 50 toneladas<sup>16</sup> aplicadas en sentido horizontal y en la parte superior del duque de alba, cuando se presentan los máximos niveles del río.

Para el cálculo de solicitaciones, luego del análisis de varias alternativas, se propuso un duque de alba como el considerado en la **Figura A.II.13**. Para ello se supuso que en la condición de aguas máximas el lecho se encuentra a aproximadamente 3.50 metros por debajo del nivel de aguas medias por efecto de la erosión localizada estimada en los estudios hidráulicos. Además, suponiendo un lecho arenoso de densidad media se puede considerar que los pilotes se encuentran empotrados a una profundidad de 2.50 metros por debajo del lecho.

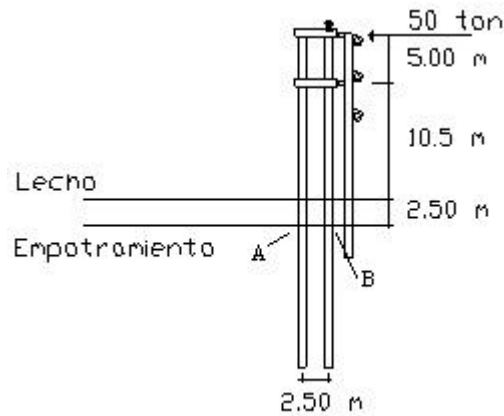
Con el objeto de disminuir la longitud de pandeo de los pilotes y para mejorar la operación de amarre de barcasas, se proponen dos cabezales de 0.75 metros de espesor, uno a cota + 65.00 IGM y otro a cota + 60.00 IGM. En cada cabezal se colocará una bita de amarre y los mismos estarán vinculados a través de una escalera lateral.

### **Figura N° A.II.13**

#### **Configuración de los Duques de Alba**

---

<sup>16</sup> Ver Anexo III : Consideraciones sobre el impacto de barcasas



Para esta configuración los puntos mas solicitados de la estructura corresponden los puntos de empotramiento (A y B) :

Punto A :

Momento Flector = 174 ton.m

Reacción vertical = - 294 ton (compresión)

Punto B :

Momento Flector = 173 ton.m

Reacción vertical = + 149 ton (tracción)

Para absorber estos esfuerzos se sugiere la utilización de dos pilotes por punto de apoyo, es decir, el duque de alba estaría conformado por cuatro pilotes excavados de 0.80 m de diámetro y 30 metros de longitud (medidos desde Cota +65.00) , separados 2.50 m cada uno. Es decir, los esfuerzos por pilote serían la mitad de los valores indicados anteriormente.

A efectos de realizar simplemente una primera verificación a flexocompresión se predimensionará considerando los esfuerzos en el apoyo A :

$$M = 174 / 2 = 87 \text{ ton.m}$$

$$N = 294 / 2 = 147 \text{ ton.}$$

$$\lambda = 1300 * 2 / 40 = 65 \text{ (sistema desplazable con esbeltez moderada)}$$

$$e = M / N = 87 / 147 = 0.59 \text{ m}$$

$$e / d = 0.59 / 0.80 = 0.74 \Rightarrow f / d = 0.185 \Rightarrow f = 0.185 * 0.80 = 0.148 \text{ m}$$

$$M = N * (e + f) = 147 * (0.59 + 0.148) = 108.49 \text{ ton.m}$$

$$n = N / r^2 / \beta_R = 147 / 0.4^2 / 1750 = 0.525$$

$$m = M / r^3 / \beta_R = 108.49 / 0.4^3 / 1750 = 0.967$$

$$\Rightarrow \omega_{\text{tot}} = 0.80 \text{ (diagrama de interacción)}$$

$$\Rightarrow A_s = 0.80 * 175 / 4200 * 3.14 * 80^2 / 4 = 167 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 34 \phi 25 \text{ mm}$$

## **ANEXO III**

### **ANEXO III**

#### **IMPACTOS DE BARCAZAS Y DEFENSAS DE MUELLE**

##### **Energía de impacto de barcasas y dimensionamiento de defensas de muelle**

Para la selección del tipo de defensa es necesario estimar la energía que la misma deberá disipar como consecuencia de los impactos de trenes de barcasas. Esta energía depende de<sup>17</sup> las características del tren de barcasas (cantidad de barcasas, eslora, calado, manga, etc.), de la velocidad de desplazamiento estimada en el momento del impacto, del ángulo de incidencia de la trayectoria del tren de barcasas con respecto al frente de muelle, entre otras cosas. A continuación se describe el proceso de cálculo.

