

# **ANTEPROYECTO**

## **READECUACIÓN Y REFUNCIONALIZACIÓN DE ARENERA Y TALLER NAVAL**

Autor: SARLI PERIZZOTTI LUCIANO

Universidad Nacional del Nordeste – Facultad de Ingeniería Civil



# ANTEPORYECTO

## READECUACIÓN Y REFUNCIONALIZACIÓN DE ARENERA Y TALLER NAVAL

### PASO DE LOS LIBRES – CORRIENTES

Autor:

SARLI PERIZZTTO LUCIANO

Tutor:

Ing. Biain Rolando

Asesores:

Ing Gustin Maria Veronica

Ing Szymula Benicio

Año 2021

Universidad Nacional del Nordeste – Facultad de Ingeniería Civil



## INDICE

1	OBJETIVO .....	4
2	UBICACIÓN DEL PROYECTO .....	4
2.1	Características geográficas .....	5
2.2	Características topográficas .....	5
2.3	Características geomorfológicas .....	5
2.4	Hidrografía .....	6
2.5	Características de la zona de emplazamiento del proyecto .....	6
2.6	Situación actual y necesidades del proyecto .....	9
3	ANTECEDENTES Y ESTUDIOS DE CAMPO .....	10
3.1	Antecedentes históricos .....	10
3.2	Relevamiento Catastral .....	11
3.3	Morfología fluvial y proceso erosivo .....	12
3.4	Estudios topográficos .....	14
3.5	Estudios hídricos .....	16
3.6	Estudios geotécnicos .....	18
3.7	Resultados de estudios de campo .....	20
4	ANALISIS DE ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES .....	20
5	MURO DE GRAVEDAD DE GAVIONES .....	22
5.1	Introducción .....	22
5.2	Gaviones .....	24
5.2.1	Gaviones colchoneta .....	24
5.2.2	Gaviones caja .....	25
5.3	Malla .....	26
5.4	Geotextiles .....	26
5.5	Muro de gaviones para protección de riberas .....	28
6	DIMENSIONADO Y CALCULO ESTRUCTURAL .....	28
6.1	Traza de la obra de defensa .....	28
6.2	Dimensionado de la estructura .....	28
6.2.1	Análisis de cargas .....	29
6.2.2	Relleno .....	30
6.2.3	Metodología utilizada .....	30
6.2.4	Modelación .....	30
6.3	Memoria de cálculo .....	35
6.3.1	Verificaciones de estabilidad .....	35
6.4	Ánalisis de resultados .....	45

7	PROCESO CONSTRUCTIVO.....	45
7.1	Geotextil de fundación.....	45
7.2	Gaviones tipo colchón .....	46
7.3	Geotextil trasdós .....	46
7.4	Gaviones tipo caja .....	47
7.5	Relleno:.....	47
8	DEFENSA Y PUNTO AMARRE .....	48
9	INFRAESTRUCTURA.....	49
9.1	Conjunto cordón cuneta y badén.....	49
9.2	Calzada .....	50
9.2.1	Enripiado .....	50
9.2.2	Paquete estructural de H°A° .....	50
9.2.3	Perfil transversal.....	61
9.3	Iluminación .....	62
9.4	Cerramiento .....	63
9.5	Barandas.....	64
10	CÓMPUTO Y PRESUPUESTO .....	64
11	EVALUACIÓN FINANCIERA.....	67
11.1	Crédito Bancario.....	67
11.2	Flujo de fondos.....	67
11.3	Indicadores de rentabilidad .....	68
11.3.1	Valor Actual Neto (VAN).....	68
11.3.2	Tasa Interna de Retorno (TIR) .....	68
11.4	Conclusión .....	69

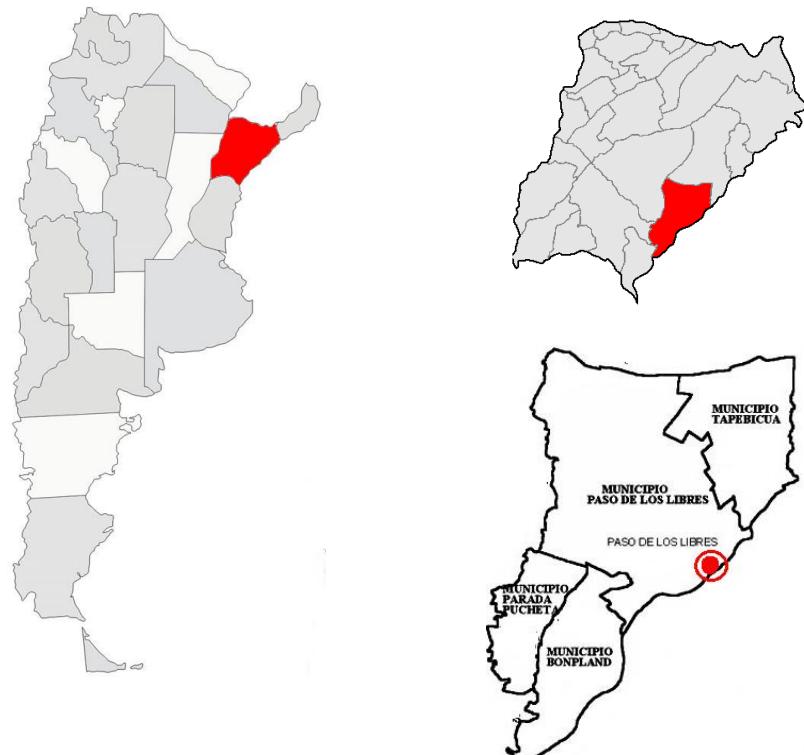
## 1 OBJETIVO

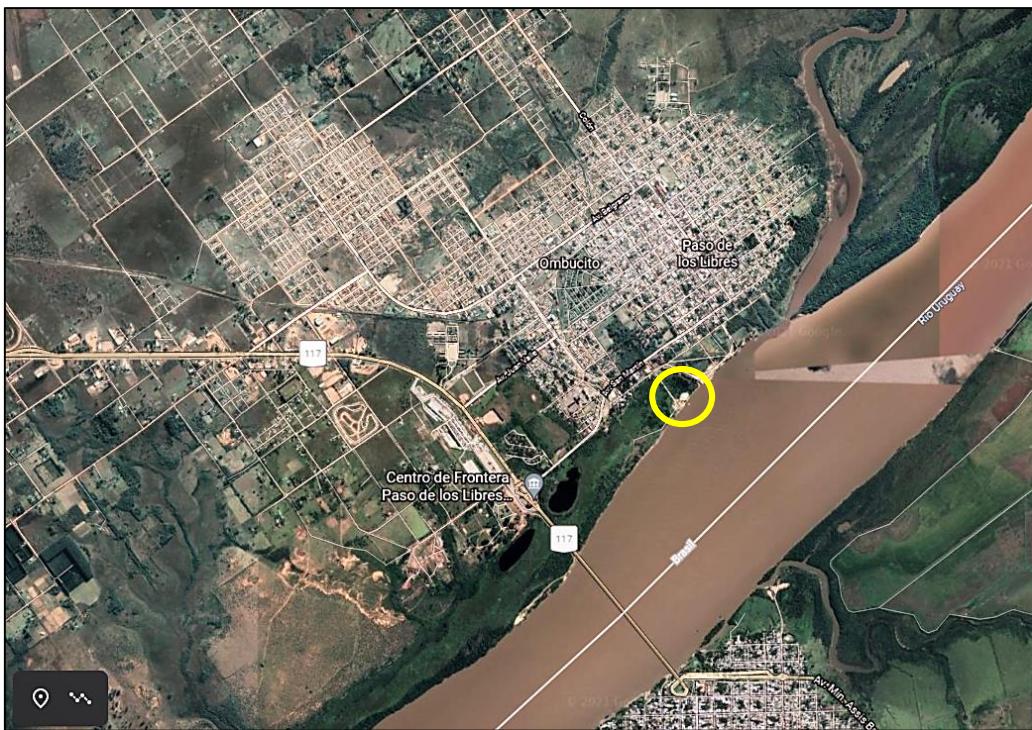
El presente tiene como objeto exponer el anteproyecto de la obra denominada: "READECUACION Y REFUNCIONALIZACION DE ARENERA Y TALLER NAVAL" en Paso de los Libres, Corrientes. Teniendo como objetivos los siguientes:

- Evitar la pérdida continua de terreno en la línea costera.
- Recuperar terreno privado.
- Generar mayor operatividad la línea costera.
- Potencializar tareas operativas dentro del predio.
- Proteger la propiedad privada

## 2 UBICACIÓN DEL PROYECTO

El mismo se encuentra totalmente emplazado en la localidad de Paso de los Libres, situada en el departamento de mismo nombre en la región centro-este de la provincia de Corrientes, sobre la costa argentina del río Uruguay.





## 2.1 Características geográficas

La provincia de Corrientes está ubicada al nordeste de la república Argentina y en el centro de la región mesopotámica del país. Limita al norte con el río Paraná, que la separa de la República de Paraguay; al oeste el mismo río forma los límites con las provincias del Chaco y Santa Fé; al sur los ríos Guayquiraró y Mocoretá la deslindan de la provincia de Entre Ríos; al este el río Uruguay la separa de la República del Uruguay y del Brasil. Finalmente, al nordeste los arroyos Chimiray e Itaembé determinan la separación con la provincia de Misiones.

## 2.2 Características topográficas

La topografía provincial es llana con suave declive longitudinal en la dirección NE-SO, con cotas entre 46 y 60 m (IGM).

## 2.3 Características geomorfológicas

Mediante el empleo del mapa de áreas geomorfológicas de la provincia de Corrientes provisto por el INTA (Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria), se puede observar que la zona de estudio se encuentra emplazada en la *Región Terrazas del Río Uruguay* (8).

El paisaje es de terraza sedimentaria de origen fluvial, con suelos que varían desde terrenos arenosos profundos, rojos sublateríticos a los asentados sobre canto rodado (gravas) pasando por una amplia gama de arenosos rojizos marrones (INTA).



Estas características descriptas anteriormente son de gran utilidad ya que nos otorga una idea a priori de qué tipos de suelo se presentarán para el desarrollo del estudio.

## 2.4 Hidrografía

El territorio de la provincia está enmarcado por los valles de los dos ríos más importantes de la cuenca del Plata: el río Paraná, que discurre por un valle con zonas bajas e inundables, y el río Uruguay, que circula sobre un lecho rocoso con frecuentes saltos y rápidos constituidos por afloramientos de un antiguo derrame basáltico.

Dentro del perímetro de la provincia de 1.585 km., un 97,6 % del mismo está formado por cursos de aguas que definen límites internacionales e interprovinciales.

En particular la zona de influencia de la obra se encuentra dentro de la cuenca del río Uruguay, el cual se caracteriza por su régimen irregular, teniendo grandes variaciones de caudal, con períodos de crecientes producidas de manera rápida y de corta duración. A causa de ello se evidencian graves procesos erosivos en la costa del mismo, dando como producto barrancas de hasta 6 mts de altura con desprendimiento constante de sus paredes expuestas.

## 2.5 Características de la zona de emplazamiento del proyecto

El predio a proteger con el sistema de defensa se extiende en una longitud aproximada de 125 m, a lo largo de la cual se emplaza el Taller Naval y Arenera BRUTTI SRL de la localidad de Paso de los Libres, de ahí la gran importancia de su implementación ya que será un elemento fundamental para la protección la propiedad privada

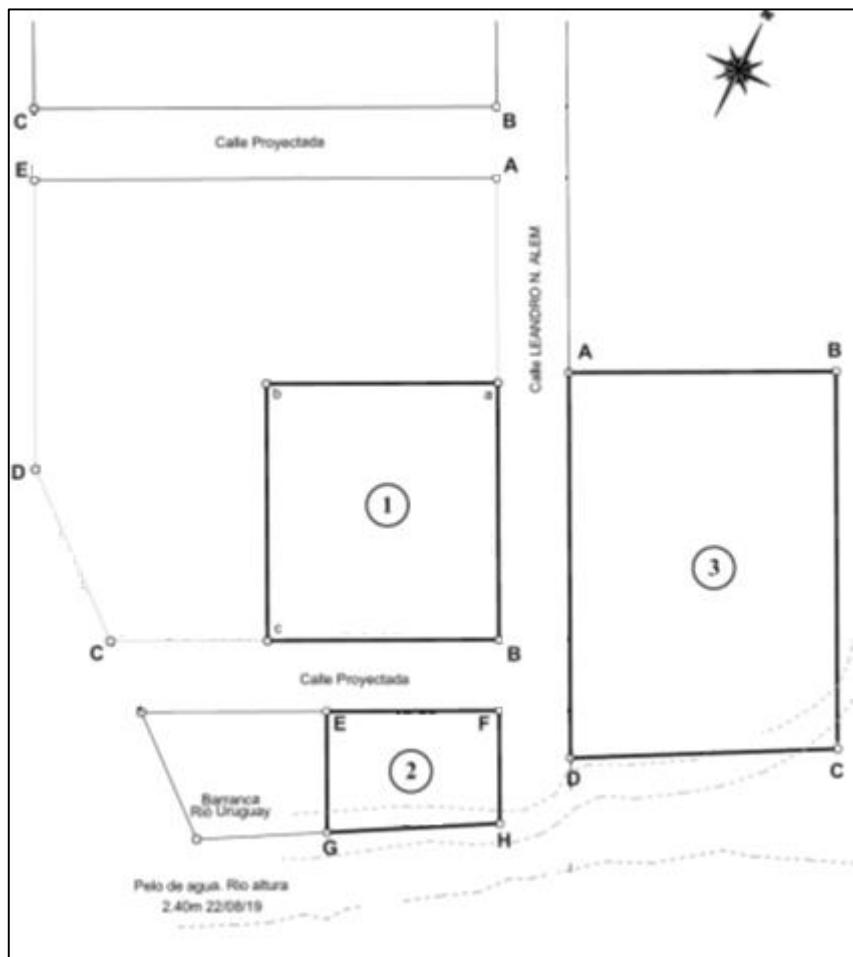
El mismo se halla ubicado a 200 metros aguas abajo del actual paseo costero de dicha localidad y a 1.600 metros aguas arriba del puente internacional carretero-ferrovial Agustín P. Justo – Getúlio Vargas (límite Argentina-Brasil).



Referencia geográfica del predio: 29°43'34.0"S 57°05'17.1"W

El predio constaba de tres lotes, con un área total de 10.724,54 m<sup>2</sup> equivalentes a 1.07 ha, con una línea costera de 125 m. Las actividades realizadas en cada uno de los lotes son:

- Lote N° 1: Emplazamiento del taller naval, tareas de mantención y reparación de embarcaciones.
- Lote N° 2: Área administrativa y zona de rampa para extracción de embarcaciones.
- Lote N° 3: Descarga y acopio de arena.



Presenta prácticamente el mismo escenario en todo su desarrollo:

En épocas de caudales reducidos, el río Uruguay disminuye su altura con una consecuente ampliación de la costa y evidenciando un proceso notable de erosión en los cuerpos de tierra en inmediato contacto con el agua.

En épocas de crecidas moderadas, solo una parte de la costa presenta acceso. Y que la misma costa de zonas de cotas bajas con presencia de lagunas.

El material presente de suelos es de tipo detríticos arenosos franco-arenosos, de color pardo rojizo oscuro.



## 2.6 Situación actual y necesidades del proyecto

En base a un recorrido en la zona de implantación de obras, se puede observar las situaciones descriptas a continuación:

- Como producto del proceso erosivo se denota un desmoronamiento continuo de las barrancas, conllevando a una pérdida significativa del terreno en zona costera. Poniendo en peligro la estabilidad de la estructura a utilizas con fines administrativos.
- Falta de infraestructura vial, teniendo en cuenta el continuo tránsito pesado que requiere las actividades operativas del acopio y acarreo de arena. Teniendo como resultado una interacción inadecuada entre tránsito pesado, transito liviano y peatones.
- Inadecuado cerramiento e iluminación, necesarios para mayor seguridad de la propiedad privada y adecuada realización de tareas operativas en horas de poca luz solar.





En respuesta a esta situación actual, se plantea llevar a cabo la obra de defensa costera, incorporándose conjuntamente mejoras en la infraestructura del predio, con el fin de:

- Construcción de defensa costera.
- Relleno de terreno privado perdido por erosión.
- Apertura y mejoras de calles y veredas.
- Cerramiento e iluminación.

### 3 ANTECEDENTES Y ESTUDIOS DE CAMPO

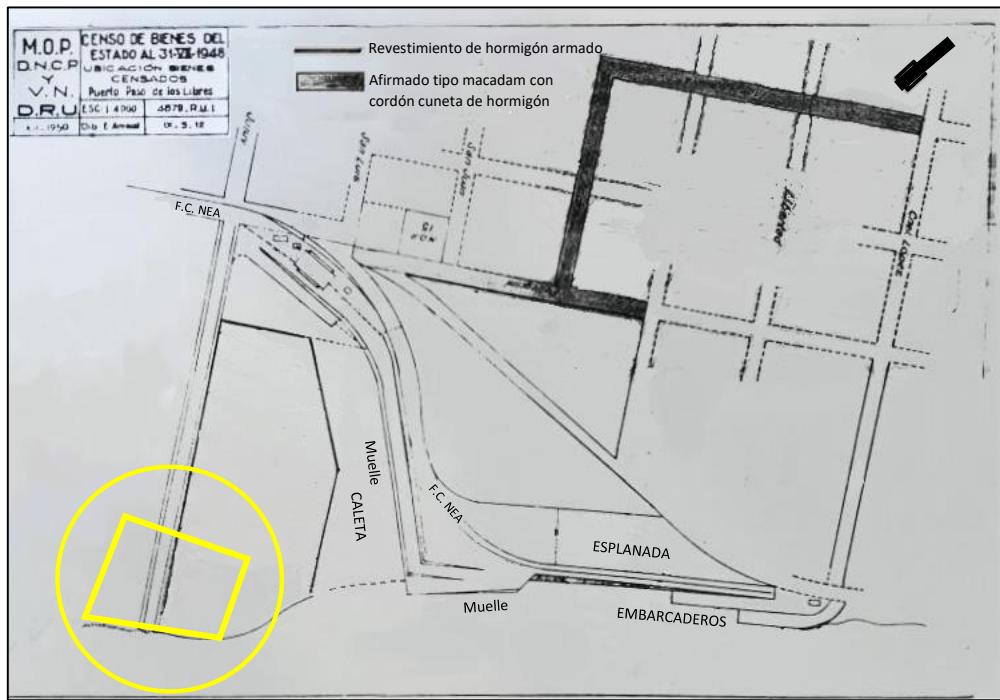
#### 3.1 Antecedentes históricos

La localidad de Paso de los Libres posee un puerto natural, actualmente en desuso, el cual se encontró en servicio desde principios de 1877 hasta 1945. Contaba con un murallón de piedra de 800 m de largo, ubicado longitudinalmente con respecto al río.

Se encontraba dividido en siete secciones: embarcadero, superior, medio, inferior, explanada y dos rampas. En el extremo sur del mismo se ubica una caleta<sup>1</sup> de 80 m de ancho por 200 m de largo, sitio donde actualmente se encuentra emplazado el predio en estudio.

---

<sup>1</sup> Caleta (RAE): f. Pequeña entrante de agua para abrigo de embarcaciones.



### 3.2 Relevamiento Catastral

El relevamiento catastral que a continuación se menciona está orientado principalmente a conocer la ubicación y superficie exacta de los lotes que comprenden el predio.

Luego de la obtención de los planos de mensura de los lotes componentes del predio suministrados por la Dirección Provincial de Catastro y Cartografía de Corrientes, se realizó un relevamiento, deslinde y amojonamiento de los lotes intervinientes. Esto último, por parte del “Estudio de Agrimensora Sarli”.

Como resultado, se obtuvo lo siguiente:

- Lote N° 1:  
Superficie: 3.522 m<sup>2</sup>.  
Uso: emplazamiento del taller naval, tareas de mantención y reparación de embarcaciones.
- Lote N° 2:  
Superficie: 1.197 m<sup>2</sup>  
Superficie erosionada: 200 m<sup>2</sup> (16,7 % del total).  
Uso: área administrativa y zona de rampa para extracción de embarcaciones.
- Lote N° 3:  
Superficie: 6.043 m<sup>2</sup>  
Superficie erosionada 240 m<sup>2</sup> (4 % del total).  
Uso: descarga y acopio de arena.

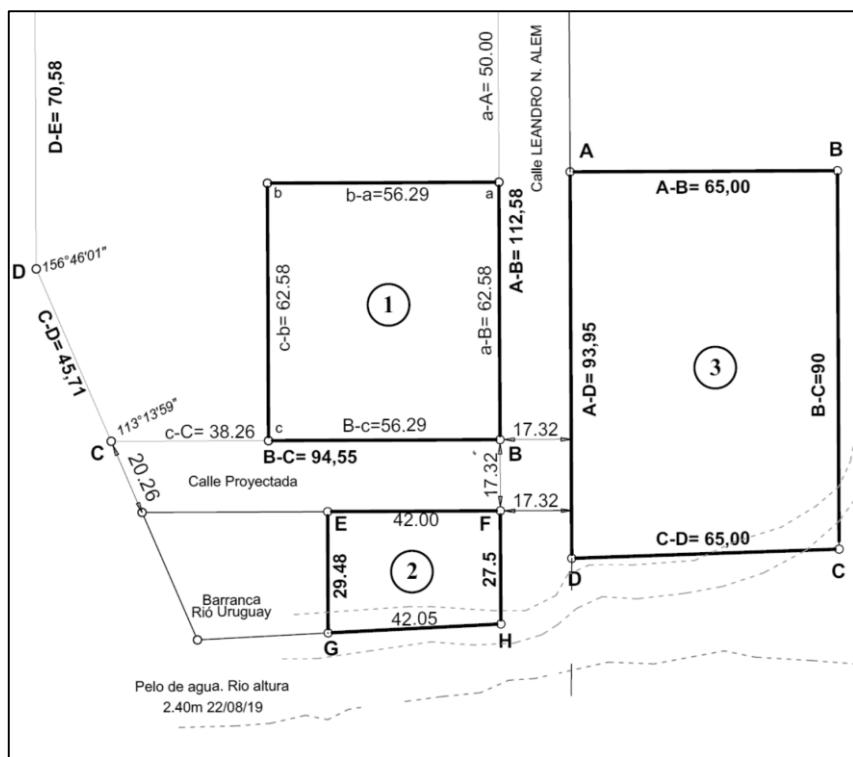
En resumen:

Área total original: 10.762 m<sup>2</sup>

Área erosionada: 440 m<sup>2</sup>

Pérdida: 4,09 %

Área total actual del predio: 10.322 m<sup>2</sup> = 1.03 ha.



Ver Anexo. Plano N°1 – División catastral

### 3.3 Morfología fluvial y proceso erosivo.

La línea costera de la localidad de Paso de los Libres presenta prácticamente el mismo escenario en todo su desarrollo: en épocas de caudales reducidos, el río Uruguay disminuye su altura con una consecuente ampliación de la costa evidenciando un proceso erosivo notable en los cuerpos de tierra en inmediato contacto con el agua. En épocas de crecidas moderadas, solo una parte de la costa presenta acceso. Las recurrentes variaciones estas alturas hace a la zona susceptible a procesos erosivos, modificándola con el pasar del tiempo la línea costera de barrancas.

El proceso natural de erosión del río ha conllevado a la pérdida de grandes superficies de terreno correspondientes a la localidad mencionada, registrándose pérdidas de propiedades inmuebles tanto públicas como privadas.