##### Características del buque:

Remolcador:

Eslora: 40 m

Manga: 14 m

Puntal: 3 m

Calado: 2.4 m

Desplazamiento: 900 t

Tren de barcasas: ( Se adopta barcasas tipo Jumbo)

---

<sup>17</sup> Port Engineering - tercera edición - Autor Per Bruun Apéndice C Parte 3

Eslora de barcazas: 60 m

Manga de barcazas: 12 m

Puntal de barcazas: 3.6 m

Calado de barcazas: 3 m

Peso barcazas buque: 430 t

Carga máxima<sup>18</sup>: 2200 t

Desplazamiento: 2630 t

Cantidad de barcazas: 6

Formación largo: 2

Formación ancho: 3

Energía de la nave:

Peso de la carga: 16680 t

Peso adicional generado por el arrastre del agua:

Calado: 3 m

Longitud: 160 m

Peso Específico del agua: 1 t/m<sup>3</sup>

Peso adicional: 1130 t

Peso total: 17810 t

Velocidad atraque: 0.2 m/seg

Energía baricéntrica =  $\text{Peso Total} \times \text{Velocidad}^2 / 2 / 9.81 = 36 \text{ tm}$

---

Berthing Maneuvers Editorial Gulf Publishing Company Houston Texas<sup>17</sup>

Posición baricentro: 64 m

Angulo incidencia: 12 grados

No toda la energía de velocidad y arrastre de agua se descarga sobre el muelle ya que la entra en contacto el tren comienza a girar y gran parte se disipa en la rotación.

Energía descargada = Energía total x k

donde :

$$k = ( r^2 / ( d^2 + r^2 ) )$$

r : Radio de giro del tren (se estima en 0,25 de la eslora total)

d : Proyección sobre la línea del muelle de la distancia desde la proa al baricentro del tren

Operando resulta:

$$k = 0.28$$

$$\text{Energía descargada} = 0.29 * 10.08 \text{ tm}$$

Para absorber esta energía se adopta una defensa de goma cilíndrica de 1 m de diámetro externo, 0.5 m de diámetro interno de neoprene resistente al agua y a los rayos UV con una relación de absorción energía / carga de 0,2 tm / ton.

---

<sup>18</sup> Pueden darse otras cargas diferentes a los productos forestales

Con esta relación la carga perpendicular a la estructura de muelle que transmite la defensa resulta:

$$\text{Carga sobre la defensa} = 10.08 \text{ tm} / 0.20 \text{ tm/ton} \cong 50 \text{ t}$$

### **Sistema de defensas de muelle**

A partir de lo anterior se adopta un sistema de defensas de muelle conformado por defensas cilíndricas de goma de diámetro exterior 1 metro, diámetro interior 0,5 metros y longitud de 1 metro. Las defensas estarán tomadas por cadenas desde puntos fijos del muelle.

En razón de los diferentes niveles que puede presentar el río será necesario instalar tres gomas cilíndricas en disposición vertical separadas convenientemente para cubrir las posibles alturas del río y calados de las embarcaciones.

La separación horizontal entre defensas será de aproximadamente 20 metros lo que representa 5 posiciones de defensa con un total de 15 defensas cilíndricas.



## **ANEXO IV**

## ANEXO IV

### ANALISIS DE COSTOS OPERATIVOS

#### Costos fijos portuarios

Los valores que se indican a continuación corresponden a los costos operativos para un volumen de cargas de aproximadamente 388.800 ton/año (24 trenes de 12 barcasas por año y un puesto de atraque).

#### CUADRO N° A.IV.1

#### COSTOS FIJOS DE ADMINISTRACION

<b>SALARIOS DE PERSONAL</b>	<b>\$/Mes</b>	<b>\$/Año</b>
<b>ADMINISTRATIVO</b>		
1 gerente	3000	39000
2 profesionales	4000	52000
3 administrativos	3000	39000
1 mecánico	1000	13000
1 personal de limpieza	600	7800
Personal de vigilancia contratado	3000	36000
<b>Subtotal 1</b>	<b>14600</b>	<b>189800</b>

ANTEPROYECTO DEFINITIVO DEL PUERTO DE ITUZAINGO

<b>SERVICIOS E INSUMOS</b>	<b>\$/Mes</b>	<b>\$/Año</b>
Energía eléctrica	2500	30000
Agua Potable	100	1200
Teléfono	1000	12000
Insumos	300	3600
Publicidad y representación	1000	12000
Seguros	1000	12000
Movilidad	450	5400
Mantenimiento de la Infraestructura		72512
<b>Subtotal 2</b>		<b>148712</b>
<b>Total Costos Fijos de</b>		<b>338512</b>
<b>Administración</b>		

**CUADRO N° A.IV.2**

**COSTOS FIJOS OPERATIVOS**

<b>SALARIOS DE PERSONAL</b>	<b>\$/Mes</b>	<b>\$/Año</b>
<b>OPERATIVOS</b>		
6 op. de grúas de muelle y de patio	8400	109200
10 lingadores y flejadores	8000	104000
<b>Subtotal 1</b>		<b>213200</b>

<b>AMORTIZACIÓN DE EQUIPOS</b>	<b>\$/Mes</b>	<b>\$/Año</b>
1 Grúa Gottwald HMK 170 (20 años)		110000
2 Grúas de Patio (10 años)		60000
<b>Subtotal 2</b>		<b>170000</b>
<b>Total Costos Fijos Operativos</b>		<b>383200</b>

**TOTAL COSTOS FIJOS ANUALES = \$ 721.712**

### **Costos variables de operación de equipos**

Del **Anexo I** se deduce que la grúa de muelle trabajará efectivamente un tiempo aproximado de 84 hs por tren de 12 barcasas (7 hs x 12 barcasas). Considerando 24 trenes de barcasas por año implica un tiempo efectivo de la grúa de muelle de 2000 hs por año.

Con respecto a las grúas de patio, si se considera que las mismas movilizan un haz de rollizos por minuto, la cantidad de operaciones anuales que efectuarán será dos veces la cantidad de haces transferidos en el puerto (uno para acopio y otro para desacopio). Para un peso de 4.3 ton/haz y 388.800 ton/año implica aproximadamente 180000 movimiento de un minuto.

Afectando por un coeficiente de seguridad de 1.5 (tiempos muertos) implicaría un tiempo efectivo total de trabajo (para las dos grúas) de aproximadamente 4500 hs por año.

## **Costos de Operación y Mantenimiento de Grúa de Muelle Gottwald**

### **HMK 170**

Costo Nuevo: \$ 2.200.000 + IVA

Potencia: 540 HP

Consumo de Combustible: 0.16 lts/HP

Precio Gasoil (S/IVA): 0.33 \$/l

Consumo de Lubricantes: 30 % del costo de Combustible

Mantenimiento y Repuestos Anuales: \$ 30.000

Horas de trabajo anuales estimadas: 2000 hs

### Costos de Operación y Mantenimiento (\$/hs):

$$\text{Combustible} = 0.16 \frac{\text{lts}}{\text{HP} * \text{hora}} * 540 \text{ HP} * 0.33 \frac{\$}{\text{lts}} * 0.3 = 8.55 \frac{\$}{\text{hora}}$$

$$\text{Lubricantes} = 8.55 \frac{\$}{\text{hora}} * 0.30 = 2.57 \frac{\$}{\text{hora}}$$

$$\text{Mantenimiento y Repuestos} = \frac{\$ 30.000}{2000 \text{ hs}} = 15.00 \frac{\$}{\text{hr}}$$

$$\text{TOTAL} = 26.12 \text{ \$/hr}$$

## **Costos de Operación y Mantenimiento de Grúas de Patio**

Costo Nuevo: \$ 300.000 + IVA

Potencia: 250 HP

Consumo de Combustible: 0.16 lts/HP

Precio Gasoil (S/IVA): 0.33 \$/l

Consumo de Lubricantes: 30 % del costo de Combustible

Mantenimiento y Repuestos Anuales: \$ 7.500

Horas de trabajo anuales estimadas por grúa: 2250 hs

Costos de Operación y Mantenimiento (\$/hs):

$$\text{Combustible} = 0.16 \frac{\text{lbs}}{\text{HP} \cdot \text{hora}} * 250 \text{ HP} * 0.33 \frac{\$}{\text{lbs}} * 0.3 = 3.96 \frac{\$}{\text{hora}}$$

$$\text{Lubricantes} = 3.96 \frac{\$}{\text{hora}} * 0.30 = 1.19 \frac{\$}{\text{hora}}$$

$$\text{Mantenimiento y Repuestos} = \frac{\$ 7.500}{2250 \text{ hs}} = 3.33 \frac{\$}{\text{hr}}$$

**TOTAL = 8.48 \$/hr**

**Costos medio de transferencia para un puesto de atraque**

A partir de los valores determinados con anterioridad se procederá a estimar un costo medio de transferencia por tonelada para un volumen de 388.800 ton/año.