Para poder realizar un análisis más detallado, se ha hecho un estudio basado en la superposición de la carta topográfica elaborada en 1884 para constitución de ejido municipal,

planos antecedentes históricos del Puerto de paso de los Libres año 1948 e imágenes satelitales correspondiente al año 2011.



Como se observa, la zona en estudio tuvo un retiro de su línea costera de 34m, producto del proceso erosivo, en un lapso de 63 años. Esto corresponde en promedio una velocidad de erosión de 0,5 m/año, aunque la relación entre la erosión y el tiempo no es lineal.

Los procesos erosivos en la zona se dejan evidenciar en mayor medida cuando se producen cambios en la morfología fluvial, los cuales están íntimamente ligados a crecidas extraordinarias, como ser las extraordinarias de los años 1983, 1990 y 1997.

### 3.4 Estudios topográficos

La ciudad de Paso de los libres posee una topografía característica de la ribera del río Uruguay, con una altitud máxima de 79 m y una mínima de 41 m, teniendo así una altura promedio de 53 metros sobre el nivel del mar. La ciudad consta de una planicie baja que acompaña el valle fluvial con cotas que van de los 40 a los 50 metros sobre el nivel del mar, zona en donde se emplaza el predio.



Con el objeto de conocer y representar gráficamente la superficie del terreno en estudio se realizó una nivelación en campo lo que permitió la elaboración de planos de cotas y perfiles longitudinales de las secciones más comprometidas respecto a línea costera.

Este estudio realizado es de vital importancia para modelar y plantear el problema, definiendo el emplazamiento más adecuado de la estructura que constituirá la obra de defensa. Asimismo, permitirán conocer el tipo de escurrimiento superficial en el predio, para así tener en cuenta el diseño de los drenajes correspondientes. También servirán para determinar los perfiles transversales tipos que sean representativos de zonas homogéneas, elemento indispensable para modelar y plantear el problema.

La nivelación del predio se realizó mediante la utilización de equipo GPS<sup>2</sup> de doble banda (L1 y L2) con alta precisión milimétrica gracias a su sistema de medición mediante triangulación, brindando puntos referenciando su altura respecto de un plano de comparación, siendo este la cota cero del nivel del mar. Todo esto último, con un posicionamiento georreferenciado.

<sup>2</sup> GPS: m. Sistema de Posicionamiento Global (en inglés, Global Positioning System).

Se nivelaron una serie de puntos, tomando como referencias puntos fijos (PF), formando mallas con un total de 37 puntos cubriendo en su totalidad el predio y sus inmediaciones, como así también la calle de acceso principal al mismo.

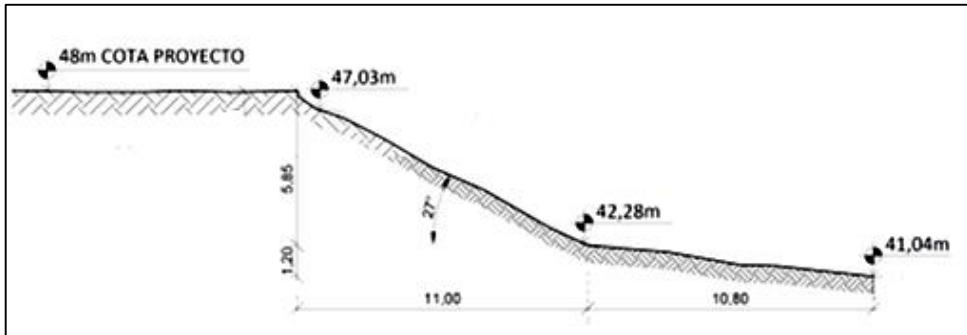
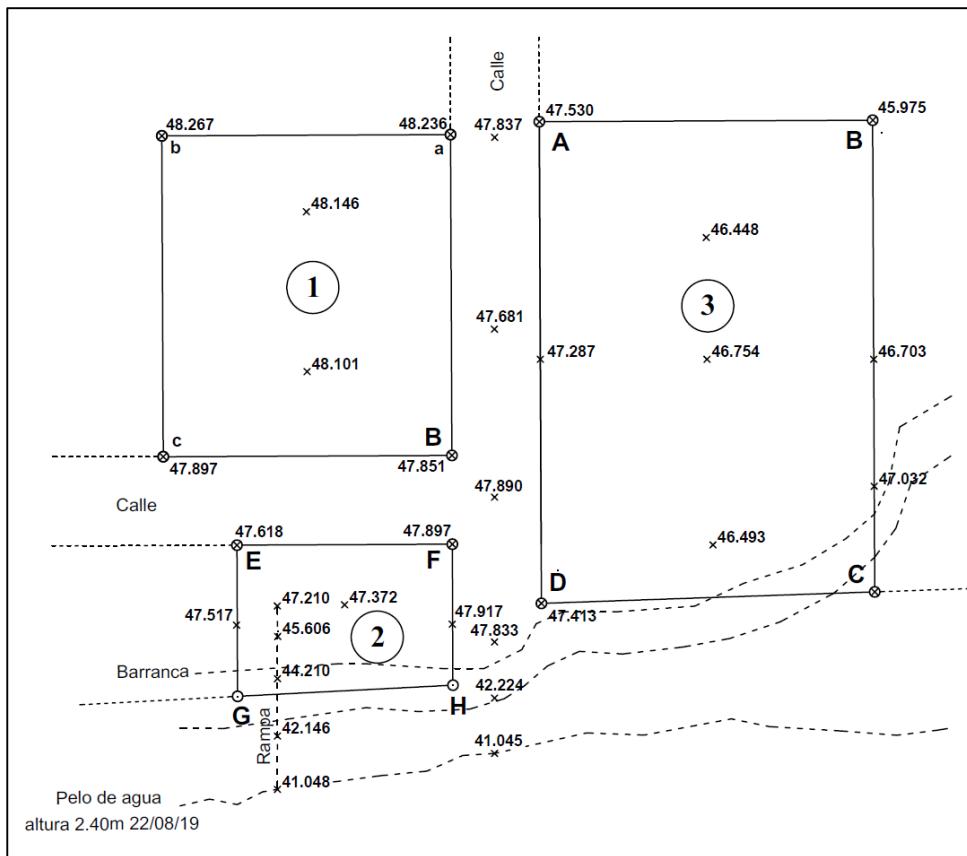
Los puntos fijos se materializaron por estructuras existentes inamovibles como ser elementos estructurales y mojones de deslinde de terrenos.



El predio posee cotas las cuales varían entre 48.2 a 46.4 m en la parte superior, para luego descender a la zona de barrancas a una cota de 42 metros.

Para el proyecto se adoptará como cota de proyecto el valor de 48 m s. n. m.

A su vez, en base a toda la información obtenida previamente, se confeccionó el perfil longitudinal del terreno sobre el eje de la calle de acceso principal “Alejandro N. Alem”, tomándose a este último como perfil tipo para los futuros procesamientos de datos y toma de decisiones.



Ver Anexo. Plano N°2 – Nivelación, Plano N°2.1 – Perfil terreno tipo

### 3.5 Estudios hídricos

El Departamento Paso de los Libres se encuentra dentro de la cuenca del Río Uruguay que nace en las sierras Do Mar, República Federativa del Brasil. El curso del río Uruguay constituye el límite este de la Mesopotamia y presenta un rumbo NE-SO, desde las nacientes hasta el límite entre las provincias de Corrientes y Entre Ríos, desde donde continua con rumbo N - S hasta su desembocadura en el río de la Plata.

La ciudad de Paso de los Libres se desarrolla como una cuña con dirección NO-SE sobre cotas de entre 49 y 41 m s. n. m., ya antes mencionadas, viéndose afectada desde el punto de vista hídrico, ya que el río alcanza un nivel en cota 45 metros.

La zona en estudio se ubica sobre la margen derecha del Río Uruguay, aproximadamente en la sección media del departamento de Paso de los Libres.

En función al informe: “Estudio Hidrológico del Río Uruguay” realizado en el marco de la obra “Protección Urbana Contra Inundaciones” (2016) provisto por el Municipio de Paso de los Libres, se determinaron alturas hidrométricas y tiempos de recurrencias, datos imprescindibles para establecer la influencia hídrica en el predio en estudio.

Este estudio hidrológico fue basado en datos recopilados de la estación hidrométrica localizada en el puerto de dicha ciudad, bajo la dependencia de Prefectura Naval Argentina. Estos datos y los resultados obtenidos de su procesamiento se detallan a continuación:

- Datos de “Estación hidrométrica Paso de los Libres”:

Estación	Alturas disponibles	Aforos disponibles	Curva H-Q	Caudales disponibles	Máx. Aforo (m <sup>3</sup> /s)	Error Medio h-Q
Paso de los Libres Km 583	1908 – 2007 (99 años)	1984-2007 (23 años)	Si	1908 – 2006 (98 años)	34,364	4.3%

- Resultados obtenidos:

	X	TR= 2 años	TR= 5 años	TR= 10 años	TR= 20 años	TR= 50 años
Alturas de escala (m)	9.01	8.94	10.91	11.94	12.78	13.67
Cotas M.O.P.(m)	48,61	48,54	50,51	51,54	52,38	53,27
Cotas I.G.M. (m)	48,05	47,98	49,95	50,98	51,82	52,71

Se tomó como cota 0 de escala hidrométrica el valor de 39.6 m según cotas M.O.P., obtenido del Anuario Hidrográfico de la Dirección de Construcciones Portuarias y Vías Navegables (1980), el cual refiriéndolo a cotas I.M.G. tendrá un valor de 39.1 m.

Para la cota de proyecto adoptada de 48 m, se tendrá una altura de escala hidrométrica de 9.01 m con un tiempo de recurrencia de TR= 2.1 años.

Esto último teniendo en cuenta que “(...) dependiendo del sitio donde se obtenga la sección transversal del río se pueden observar zonas de relleno (ej. costanera de Paso de los Libres) o barrancas. Por ende, los niveles para una recurrencia de 2 años pueden resultar contenidos por la sección transversal”. Estudio Hidrológico del Río Uruguay, obra Protección Urbana Contra Inundaciones – Costanera de Paso de los libres (2016).

Finalmente, a modo de referencia, se cuenta con las siguientes alturas hidrométricas características provistas por Prefectura Naval Argentina Zona Alto Uruguay - localidad Paso de los Libres:

- Altura media anual: 3,65 m.
- Altura máxima ordinaria: 10,21 m.
- Altura máxima extraordinaria: 13,02 m (año 1983).
- Altura mínima extraordinaria: 0,18 m (año 1971).
- Altura de alerta: 8,40 m
- Altura de evacuación: 8,50 m

### 3.6 Estudios geotécnicos

Estos estudios presentan una gran importancia para el desarrollo del proyecto debido a que permitirán establecer una distribución detallada de los diversos tipos de suelo existentes, tanto en extensión superficial como en profundidad.

Además, nos brindan información acerca de los parámetros mecánicos y físico - químicos del suelo permitiendo intuir de qué manera se comportará el mismo frente a las solicitudes en el entorno del sistema de defensa.

Se tomaron como base estudios de suelo realizados para obras particulares provistos por el Ing. Ariel Fracalossi de Estudio Sigma SRL y el Ing. Oscar Gauto de Gauto Ingeniería S.A. y además se tomó como referencia el estudio geotécnico de tesis de grado: "Canalización Arroyo Esperanza – Paso de los Libres" - Facultad de Ingeniería UNNE (2021).

Como resultado, se dispusieron de los siguientes estudios:

- Estudio de suelo N°1: Cuatro perforaciones para estudio con profundidades entre 2.50 m a 10.50 m.
- Estudio de suelo N°2: Dos perforaciones para estudio con profundidades entre 4.00 m a 6.00 m.
- Tesis de grado Canalización Arroyo Esperanza: estudio geotécnico entorno al cauce del arroyo con una longitud del mismo de 850 m.



Se analizaron los resultados de los informes correspondientes a cada estudio y se consideró un perfil tipo a fines de cálculo para el presente anteproyecto. No obstante, para el proyecto definitivo habrá que realizar nuevos estudios de suelo en el predio con el fin de verificar los cálculos realizados.

Profundid ad. (m)	Clasifica ción. S.U.C.S	Descripción	Consiste ncia	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )	∅ (grados)	γ húmeda (kg/dm <sup>3</sup> )	γ seca (kg/dm <sup>3</sup> )	σadm (kg/cm <sup>2</sup> )
0,00 – 2,50	SC	Arena arcillosa de relleno con escombros y materia orgánica, color gris oscuro. Contenido de material fino 40%.	Blanda	0,23	-	2,14	1,84	0,65
2,50 – adelante	SC	Arena arcillosa, color gris claro. Contenido de material fino >37%.	Media	0,41	-	2,18	1,83	1,10

Por su parte, debido a la falta de datos con respecto al ángulo de fricción interna  $\varphi$  del suelo, se recurrió a la bibliografía de Mecánica de Suelos de Karl. Terzaghi<sup>3</sup>, obteniéndose  $\varphi=32^\circ$ , correspondiente a una arena limpia y compacta por encontrarse en terreno natural. Por lo tanto se adoptó el valor de  $\varphi=32^\circ$ , para el procedimiento del cálculo del muro de gaviones.

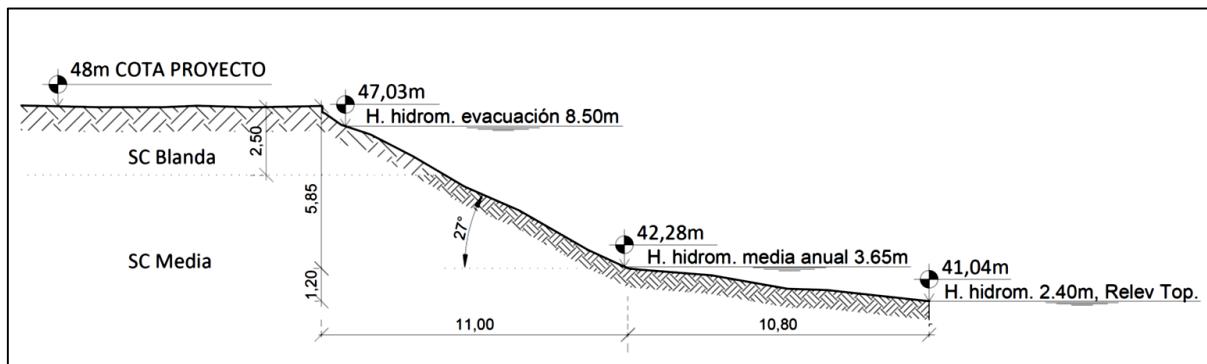
<sup>3</sup> Karl Terzaghi, Mecánica de suelos, 2da edición, pág. 106, tabla 17.1.

Suelo	Ángulo de fricción efectivo [grados]	
	Suelto	Compacto
Grava	36-40	40-50
Pedrisco de cantera	34-38	38-42
Pedrisco (angular)	32-36	35-45
Arena de cantera (subangular)	30-34	34-40
Arena de playa (redondeada)	28-32	32-38
Arena limosa	25-35	30-36
Limo	25-35	30-35

Del análisis químico de los suelos, no se detectaron contenido de sustancias agresivas para los materiales tradicionales de la construcción.

### 3.7 Resultados de estudios de campo

A modo de exponer y combinar los resultados presentados anteriormente de los estudios topográficos, hídricos y geotécnicos se presenta el siguiente perfil tipo del predio:



## 4 ANALISIS DE ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES

Según la problemática del lugar, se debe colocar una estructura que proteja al suelo del efecto erosivo del agua y que a su vez garantice la estabilidad en el paramento de la barranca. Las alternativas analizadas fueron las siguientes:

- Muro de gaviones.
- Muro de hormigón armado.
- Tablestacado.

Cabe aclarar que existen otras alternativas posibles ampliamente utilizadas en la actualidad, como ser: revestimiento flexible de bloques de hormigón vinculados a un geotextil, confinamiento de hormigón en paneles celulares, geotextiles protegidos con enrocados, etc. Todas estas últimas pueden resultar soluciones más económicas, pero tienen el inconveniente que demandan una gran extensión en horizontal debido al reducido ángulo de inclinación que exige su instalación para cubrir una altura en vertical, sumado a que no favorecen a las operaciones de la embarcación en proximidades a la costa del predio.

Otro sistema factible de realizar es el de tierra armada. Pero para este caso, se tendrían volúmenes considerables de movimiento de suelo y se debería avanzar sobre el terreno del río,

lo cual incide implica una amplia complejidad técnica del proyecto, razón por la cual descartamos la alternativa.

Realizando un análisis de las virtudes y defectos que posee cada tipo de estructura de contención planteada, con el objetivo de determinar cuál será la más conveniente para el presente anteproyecto, se presenta el siguiente cuadro comparativo en el cual se pondrán de manifiesto las ventajas y desventajas de cada una de ellas:

ESTRUCTURA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
MURO DE GAVIONES	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bajo impacto ambiental.</li> <li>• Durabilidad &gt; 50 años.</li> <li>• No requiere mano de obra especializada</li> <li>• Fáciles de reparar.</li> <li>• Deformación previa al colapso excesiva, permitiendo la detección anticipada.</li> <li>• Alivian empuje hidrostático.</li> <li>• Económicas.</li> <li>• Adaptables a los movimientos del terreno sin perder estabilidad y eficiencia.</li> <li>• Reducida distancia favorable del transporte del relleno.</li> <li>• Antecedentes de buen funcionamiento en obras adyacentes de defensa costera y contención elaboradas con este elemento. Actual paseo Costero.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La altura máxima a salvar es de 6m aproximadamente.</li> <li>• Susceptibles a vandalismo por quita de relleno y mallado.</li> <li>• Su construcción debe realizarse en épocas de estiaje.</li> </ul>
TABLESTACAS METÁLICAS	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Requiere escaso movimiento de suelo.</li> <li>• Proceso de hincado independiente del nivel de agua del río.</li> <li>• Rápida construcción.</li> <li>• Se adaptan mejor a suelos críticos de menores resistencias.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Proceso de hincado en arenas densas con inyección de agua.</li> <li>• Requiere mano de obra especializada.</li> <li>• Demanda de gran cantidad de acero.</li> <li>• Muertos de anclaje presentan dimensiones considerables.</li> <li>• Elementos componentes de difícil obtención.</li> <li>• Elementos componentes con una considerable distancia de transporte.</li> </ul>
MUROS DE H°A°	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se emplean métodos convencionales de construcción.</li> <li>• Altura máx. a salvar de 10m.</li> <li>• Costos de mantenimiento prácticamente nulos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Elevados niveles de contaminación ambiental.</li> <li>• Requiere un importante movimiento de suelos.</li> <li>• Gran demanda de hormigón y armadura lo que implicaría la necesidad de instalar una planta de hormigón.</li> <li>• Requiere elevadas capacidades resistentes del suelo de apoyo.</li> </ul>

	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Requiere un sistema de drenaje que funcione correctamente.</li> </ul>
--	--

En función de lo expuesto anteriormente, adoptamos la estructura de contención de MUROS DE GAVIONES, basando ésta decisión en las virtudes y defectos más incidentes en relación a la situación estudiada.

Resumiendo:

VENTAJAS:

- Bajo impacto ambiental.
- Movimiento de suelo reducido.
- No requiere mano de obra especializada.
- Económicos.
- Reducida distancia de transporte de material de relleno, 100 km a canteras de yacimientos, Curuzú Cuatiá – provincia de Corrientes.
- Obras adyacentes de defensa costera y contención elaboradas de dichos elementos.

DESVENTAJAS:

- Vandalismo. Destrucción y/o hurtos de los elementos de relleno y mallado. Situación evitable y solucionable por medio de colocación de un colado de mortero de cemento, sin mayores influencias en los costos.
- La altura máxima a salvar del perfil tipo adoptado se aproxima al límite de 6 m recomendado por diversos autores. Manual Técnico Maccaferri - IECA.

Como se puede observar, las desventajas descriptas arriba se podrían considerar excluyentes para el desarrollo del muro de gaviones sin presentar mayores inconvenientes.

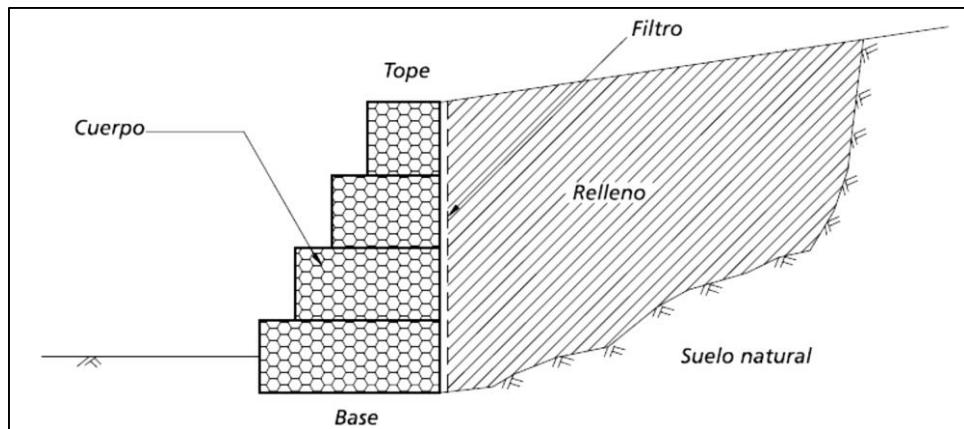
En conclusión, luego de analizar, estudiar y comparar todas las alternativas disponibles, se consideró a la solución del muro de gaviones, colchones de gaviones y geotextiles como la más viable y óptima según los criterios técnico, funcional y económico.

## 5 MURO DE GRAVEDAD DE GAVIONES

### 5.1 Introducción

Las estructuras de contención son obras civiles construidas con la finalidad de proveer estabilidad contra la rotura de macizos de tierra o roca, evitando el deslizamiento causado por su peso propio o por cargas externas. Dentro las tipologías de éstas estructuras encontramos los denominados MUROS DE GRAVEDAD, los cuales utilizan su peso propio y el peso de una parte del bloque de suelo incorporado a ella para lograr la estabilidad requerida.

Para el anteproyecto se plantea una estructura de contención, del tipo de gravedad, constituida con gaviones.



Los muros de gravedad de gaviones están constituidos por elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión, rellenos con piedras. Todas las unidades son firmemente unidas entre sí a través de costuras con alambres de iguales características a los de la malla, de modo de formar una estructura continua.

La construcción de los mismos es simple, sin embargo, la estructura final tendrá características técnicas muy importantes, siendo algunas de ellas:

**Monolíticas:** Todos los elementos que forman las estructuras son unidos entre sí a través de amarres ejecutados a lo largo de todas las aristas en contacto. El resultado es un bloque homogéneo con iguales características de resistencia en cualquier punto de la estructura.

**Resistentes:** Las redes utilizadas están compuestas por mallas hexagonales de doble torsión. Estos tipos de mallas proporcionan una distribución más uniforme de los esfuerzos a los que son sometidas. La doble torsión impide el destejido de la red, en caso ocurra la rotura de alguno de los alambres que la componen, proporcionándole así una gran resistencia al conjunto.

**Durables:** Para garantizar mayor durabilidad, los alambres reciben revestimientos especiales para evitar su corrosión. La vida útil del revestimiento supera por mucho los 50 años, hasta tornar al alambre prácticamente inerte frente ataques químicos.

**Flexibles:** Permiten la adaptación de las estructuras a las deformaciones y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia. Característica que evidencia deformaciones mucho antes del colapso permitiendo la detección anticipada del problema y dando oportunidad de realizar intervenciones de recuperación, minimizando gastos y evitando accidentes de proporciones trágicas.

**Permeables:** Por las características intrínsecas de los materiales que componen los gaviones, son totalmente permeables y, por lo tanto, autodrenantes, aliviando por completo el empuje hidrostático sobre la estructura. Evitando problemas de drenaje, siendo la causa más común de inestabilidad de estructuras de contención.