Se considera además que los camiones con remolques serán alquilados a privados estimándose un costo de aproximadamente 0.30 \$/ton según relevamientos efectuados<sup>19</sup>.

---

<sup>19</sup> Relevamientos en Puerto de Fray Bentos - Uruguay

Costo Fijos Totales = \$ 721.712

Costos Grúa de Muelle = 2000 hs/año x 26.12 \$/hs = \$ 52.240

Costo Grúas de Patio = 4500 hs/año x 8.48 \$/hs = \$ 38.160

Costo Camiones c/remolques = 388.800 ton/año x 0.30 \$/ton = \$ 116.640

Costos Totales Anuales = \$ 928.752

**Costo Medio por Tonelada = \$ 928.752 / 388.800 ton = 2.39 \$/ton**

Se concluye de esta manera que la operación portuaria, para un volumen 388.800 ton/año posee un costo medio de transferencia de 2.39 \$/ton.

### **Costos medio de transferencia para dos puestos de atraque**

A efectos de analizar la economía de escala de poseer los dos puestos de atraque a plena capacidad (777.600 ton/año) se calculará el costo medio probable de transferencia.

## **CUADRO N° A.IV.3**

### **COSTOS FIJOS DE ADMINISTRACION**

<b>SALARIOS DE PERSONAL</b>	<b>\$/Mes</b>	<b>\$/Año</b>
-----------------------------	---------------	---------------

<b>ADMINISTRATIVO</b>		
-----------------------	--	--

---

ANTEPROYECTO DEFINITIVO DEL PUERTO DE ITUZAINGO

1 gerente	3000	39000
2 profesionales	4000	52000
3 administrativos	3000	39000
1 mecánico	1000	13000
1 personal de limpieza	600	7800
personal de vigilancia contratado	3000	36000
<b>Subtotal 1</b>	<b>14600</b>	<b>189800</b>

<b>SERVICIOS E INSUMOS</b>	<b>\$/Mes</b>	<b>\$/Año</b>
Energía eléctrica	3500	42000
Agua Potable	200	2400
Teléfono	1500	18000
Insumos	500	6000
Publicidad y representación	1000	12000
Seguros	2000	24000
Movilidad	600	7200
Mantenimiento de la Infraestructura		98470
<b>Subtotal 2</b>		<b>210070</b>

<b>Total Costos Fijos de</b>	<b>399870</b>
------------------------------	---------------

**Administración**



**CUADRO N° A.IV.4**

**COSTOS FIJOS OPERATIVOS**

<b>SALARIOS DE PERSONAL</b>	<b>\$/Mes</b>	<b>\$/Año</b>
<b>OPERATIVOS</b>		
12 operarios de grúas de muelle y de patio	16.800	218400
20 lingadores y flejadores	16.000	208000
<b>Subtotal 1</b>		<b>426400</b>
<b>AMORTIZACIÓN DE EQUIPOS</b>	<b>\$/Mes</b>	<b>\$/Año</b>
2 Grúa Gottwald HMK 170 (20 años)		220000
4 Grúas de Patio (10 años)		120000
<b>Subtotal 2</b>		<b>340000</b>
<b>Total Costos Fijos Operativos</b>		<b>766400</b>

**TOTAL COSTOS FIJOS ANUALES = \$ 1.166.270**

Costos Grúas de Muelle = 4000 hs/año x 26.12 \$/hs = \$ 104.480

Costo Grúas de Patio = 9000 hs/año x 8.48 \$/hs = \$ 76.320

Costo Camiones c/remolques = 777.600 ton/año x 0.30 \$/ton = \$ 233.280

Costos Totales Anuales = \$ 1.580.350

**Costo Medio por Tonelada = \$ 1.580.350 / 777.600 ton = 2.03 \$/ton**

## **ANEXO V**

## **ANEXO VI**

## **ANEXO VI**

### **PROTECCIÓN AL PIE DE TABLESTACAS DE MUELLE**

Se analizaron distintas alternativas para proteger de la erosión localizada el pie de tablestacas metálicas y de los muros de contención de relleno refulado de la estructura de muelle. A continuación se detallan las principales características de los sistemas analizados.