**Bajo impacto ambiental:** Las estructuras en gaviones se adaptan muy bien al ambiente, durante su construcción y a lo largo de la vida útil de la obra. Debido a su composición, no interponen una barrera impermeable para las aguas de infiltración y percolación, por lo cual, las líneas de flujo no son alteradas y el impacto para la flora y fauna local es mínimo. Se integran

rápidamente al medio circundante, posibilitando que el ecosistema, previo a la obra, se recupere casi totalmente.

**Económicas:** Cuando son comparadas a otros tipos de soluciones, con las mismas resistencias estructurales, presentan costos directos e indirectos más bajos. Pudiéndose construir en etapas, adecuando cada etapa al balance financiero de la obra.

## 5.2 Gaviones

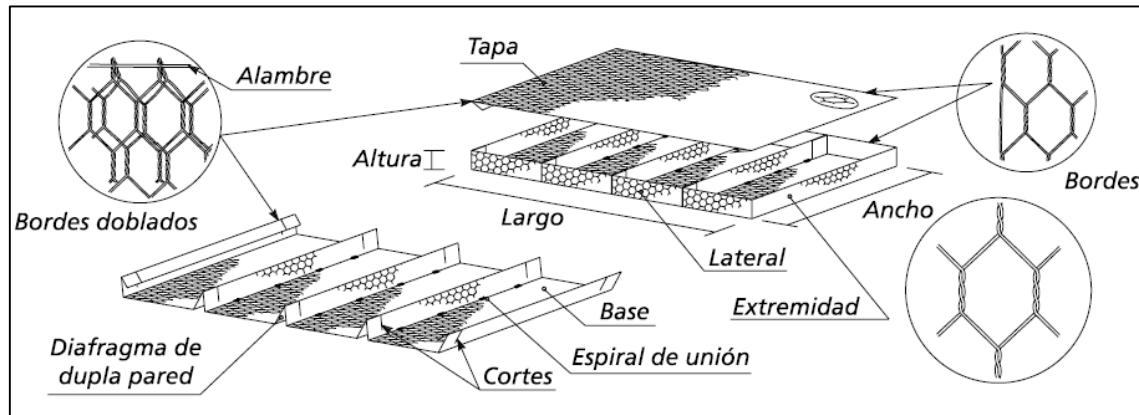
Los gaviones, son elementos modulares con formas variadas, confeccionados a partir de redes metálicas en malla hexagonal de doble torsión que, llenados con piedras de granulometría adecuada y cosidos juntos, forman estructuras destinadas a la solución de problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de erosión.

El montaje y llenado de estos elementos pueden ser realizados manualmente o con equipos mecánicos comunes.

Pueden clasificarse en diferentes tipos:

### 5.2.1 Gaviones colchoneta

Elemento de estructura metálica, en forma de paralelepípedo, de gran área y pequeño espesor. Formada por dos elementos separados, la base y la tapa, ambos producidos con malla hexagonal de doble torsión.



El paño que forma la base es doblado, durante la producción, para formar los diafragmas, cada metro de longitud, los cuales dividen el colchón en celdas de aproximadamente dos metros cuadrados. En obra es desdoblado y ensamblado para que asuma la forma de paralelepípedo. Su interior es llenado con piedras de diámetros adecuados en función de la dimensión de la malla hexagonal.

Cuando es necesario, los colchones pueden ser montados y llenados en el obrador para su posterior colocación, con el auxilio de equipamientos mecánicos.

Las dimensiones de los colchones, son estandarizadas. El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 4 m a 6 m, mientras que el ancho es generalmente de 2 m. El espesor puede variar entre

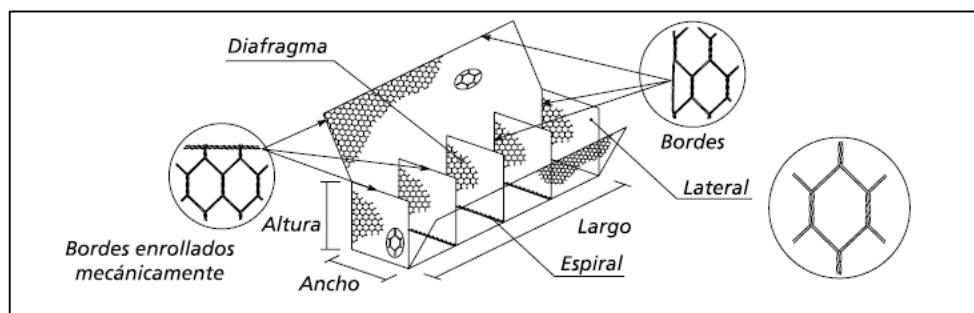
0,17 m, 0,23 m y 0,30 m. En caso de ser necesario, pueden ser fabricados colchones de medidas diferentes de aquellas estandarizadas.

Colchones Reno®				
Dimensiones Estándar			Área [m <sup>2</sup> ]	Diafragmas
Largo [m]	Ancho [m]	Altura [m]		
3,00	2,00	0,17	6	2
4,00	2,00	0,17		3
5,00	2,00	0,17		4
6,00	2,00	0,17		5
3,00	2,00	0,23	6	2
4,00	2,00	0,23		3
5,00	2,00	0,23		4
6,00	2,00	0,23		5
3,00	2,00	0,30	6	2
4,00	2,00	0,30		3
5,00	2,00	0,30		4
6,00	2,00	0,30		5

### 5.2.2 Gaviones caja

El gavión caja es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, cuyas tres dimensiones son de la misma magnitud. Un único elemento, producido con malla hexagonal de doble torsión, forma la base, la tapa y las paredes laterales. Al elemento de base son unidas las dos paredes de extremidad y los diafragmas.

Debidamente desdoblado en obra y ensamblado, asume la forma de un paralelepípedo. Su interior es llenado con piedras bien distribuidas y con dimensiones variadas, con diámetro superior a la dimensión de la malla hexagonal.



Las dimensiones de los gaviones caja son estandarizadas. El largo, siempre múltiplo de 1,00 m, varía de 1,00 m a 6,00 m, con la excepción del gavión de 1,50 m, mientras que el ancho es siempre de 1,00m. La altura puede ser de 0,50 m o 1,00 m. En caso de ser necesario, pueden ser fabricados gaviones caja de medidas diferentes de las estandarizadas.

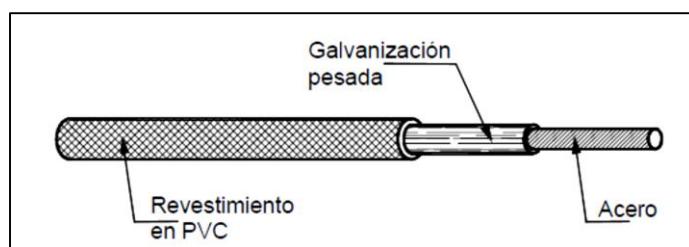
Gaviones Caja con Diafragmas					
Dimensiones Estándar			Volumen [m <sup>3</sup> ]	Diafragmas	
Largo [m]	Ancho [m]	Alto [m]			
1,50	1,00	0,50	0,75	-	
2,00	1,00	0,50	1,00	1	
3,00	1,00	0,50	1,50	2	
4,00	1,00	0,50	2,00	3	
1,50	1,00	1,00	1,50	-	
2,00	1,00	1,00	2,00	1	
3,00	1,00	1,00	3,00	2	
4,00	1,00	1,00	4,00	3	

### 5.3 Malla

La malla hexagonal de doble torsión o red es producida con alambres de acero con bajo contenido de carbono, revestido con una aleación de zinc (95%), aluminio (5%), que confiere una protección contra la corrosión de por lo menos cinco veces la ofrecida por el cincado pesado tradicional.

Para conferir adecuada resistencia y flexibilidad, las dimensiones de los huecos de la malla son de aproximadamente 6 x 8 cm, mientras que el diámetro de los alambres metálicos de la red es de 2,2 mm y 2,0 mm. Por su parte, el diámetro de los alambres de los bordes es de 2,7 mm y 2,4 mm respectivamente.

Cuando están en contacto con el agua, los alambres deben ser siempre revestidos con material plástico, lo cual confiere una protección efectiva contra la corrosión. Es importante recordar que, aun cuando los análisis químicos del agua indiquen que ésta no es agresiva, es casi imposible hacer previsiones sobre cómo será después de algunos años.



### 5.4 Geotextiles

Es un material fabricado a partir de fibras continuas de poliéster unidas por agujado. Están caracterizados por sus propiedades mecánicas e hidráulicas: resistencia a la tracción, punzonado y al rasgado; permeabilidad y abertura aparente de filtración, entre otras.

Sus principales aplicaciones son:

- Filtración: Retención de suelo permitiendo el paso del fluido utilizados principalmente en los muros de contención y en los revestimientos para evitar la fuga de finos hacia la estructura.
- Drenaje: Conducción de fluidos por el cuerpo de los geotextiles.
- Separación: impide la mezcla de dos suelos o materiales adyacentes, como es el caso de las capas que forman los pavimentos.
- Refuerzo: Utilización de las propiedades mecánicas de los geotextiles, para la mejora del comportamiento mecánico de las estructuras geotécnicas.
- Protección: Limitación y/o prevención de daños en materiales en obras geotécnicas Geo membranas etc.

Generalmente, en la mayoría de los casos, los geotextiles desarrollan más de una función simultáneamente.

#### CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

## MacTex®

### Geotextil No Tejido en Poliéster



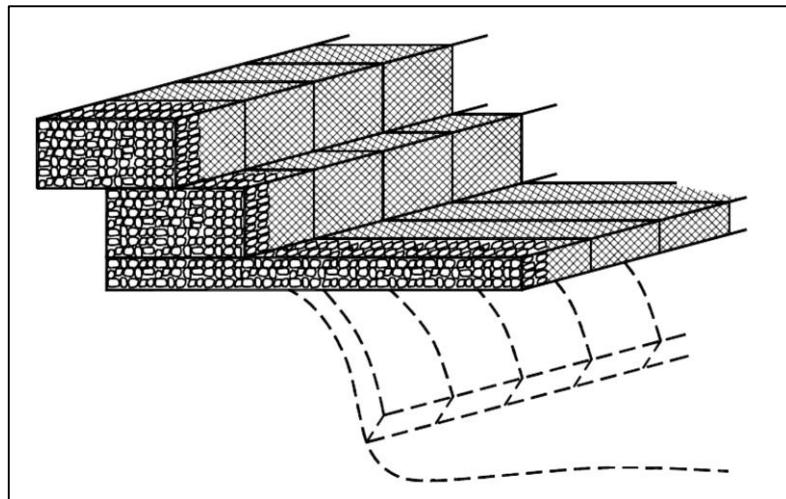
#### Características técnicas

MacTex® es un geotextil agujado producido con hilos de poliéster.

Propiedades Mecánicas		150	180	200	250	300	400	500	600	TF 150	TF 600
Resist. a Tracción (carga distribuida)	ABNT NBR 12824 (kN/m)	8,0	9,0	12,0	13,0	22	28	32	38	9,0	42,0
Elongación	ΔBRNT NBR 12824										
Propiedades Hidráulicas		150	180	200	250	300	400	500	600	TF 150	TF 600
Permeabilidad Normal	AFNOR G 38016 (cm/s)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,27	0,27
Permisividad	AFNOR G 38016 (s <sup>-1</sup> )	2,7	2,2	1,9	1,7	1,4	1,1	1,0	0,9	2,0	1,22
Abertura de filtración	AFNOR G 38017 (μm)	150	140	130	120	110	90	70	60	60	60
Propiedades Físicas		150	180	200	250	300	400	500	600	TF 150	TF 600
Gramaje	ABNT NBR 12592 (g/m <sup>2</sup> )	150	180	200	250	300	400	500	600	150	600
Espesor Nominal	ABNT NBR 12592 (mm)	1,5	1,8	2,15	2,3	2,8	3,8	4,0	4,5	1,0	2,2
Porosidad	DIN 35855 (%)	90	90	90	90	90	90	90	90	70	70
Retención de Asfalto	TF 25 MET 8 (l/m <sup>2</sup> )	1,2	-	1,8	-	-	-	-	-	1,1	-
Propiedades Físicas		150	180	200	250	300	400	500	600	TF 150	TF 600
Largo	(m)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Ancho	(m)	2,15 4,30									

## 5.5 Muro de gaviones para protección de riberas

Un muro de ribera está conformado por un colchón de cimentación, el cual debe proyectarse hacia el río a fin de evitar la socavación del muro propiamente dicho, apoyado sobre éste manto de protección. El muro en sí está compuesto generalmente por unidad.



## 6 DIMENSIONADO Y CALCULO ESTRUCTURAL

### 6.1 Traza de la obra de defensa

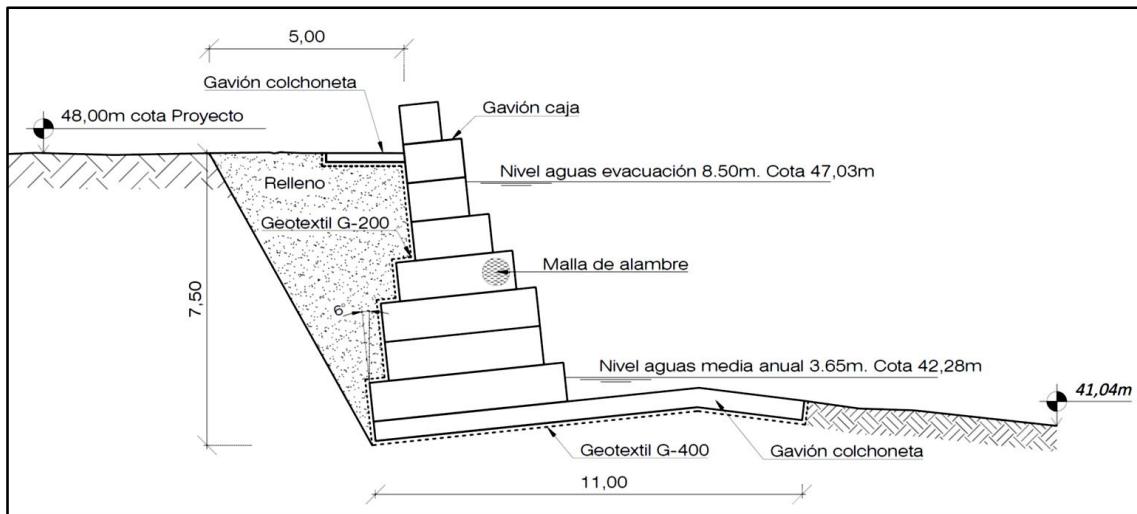
Se adoptará una traza de tal manera que permita seguir la trayectoria natural de la costa. Esto tiene como objetivo evitar grandes costos económicos por movimiento de suelos y no generar un impacto visual negativo al rectificar la costa.

Ver Anexo. Plano N°3 – Traza defensa gaviones.

### 6.2 Dimensionado de la estructura

Previo estudio de las tipologías y dimensiones de gaviones y geotextiles existentes, se analizó su adecuada ubicación para lograr un correcto funcionamiento a fin de constituir la defensa de ribera. Este análisis se realizó en base a bibliografía específica y recomendaciones de fabricantes y profesionales capacitados en el tema, obteniéndose como resultado un perfil tipo.

El perfil tipo obtenido fue optimizado de manera iterativa en base a resultados de esfuerzos y coeficientes de seguridad. El resultado final fue el siguiente perfil estructural el cual fue adoptado como perfil tipo:



Se plantea un muro de gaviones de tipo integral donde su peso tiene punto de aplicación dentro de la base del mismo, con un ángulo de rotación hacia el interior del terreno de  $6^{\circ}$  y con un escalonamiento interno de 0.25m entre camadas a manera de contribuir a la estabilidad del mismo.

La base se encuentra a -1.50 m de profundidad del nivel natural del terreno, en zona baja de barranca, en búsqueda de un suelo más homogéneo y libre de sedimentos depositados de forma temprana por el río. Para la misma se implementa gaviones tipo colchón, a fin de establecer una gran superficie, disipando y distribuyendo uniformemente las tensiones adsorbidas por el suelo de fundación.

A modo de protección de socavación de la base del muro se proyecta hacia el río, el gavión tipo colchón utilizado como cimentación.

En la parte superior del terraplén/muro se colocará una colchoneta reno con el fin de alejar las líneas de flujos. La misma tendrá las 0.23m de alto y 2.00m de lado.

Se colocará un geotextil MacTex® 200 en la totalidad de la superficie de contacto estructura-relleno, mientras que en la base de la misma se utilizará MacTex® 400. El material filtrante, además de la función de filtro también preserva las características estructurales del suelo/material drenado evitando la erosión progresiva ("Piping") del material y previniendo la colmatación del medio drenante.

Ver Anexo. Plano N°4 – Estructura tipo. Gaviones

#### 6.2.1 Análisis de cargas

Las cargas exteriores que generarán alguna acción sobre las estructuras, son aquellas derivadas de las actividades que son llevadas a cabo en cada uno de los lotes que se encuentran sobre la ribera del río, siendo éstas, las de mayor jerarquía: por ejemplo, el acopio y carga para distribución de arena extraída del río.

A ésta última se le suma una carga distribuida superficialmente desde el muro hacia dentro del predio de  $56,7 \text{ KN/m}^3$ , equivalente a un acopio de arena húmeda de 3m de altura, y

una segunda carga distribuida sobre el coronamiento del muro de 37,8 KN/m<sup>2</sup>, equivalente a un acopio de arena húmeda de 2m de altura, cubriendo así toda situación en la cual el muro se encuentre gravemente cargado<sup>4</sup>.

#### 6.2.2 Relleno

Material a utilizar para llenar la zona entre el talud natural de la barranca y el trasdós (parte posterior) del muro de contención. Se utilizará suelo de tipo granular, arena refulada obtenida del mismo río, generando un relleno homogéneo y con gran capacidad de filtración, siguiendo recomendaciones y lineamientos de bibliografía específica.

- Relleno de arena:

$$\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ KN/m}^3,$$

$\phi = 35^\circ$  e inclinación a  $60^\circ$  respecto al muro.

#### 6.2.3 Metodología utilizada

Para realizar el cálculo de la estructura planteada, se optó por la utilización de un software de simulación específico para tal fin. Entre las ventajas que se obtienen de la aplicación de un software se puede mencionar:

- Permiten analizar problemas más complejos, definiendo de forma más exacta los diferentes estratos de suelo que se consideran y la influencia de cada uno en el comportamiento global del sistema.
- Permite modificar en forma rápida las variables, facilitando la iteración para diferentes estados de carga, condiciones del nivel freático o variantes en la estructura.

El software utilizado es *GawacWin BR 2.0*, provisto por el fabricante MACCAFERRI SA. Es un sistema de análisis da estabilidad de muros de contención de gaviones sujeto a las más diversas situaciones. Utiliza el “método de equilibrio límite”, las teorías de Rankine, Coulomb, Meyerhof, Hansen y Bishop (optimizado a través de algoritmo llamado Simplex) para las verificaciones de estabilidad global del conjunto suelo/estructura.

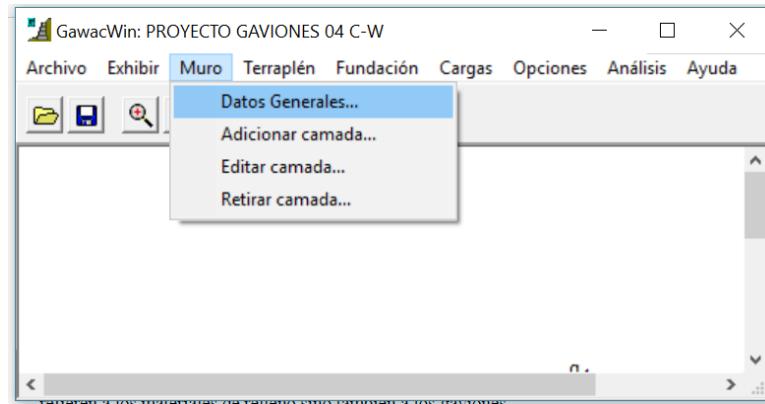
#### 6.2.4 Modelación

- DATOS GENERALES:

El primer paso en la modelación de la estructura es la introducción de los datos generales del muro:

---

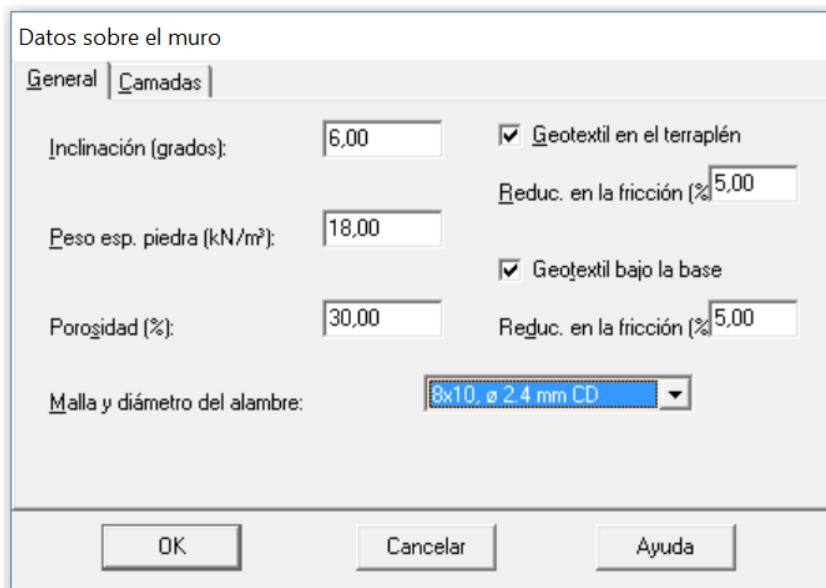
<sup>4</sup> Valores obtenidos en base a pesos unitarios de Cargas Permanentes de *Suelos no sumergidos, Arena y grava húmeda* de 18.9 KN/m<sup>3</sup> del Reglamento Argentino Sobrecargas Mínimas De Diseño Para Edificios Y Otras Estructuras CIRSOC 101.



El cuadro “Datos Generales” solicita las informaciones referentes a los materiales a ser utilizados en la confección del muro, además de la inclinación en que este será construido.

Es importante resaltar que las informaciones como peso específico y porosidad, no solamente se refieren a los materiales de relleno sino también a los gaviones.

Dentro del cuadro “Camadas” (capas) serán suministrada la información referente a la geometría, siendo el dato de desplazamiento el que da referencia a la distancia que la camada se encuentra a la línea base que compone la cara de la estructura, y si es igual a cero, resultará la estructura apoyada en una superficie plana.



Datos sobre el muro

General Camadas

Camada	Ancho (m)	Altura (m)	Desplaz. (m)
1	10,00	0,30	
2	5,00	1,00	5,00
3	4,00	1,00	5,50
4	4,00	1,00	5,50
5	3,00	1,00	6,00
6	2,00	1,00	6,50
7	1,50	1,00	7,00

OK Cancelar Ayuda

Datos sobre el muro

General Camadas

Camada	Ancho (m)	Altura (m)	Desplaz. (m)
4	4,00	1,00	5,50
5	3,00	1,00	6,00
6	2,00	1,00	6,50
7	1,50	1,00	7,00
8	1,50	1,00	7,00
9	1,00	1,00	7,50

OK Cancelar Ayuda

- DATOS DE FUNDACION:

El próximo paso es la introducción de los datos referentes a las camadas (capas) de suelo de fundación: geometría de la camada (capa), propiedades del suelo, tensión admisible (opcional) y altura del nivel de agua en caso que exista.