#### **Cubierta flexible de protección con bloques de hormigón adheridos al geotextil – Producto Flexmat<sup>20</sup>**

Se trata de un sistema de protección continuo y flexible realizado mediante la utilización de geotextiles con bloques de hormigón adheridos uniformemente a los mismos, en forma tal que constituyan una unidad indivisible homogénea en un todo de acuerdo a lo establecido en las normas y Resolución 0320/97 de la Dirección Nacional de Vialidad y especificaciones particulares que a continuación se describen.

Su objetivo principal es evitar la erosión de los suelos a proteger al mismo tiempo, facilitar el flujo de las corrientes de agua y permitir la reducción de subpresiones y que además pueda adaptar su posición a importantes erosiones al pie del área preservada, sin menoscabar su integridad y ninguna de sus características anteriormente descriptas

---

<sup>20</sup> FLEXMAT – Corporación Argentina Tecnológica S.A.

### Descripción

Se denomina cubierta flexible a la manta que se coloca sobre el talud del proyecto, con el objeto de evitar su erosión. Esa manta, al ser flexible, se adapta a la forma de la superficie a revestir.

Dicha cubierta se compondría de una serie de mantas de geotextil con bloques de hormigón uniformemente adheridos; diseñados para cumplir las funciones hidráulicas y geotécnicas requeridas por el proyecto.

Los bordes de las mantas se unirán entre si mediante soluciones que aseguren la constitución de una protección completa y continua.

### Características de la manta

a ) Flexibilidad y estabilidad : En su posición de colocación final la misma deberá adaptarse correctamente a las irregularidades de la superficie a proteger; en el momento de su colocación y ante eventuales cambios superficiales posteriores.

b ) Peso propio : Será el necesario para asegurar que el lastre de bloques de hormigón proporcione la estabilidad requerida por los esfuerzos totales a la que será sometida la manta. Para las características de la presente obra, deberá tener como mínimo un peso de 125 Kg/m<sup>2</sup>.

c ) Resistencia mecánica : Resistencia mínima a la tracción de la manta será determinada por la de los materiales componentes.

d ) Durabilidad: Se deberá asegurar, una vida útil mínima, de 100 años , razón por la cual la manta debe ser resistente a la putrefacción a los ataques químicos, biológicos, a la radiación UV y también debe ser resistente a la abrasión producida por los sólidos en suspensión que arrastre la corriente.

e) Función filtro y permeabilidad: La manta debe actuar como filtro mecánico no permitiendo el paso de partículas sólidas pero si del agua, equilibrando rápidamente las `presiones hidráulicas en ambos lados de la manta. Deberá garantizarse una permeabilidad no inferior a 15 l/m<sup>2</sup>seg a 100 mm de sobrepresión. La cubierta deberá tener una superficie efectivamente permeable del orden del 15 % de la superficie total.

f) Continuidad e integridad: La cubierta debe tener continuidad e integridad, tanto en sentido longitudinal como en sentido transversal.

g) Longitud de la manta: La manta tendrá una longitud mínima total, en sentido transversal del tablestacado de 24 metros.

En caso de que la cubierta prevista se conforme con paños que se vinculan en obra la misma deberá asegurar continuidad e integridad.

Se adjuntaran resultados de ensayos que aseguren que las vinculaciones propuestas satisfacen las condiciones de continuidad e integridad y las resistencias requeridas de los materiales abajo especificados. Además, se deberán presentar antecedentes y comportamiento de obras realizadas en el país.

El Contratista deberá nominar al proveedor, que realizará el asesoramiento técnico que requiera el Comitente.

Especificaciones para los geotextiles que servirán de soporte a los bloques de hormigón

Especificaciones mínimas que deberán cumplir los geotextiles usados en la fabricación de las mantas de geotextil con bloques de hormigón incorporados .