Datos sobre la fundación

Superficie superior

Altura inicial (profundidad) (m):

Largo horizontal (m):

Inclinación (grados):

OK

Propiedades del suelo

Peso específico (kN/m<sup>3</sup>):

Ángulo de fricción (grados):

Cohesión (kN/m<sup>2</sup>):

Cancelar

Datos adicionales

Máx. presión adm. (kN/m<sup>2</sup>):

Altura del nivel del agua (m):

Ayuda

Adicionalmente se plantea la condición con presencia de niveles de aguas de 6m por sobre la base del muro.

Enseguida se introducen los datos referentes a las camadas (capas) del terraplén (capa de suelo contenida por el muro), siempre con la misma secuencia lógica, empezando por la geometría y siguiendo con las propiedades del suelo.

Datos sobre el terraplén

Superficie superior

Inclin. primer trecho (grados):

Largo del primer trecho (m):

Inclin. segundo trecho (grados):

Propiedades del suelo

Peso específico (kN/m<sup>3</sup>):

Ángulo de fricción (grados):

Cohesión (kN/m<sup>2</sup>):

OK

Cancelar

Ayuda

Modificar en el terraplén 1

Geometría de la camada	
Altura inicial (m):	-0,90
Inclinación (grados):	60,00
Propiedades del suelo	
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> ):	20,00
Ángulo de fricción (grados):	35,00
Cohesión (kN/m <sup>2</sup> ):	0,00

OK      Cancelar      Ayuda

- CARGAS ACTUANTES SOBRE EL TERRAPLÉN Y MURO:

Cargas sobre el terraplén

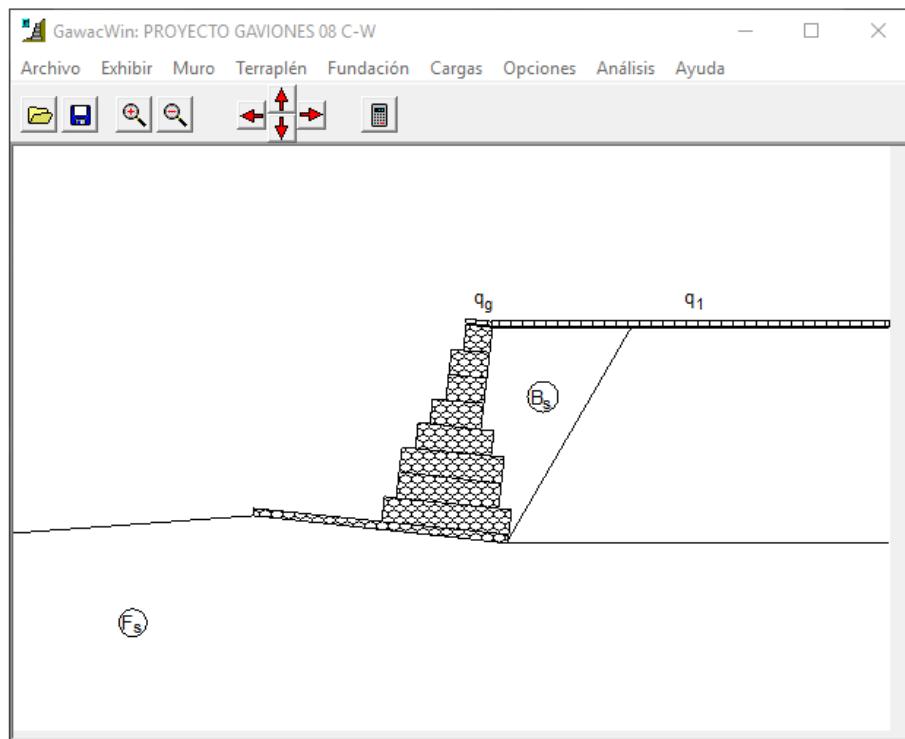
Cargas uniformes		
Primer trecho (kN/m <sup>2</sup> ):	56,70	
Segundo trecho (kN/m <sup>2</sup> ):		
Líneas de carga		
Carga	Valor (kN/m)	Dist. (m)
1		
2		
3		

OK      Cancelar      Ayuda

Cargas sobre el muro

Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> ):	37,80	OK
Línea de carga		Cancelar
Carga (kN/m):		
Distancia (m):		Ayuda

Como resultado, se visualiza un esquema muy sencillo con todos los datos introducidos en el programa para su posterior cálculo:



### 6.3 Memoria de cálculo

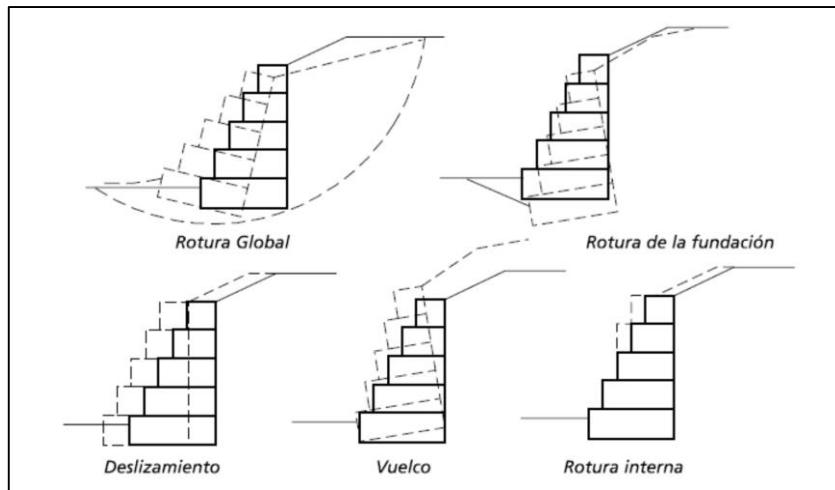
El análisis de una estructura de contención consiste en el análisis del equilibrio del conjunto formado por el macizo de suelo y la propia estructura. Este equilibrio es afectado por las características de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y por el peso propio de esos dos elementos, además de las condiciones que rigen la interacción entre ellos.

Se plantean para el cálculo, las siguientes situaciones a las cuales estará afectado el muro, de aquí en adelante llamadas:

- Situación 1: Muro de gaviones con nivel hidrométrico por debajo de su base. Épocas de estiaje del río.
- Situación 2: Muro de gaviones con nivel hidrométrico a 6 m por encima de su base. Épocas de crecidas regulares del río.

#### 6.3.1 Verificaciones de estabilidad

Es necesario la verificación de seguridad de la estructura de contención frente a los diversos tipos de rotura. En el caso de muros de contención de gaviones, los principales tipos de rotura que pueden ocurrir se muestran en la siguiente figura:



- Verificación contra el deslizamiento:

El deslizamiento de la estructura ocurre cuando la resistencia al deslizamiento a lo largo de la base del muro sumada al empuje pasivo disponible al frente de la estructura, es insuficiente para neutralizar el efecto del empuje activo actuante.

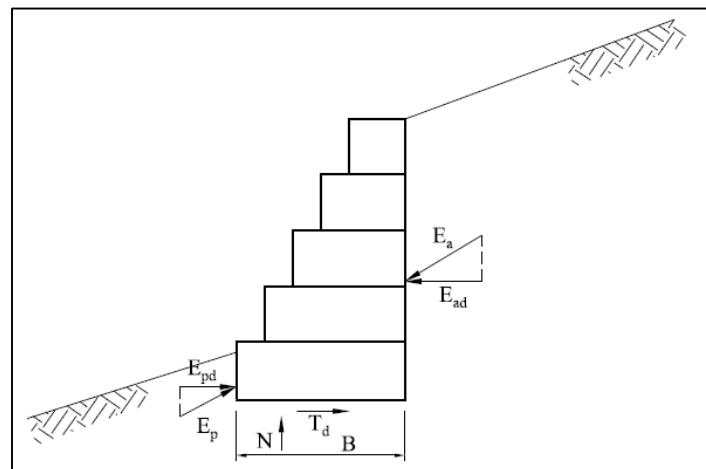
Se puede definir un coeficiente de seguridad contra el deslizamiento:

$$FS \text{ (deslizamiento)} = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}} \geq 1,50$$

Dónde:  $T_d$  = Resistencia de la base

$E_{pd}$  = Empuje activo

$E_{ap}$  = Empuje pasivo



- Resultados obtenidos.

- ✓ Situación 1:

Cargas en el muro:

- Vertical = 375,16 kN/m

- Horizontal = 0,00kN/m

Fuerzas en la base:

- Fuerza Normal = 584,89kN/m
- Fuerza Tangencial = 207,49kN/m

Punto de aplicación

- X = 6,88m
- Y = -0,72m

Fuerza resistente disponible = 548,11kN/m

FACTOR DE SEGURIDAD FS = 2,381

✓ Situación 2:

Cargas en el muro

- Vertical = 301,82kN/m
- Horizontal = 0,00kN/m

Fuerzas en la base

- Fuerza Normal = 363,72kN/m
- Fuerza Tangencial = 42,49kN/m

Punto de aplicación

- X = 7,59m
- Y = -0,80m

Fuerza resistente disponible = 416,82kN/m

FACTOR DE SEGURIDAD FS = 6,056

Observándose en ambos casos la verificación de la estructura, donde:

Situación 1: FS=2,381 > 1,50      Situación 2: FS=6,056 > 1,50.

- Verificación contra el vuelco:

El vuelco de la estructura de contención puede ocurrir cuando el valor del momento del empuje activo en relación a un punto “A” situado en el pie del muro supera el valor del momento del peso propio de la estructura sumado al momento del empuje pasivo. El punto “A” es denominado punto de giro.

El coeficiente de seguridad contra el vuelco está dado por:

$$FS(vuelco) = \frac{M_p + M_{EP}}{E_{EA}} \geq 1,50$$

Dónde:  $M_p$  = Momento debido por el peso de los gaviones

$M_{EP}$  = Momento debido al empuje pasivo

$M_{EA}$  = Momento debido al empuje activo

- Resultados obtenidos:

✓ Situación 1:

Momento Activo:

Momento = 668,75kN/m x m

Momento Resistente:

Momento = 4695,35kN/m x m

FACTOR DE SEGURIDAD FS = 7,021

✓ Situación 2:

Momento Activo:

Momento = 148,94kN/m x m

Momento Resistente:

Momento = 2909,39kN/m x m

FACTOR DE SEGURIDAD FS = 19,534

Observándose en ambos casos la verificación de la estructura, donde:

Situación 1: FS=7,021 > 1,50

Situación 2: FS=19,534 > 1,50.

- Verificación de las presiones aplicadas a la fundación:

Otra verificación necesaria es la que está relacionada con las presiones que son aplicadas en la fundación por la estructura de contención. Estas presiones no deben superar el valor de la capacidad de carga del suelo de fundación.