- Material: Polipropileno
- Estructura: Exclusivamente tridimensional y tejida
- Sistema de anclaje: El geotextil base deberá tener incorporados rulos cerrados de hilos retorcidos de monofilamentos de polipropileno.
- Cantidad de rulos: mínimo 3000 por metro cuadrado
- Altura de los rulos: mínimo 8 mm.
- Unión rulos al geotextil: Incorporados al tejido base mediante un tejido tipo zigzag.
- Adherencia mínima que debe proporcionar el geotextil al hormigón 2,0 Kg/cm<sup>2</sup>
- Resistencia a la tracción: No menor a 120 KN/ ml en el sentido requerido por el anclaje superior (ISO 5081)

No menor a 55 KN/ ml en el sentido ortogonal

( ISO 5081 )

Peso: No menos de 600 gr./ m<sup>2</sup> ( ISO 3801 )

Porosidad: Abertura 090 no mayor de 300 micrones. Ensayo en seco, (Drytest) realizado por una institución de reconocida capacidad.

Permeabilidad: No inferior a 15 l/m<sup>2</sup>seg a 100mm de sobrepresión ( NEN 5167)

Protección U.V.: Las fibras de polipropileno deberán estar estabilizadas contra la radiación ultravioleta y ensayados de acuerdo a las normas ASTM G53-84 y NEN 5132-89 deben tener una pérdida no mayor del 50% de su resistencia original a la tracción después de una exposición de 3000 KiloLangley

Durabilidad: No menor 100 años a la acción de las aguas marinas.

Especificaciones para el hormigón de los bloques incorporados al Geotextil

Características: Hormigón denso de muy baja permeabilidad apto para obras hidráulicas y/o marinas



Tipo de cemento: Cemento Portland de acuerdo a las normas

IRAM y de composición de acuerdo al uso.

Relación Agua/cemento: No mayor de 0,45

Contenido mínimo

De Cemento: 350 Kg./ m<sup>3</sup>

Resistencia Cilíndrica

a la compresión: 320 Kg. / cm<sup>2</sup>

Curado: Normal a 28 días o acelerado a vapor  
debiéndose obtener 200 kg. /cm<sup>2</sup>

Adherencia a la Tracción Geotextil –bloque: 2kg /cm<sup>2</sup>

Dimensiones del bloque: Alto 0,065 m

Largo 0,50 m

Ancho 0,20 m

Cantidad de bloques por m<sup>2</sup>: 8 unidades

Instalacion en obra de las mantas flexibles de geotextil con bloques de  
hormigón adheridos Flexmat

Las uniones entre mantas básicas se ejecutaran por uniones con cables o solapes de bloques cuando por razones de obra las mantas deban instalarse en las áreas ya cubiertas por las aguas.

Los solapes de las mantas que conforman los otros bordes perimetrales de la obra se anclaran enterrándose no menos de 0,60 m. cuando se instalen "en seco". Cuando se instalen en área bajo agua podrá optarse por el incremento del peso de la fila de bloques perimetrales de la protección o una fijación a la tablestaca.

*Costo y forma de Pago*

Este trabajo, medido en la forma especificada, se pagara por metro cuadrado (m<sup>2</sup>) , y al precio unitario establecido en el ítem “Protección contra erosión” para la obra en cuestión el costo es de aproximadamente **55.00 \$/m<sup>2</sup> + IVA.**

Este precio será compensación total por todos los gastos de equipos terrestres, provisión de materiales, ( geotextil, material de lastre, cables, o cualquier elemento de unión o anclaje ) incluidos los costos de origen, transporte, preparación, y colocación de la manta y el lastre, hormigonado de uniones “in situ”, anclajes de borde, preparación del terreno de aplicación y toda tarea o suministro necesario para cumplimentar con los trabajos y provisiones de acuerdo a lo especificado o lo que instruya el Supervisor.

**Cubierta flexible de proteccion con bloques de hormigon adheridos al geotextil – producto code <sup>21</sup>**

Este producto consiste en bloques de hormigón intertrabados entre sí (sistema CODE) colocados sobre una malla de material geotextil que actúa como filtro, reteniendo las partículas finas del suelo.

A los fines de su empleo en la presente obra, la empresa proveedora recomienda lo siguiente:

- Longitud del manto protector: 3 veces la profundidad de hincas de la tablestaca (ficha), mínimo 2 veces.
- Recubrir íntegramente el geotextil con los bloques de acorazamiento, a fin de evitar su desgaste con la migración de las arenas del fondo.
- Utilizar geotextiles de 300 grs./m<sup>2</sup>, no tejidos, que cumplan su función de filtro.
- Espesor de los bloques 10 cm. (CODE Tipo II).
- Prever una inspección somera del fondo, antes de colocar las mantas, para evitar la existencia de troncos, embarcaciones hundidas, afloramientos rocosos o restos de construcción.
- Mantas de longitudes de 0 mts. A 12 mts. De largo por 2 mts. De ancho de manera de fácilmente llegar a la longitud total del revestimiento. Las mantas se pueden preensamblar a pie de obra.

---

<sup>21</sup> SISTEMA – Defensa de Costa y Taludes erosionables

- La colocación de las mantas se podrá hacer con utilización de una grúa mediana embarcada en un pontón o bien desde tierra sobre el muelle con un equipo de 200 Tm de capacidad mínima. Para la ubicación exacta de cada manta en su lugar de emplazamiento aconsejamos utilizar apoyo de buzos.
- Precio de venta: Estimar \$/m<sup>2</sup> 105,00 .- mas IVA ya instalado, incluyendo gastos generales y beneficios de empresa constructora.

### **Colchonetas de gaviones tipo reno – Producto Maccaferri <sup>22</sup>**

Esta solución consiste en colocar colchonetas de gaviones Tipo Reno en una longitud aproximada entre 1.5 a 2 veces la profundidad de socavación esperada. Consisten en piedra partida acondicionada en mallas de alambre (revestidas en PVC) en forma de colchonetas colocadas sobre geotextiles para impedir el lavado de suelo fino. Las principales características del producto dada por los proveedores son las siguientes :

Nombre: COLCHONES EN MALLA HEXAGONAL A DOBLE TORSIÓN ALAMBRE REVESTIDO EN ZINC RECUBIERTO CON PVC

#### *Costo de las Colchonetas por metro cuadrado*

---

<sup>22</sup> MACCAFERRI DE ARGENTINA S.A.

- Colchonetas de malla 6 x 8 con revestimiento en PVC y con diafragmas cada metro.

Para e = 0.17 metro : \$ 13.00 / m<sup>2</sup>

Para e = 0.23 metro : \$ 15.00 / m<sup>2</sup>

Para e = 0.30 metro : \$ 16.00 / m<sup>2</sup>

En este precio se incluye el alambre de amarre según las normas Maccaferri con una carga mínima de 200 kg.

- Material de relleno: será una piedra basáltica tenaz y resistente de tamaño mayor que la abertura de la malla, a fin de evitar la fuga de la misma. Se consideró un 15 % mas para sobresellado de las cajas. Para el flete se consideró un camión con vuelco lateral y deberá ser un flete mínimo de un chasis y un acoplado: \$ 35.60/m<sup>3</sup>.

Para e = 0.17 metro : \$ 6.05 / m<sup>2</sup>

Para e = 0.23 metro : \$ 8.20 / m<sup>2</sup>

Para e = 0.30 metro : \$ 10.70 / m<sup>2</sup>

- Mano de obra: dos operarios no calificados que trabajan 50 minutos cada uno /m<sup>2</sup>. = \$ 7.00/m<sup>2</sup>.
- Equipo: uso complementario para relleno mecánico (cargador frontal o retroexcavadora) 7 minutos/m<sup>2</sup> = 6 \$/m<sup>2</sup>.

Dadas las características de la presente obra se recomienda la utilización de colchonetas reno de 0.30 m de espesor en una longitud igual a aproximadamente 30 metros (dos veces la profundidad de socavación esperada). A partir de los datos anteriores puede inferirse un costo de aproximadamente **40 \$/m<sup>2</sup> + IVA**.

*Características que debe cumplir el Revestimiento de P.V.C.*

Todo el alambre utilizado, después de haber sido galvanizado debe ser revestido con PVC (Polivinil Cloruro) por extrusión. El revestimiento en PVC debe ser de color gris y su espesor no deberá ser inferior a 0,40 mm., y debe tener las siguientes características iniciales:

- Peso específico: entre 1,30 y 1,35 Kg/dm<sup>3</sup>, de acuerdo con la ASTM D792-66(79).
- Dureza: entre 50 y 60 shore D, de acuerdo con la ASTM D2240-75 (ISO 868 – 1978).
- Pérdida de peso por volatilidad: a 105°C por 24 horas no mayor a 2 % y a 105°C por 240 horas no mayor a 6%, de acuerdo con la ASTM D1203-67 (74) (ISO 176 – 1976) y la ASTM D2287-78.
- Carga de ruptura: mayor que 210 kg/cm<sup>2</sup> de acuerdo con la ASTM D412-75.

- Estiramiento: mayor de 200 % y menor de 280 %, de acuerdo con la ASTM D412-75.
- Módulo de elasticidad al 100 % del estiramiento: mayor que 190 kg/cm<sup>2</sup>, de acuerdo con la ASTM D412-75.
- Abrasión: pérdida de peso menor que 190 mg. De acuerdo con la ASTM D1242-56 (75).
- Temperatura de fragilidad: Cold Bend temperature menor que 30°C de acuerdo con la BSS2782 – 104 A (1970) y Cold Flex temperature menor que  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  de acuerdo con la BSS2782 – 150B (1976).
- Corrosión: la máxima penetración de la corrosión desde una extremidad del hilo cortado deberá ser menor de 25 mm. cuando la muestra sea inmersa por 2.000 horas en una solución con 50% de HCL (Ácido clorhídrico 12 Be).
- La muestra de PVC deberá ser sometida a los siguientes ensayos de envejecimiento acelerado.
- 1.500 horas en niebla salina, de acuerdo con la ASTM B117-73 (79).
- 2.000 horas de envejecimiento acelerado con exposición a los rayos ultravioletas de acuerdo con la ASTM D1499-64 (77) y ASTM G23-69 (75) aparatos tipo E.
- Exposición alta temperatura: 240 horas a 105°C, de acuerdo con la ASTM D1203-67 (74), (ISO 176 – 1976) y ASTM D2287 – 78.

- Después de ejecutar los ensayos de envejecimiento acelerado, la muestra deberá presentar las siguientes características.
- Aspecto: no mostrar grietas, excoiraciones o ampollas de aire, ni diferencias en su color.
- Peso específico: variaciones no superiores a 6% del peso inicial.
- Dureza: variaciones no superiores a 10 % del valor inicial.
- Carga de ruptura: variaciones no superiores a 25 % del valor inicial.
- Estiramiento: variaciones no superiores a 25 % del valor inicial.
- Módulo de elasticidad: variaciones no superiores a 25 % del valor inicial.
- Abrasión: variaciones no superiores a 10 % del valor inicial.
- Temperatura de Fragilidad: Cold Bend Temperature no superior a  $-20^{\circ}$  y Col Flex temperature no superior a  $\pm 18^{\circ}\text{C}$ .
- Tolerancias : Se admite una tolerancia de  $\pm 2.5$  % sobre el diámetro de los alambres anteriormente mencionados. Geométricamente se admite una tolerancia en el gavión de:  $\pm 5\%$  de sus dimensiones en ancho y alto, y  $\pm 5$  % de su longitud.

## **Conclusiones**

Luego del análisis de las alternativas técnicas de protección contra la erosión analizadas se adoptará la primera de ellas por los siguientes motivos:



- Técnicamente no existen diferencias sustanciales entre el FLEXMAT y el productor CODE con la salvedad que el primero posee una vinculación entre bloques dada por la resistencia a tracción del geotextil inferior y en el segundo caso se dá por intertrabado de los bloques. Además el producto CODE exige un espesor de bloques de hormigón de 10 cm mientras que el FLEXMAT de solo 6.5 cm. Sin embargo, desde el punto de vista de los costos el primero de ellos es sensiblemente menos costoso.
- Comparando estos dos productos con los gaviones, la ventaja de este último es su mayor espesor (30 cm) pero la desventaja puede radicar en la durabilidad de las mallas de alambre para mantener unidos los bloques de piedra partida. Sin embargo, si el tamaño de piedra partida se dimensiona adecuadamente los mismos no serán arrastrados por la corriente.
- En definitiva, cada solución tiene sus ventajas y desventajas comparativas por lo que en esta instancia de anteproyecto se adopta una alternativa técnica intermedia en costos y que corresponde a la cubierta flexible de bloques de hormigón tipo FLEXMAT. La longitud a proteger se adopta en 30 metros medidos transversalmente al tablestacado (dos veces la profundidad de socavación).

# **ANEXO A**

## **ANEXO B**

# **ANEXO 1**

## **ANEXO 2**

## **ANEXO 3**

## **ANEXO 4**

# **ANEXO FOTOGRAFICO**



# **PLANOS Y MAPAS**