A través del equilibrio de momentos actuantes sobre la estructura de contención, se puede determinar el punto de aplicación de la fuerza normal “N”. que es la resultante de las presiones normales que actúan en la base de la estructura de contención.

$$d = \frac{M_p + M_{EP} + M_{EAV}}{N}$$

Dónde:  $M_p$  = Momento debido por el peso de los gaviones

$M_{EP}$  = Momento debido al empuje pasivo

$M_{EA}$  = Momento debido al empuje activo

$N$  = Resultante de fuerzas normales

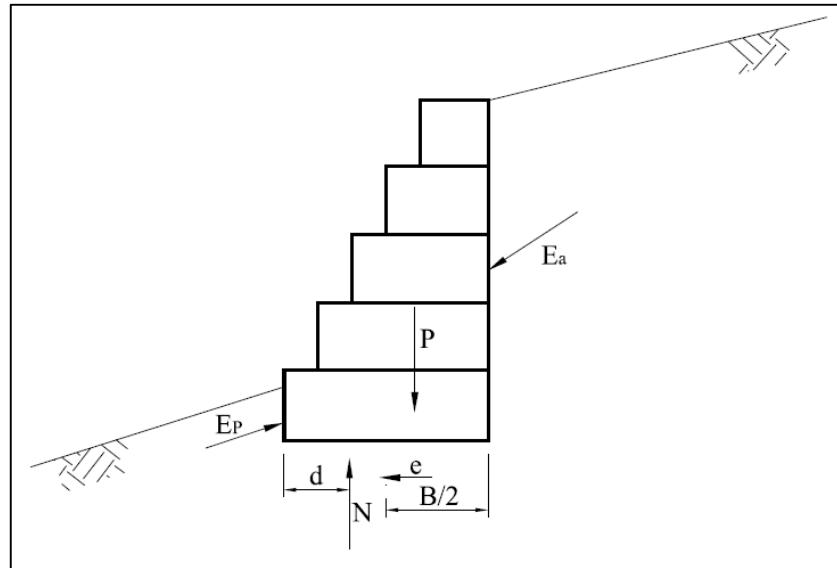
Para que estas presiones sean determinadas, la forma de distribución de ellas debe ser conocida. Normalmente se admite una distribución lineal, entonces los valores máximo y mínimo ocurrirán en los bordes de la base de la estructura y serán dadas por:

$$\sigma_{máx/min} = \frac{N}{B} * \left( 1 \pm 6 * \frac{e}{B} \right)$$

Dónde: N = Resultante de fuerzas normales

B = Ancho de la base del muro

e = Excentricidad al centro de la base del muro



- Resultados obtenidos:

✓ Situación 1:

Presiones:

- Extremo izquierdo = 56,64 kN/m<sup>2</sup>
- Extremo derecho = 0,00 kN/m<sup>2</sup>
- Máx. presión = 107,80 kN/m<sup>2</sup>

✓ Situación 2:

Presiones:

- Extremo izquierdo = 31,95 kN/m<sup>2</sup>
- Extremo derecho = 0,00 kN/m<sup>2</sup>
- Máx. presión = 107,80 kN/m<sup>2</sup>

Observándose en ambos casos la verificación de la estructura, donde

Situación 1:  $\sigma = 56,64 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} = 107,80 \text{ KN/m}^2$   
 Situación 2:  $\sigma = 31,95 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} = 107,80 \text{ KN/m}^2$

- Verificación de la estabilidad contra la rotura global

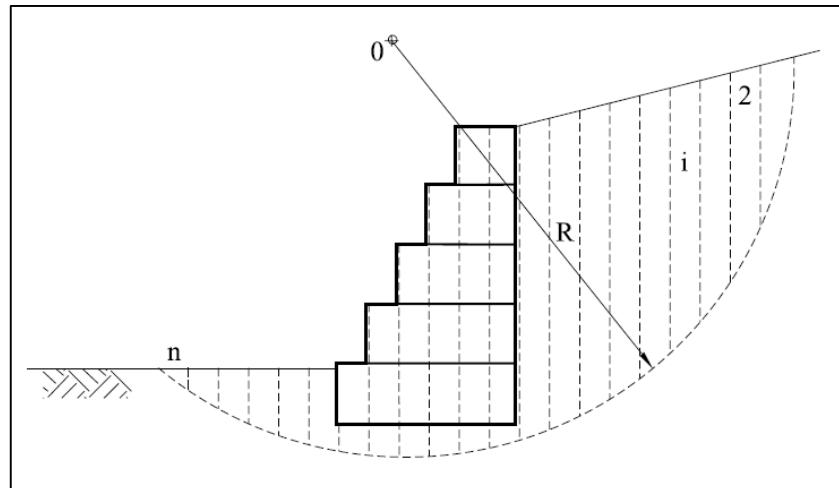
Más allá de las formas de rotura citadas en los puntos anteriores, también puede ocurrir la rotura global del macizo a lo largo de una superficie de rotura que envuelve a la estructura de contención sin tocarla. Este tipo de rotura ocurre principalmente cuando hay camadas en zonas de suelos menos resistentes debajo de la fundación del muro de contención.

LA forma de deslizamiento es similar a la que ocurre en taludes y por lo tanto los métodos utilizados en el análisis de estabilidad de taludes también aquí pueden ser utilizados.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes más empleados son los que analizan la parte del macizo sujeta al deslizamiento como bloques rígidos y los métodos que lo analizan como un bloque único dividido en fajas. Los métodos del primer tipo generalmente se utilizan en superficies de rotura plana como el método de las cuñas, mientras que aquellos del segundo tipo utilizan generalmente superficies de rotura cilíndrica como el método de Fellenius y el método de Bishop.

El programa *GawacWin* hace este tipo de análisis por el método de Bishop y emplea el algoritmo Simplex para determinar la superficie de rotura más crítica. Para hallar el coeficiente de seguridad  $F$  se debe realizar un proceso de iteración. Debiéndose probar varias superficies de rotura hasta encontrar la más crítica (menor valor de  $F$ ).

Para poder identificar una superficie de rotura son necesarios tres parámetros: posición horizontal y vertical del centro “O”, y valor del radio “R”.



- Resultados obtenidos:

✓ Situación 1:

Superficie Crítica

- Centro X = 3,47m
- Centro Y = 19,92m
- Radio = 21,98m

Factor de Seguridad:

$$Fs = 2,36$$

✓ Situación 2:

Superficie Crítica

- Centro X = 6,78m
- Centro Y = 15,60m
- Radio = 17,02m

Factor de Seguridad:

$$Fs = 1,76$$

Observándose en ambos casos la verificación de la estructura, donde:

$$\text{Situación 1: } FS=2,36 > 1,50$$

$$\text{Situación 2: } FS=1,76 > 1,50.$$

- Verificación de la estabilidad contra la rotura interna

La posibilidad de rotura interna de la estructura de contención puede surgir por sufrir esfuerzos internos excesivos provocados por la carga externa del empuje y sobrecargas aplicadas directamente sobre ella. Por lo tanto, esta verificación es hecha de forma específica para cada tipo de estructura de contención.

En el caso de muros de gaviones, se debe verificar la seguridad contra el deslizamiento de los bloques superiores sobre los inferiores. Para cada nivel de bloques de gaviones se ejecuta el análisis de deslizamiento considerando para el cálculo del empuje a la altura total de la estructura a partir de la parte superior hasta aquel nivel y considerando la fricción entre los bloques como la resistencia a lo largo de la base. Esta resistencia es dada por el ángulo de fricción  $\varphi$  y por la cohesión  $c_g$  entre los gaviones.

$$\varphi = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ$$

$$c_g = 0,30p_u - 0,50 = [tm^2]$$

Dónde:  $\gamma_g$  = Peso específico de los gaviones,  $[t/m^3]$

$p_u$  = Peso de la malla metálica,  $[t/m^3]$

Es necesario también la verificación en cuanto a la tensión normal máxima entre los bloques.

Para el cálculo de  $\sigma_{máx}$  se admite que la fuerza normal N se distribuya uniformemente en torno de su punto de aplicación hasta una distancia d para cada lado de este punto.

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{2d}$$

Dónde: N = resultante de fuerzas normales

d = Distancia entre el punto de aplicación de N y el borde de la camada de gaviones

La tensión normal máxima admisible entre gaviones:

$$\sigma_{\text{adm}} = 0,30\gamma_g - 30 = [\text{tm}^2]$$

- Resultados obtenidos:

✓ Situación 1:

Camada 1

- Altura: 8,11m
- Fuerza Normal: 1666,57kN/m
- Fuerza Tan.: 95,75kN/m
- Momento Total: -3924,40kN/m x m
- Máx. tensión Normal: -353,87kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- Máx. tensión de tracción: 19,15kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 153,67kN/m<sup>2</sup>

Camada 2

- Altura: 7,07m
- Fuerza Normal: 406,01kN/m
- Fuerza Tang.: 151,74kN/m
- Momento Total: 672,42kN/m x m
- Máx. tensión Normal: 122,57kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- Máx. tensión de tracción: 37,94kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 59,45kN/m<sup>2</sup>

Camada 3

- Altura: 6,07m
- Fuerza Normal: 332,30kN/m
- Fuerza Tang.: 112,29kN/m
- Momento Total: 643,12kN/m x m
- Máx. tensión Normal: 85,85kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- Máx. tensión de tracción: 28,07kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 51,96kN/m<sup>2</sup>

Camada 4

- Altura: 5,02m
- Fuerza Normal: 199,77kN/m
- Fuerza Tang.: 38,05kN/m
- Momento Total: 348,21kN/m x m
- Máx. tensión Normal: 57,31kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- Máx. tensión de tracción: 12,68kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 45,26kN/m<sup>2</sup>

Camada 5

- Altura: 3,98m
- Fuerza Normal: 112,78kN/m

- Fuerza Tang.: -11,85kN/m
- Momento Total: 176,87kN/m x m
- 
- MÁx. tensión Normal: 35,96kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- MÁx. tensión de tracción: -5,93kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 41,11kN/m<sup>2</sup>

#### Camada 6

- Altura: 2,98m
- Fuerza Normal: 87,72kN/m
- Fuerza Tang.: -9,22kN/m
- Momento Total: 97,42kN/m x m
- MÁx. tensión Normal: 39,49kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- MÁx. tensión de tracción: -6,15kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 41,96kN/m<sup>2</sup>

#### Camada 7

- Altura: 1,99m
- Fuerza Normal: 68,92kN/m
- Fuerza Tang.: -7,24kN/m
- Momento Total: 75,09kN/m x m
- MÁx. tensión Normal: 31,63kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- MÁx. tensión de tracción: -4,83kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 36,87kN/m<sup>2</sup>

#### Camada 8

- Altura: 0,99m
- Fuerza Normal: 50,12kN/m
- Fuerza Tang.: -5,27kN/m
- Momento Total: 29,67kN/m x m
- MÁx. tensión Normal: 42,34kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- MÁx. tensión de tracción: -5,27kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 38,57kN/m<sup>2</sup>

#### ✓ Situación 2:

#### Camada 1

- Altura: 8,11m
- Fuerza Normal: 341,61kN/m
- Fuerza Tan.: 49,51kN/m
- Momento Total: 963,67kN/m x m
- MÁx. tensión Normal: 60,55kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- MÁx. tensión de tracción: 9,90kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 45,96kN/m<sup>2</sup>

#### Camada 2

- Altura: 7,07m

- Fuerza Normal: 258,72kN/m
- Fuerza Tan.: 31,25kN/m
- Momento Total: 596,87kN/m x m
- MÁx. tensión Normal: 56,07kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- MÁx. tensión de tracción: 7,81kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 44,48kN/m<sup>2</sup>

#### Camada 3

- Altura: 6,07m
- Fuerza Normal: 220,04kN/m
- Fuerza Tan.: 26,12kN/m
- Momento Total: 532,78kN/m x m
- MÁx. tensión Normal: 45,44kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- MÁx. tensión de tracción: 6,53kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 40,55kN/m<sup>2</sup>

#### Camada 4

- Altura: 5,02m
- Fuerza Normal: 140,68kN/m
- Fuerza Tan.: -8,51kN/m
- Momento Total: 295,63kN/m x m
- MÁx. tensión Normal: 33,47kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- MÁx. tensión de tracción: -2,84kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 37,25kN/m<sup>2</sup>

#### Camada 5

- Altura: 3,98m
- Fuerza Normal: 100,13kN/m
- Fuerza Tan.: -10,52kN/m
- Momento Total: 164,10kN/m x m
- MÁx. tensión Normal: 30,55kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- MÁx. tensión de tracción: -5,26kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 38,54kN/m<sup>2</sup>

#### Camada 6

- Altura: 2,98m
- Fuerza Normal: 80,92kN/m
- Fuerza Tan.: 8,51kN/m
- Momento Total: 93,58kN/m x m
- MÁx. tensión Normal: 34,99kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- MÁx. tensión de tracción: -5,67kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 40,12kN/m<sup>2</sup>

#### Camada 7

- Altura: 1,99m
- Fuerza Normal: 66,52kN/m
- Fuerza Tan.: -6,99kN/m

- Momento Total: 73,84kN/m x m
- Máx. tensión Normal: 29,96kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- Máx. tensión de tracción: -4,66kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 36,22kN/m<sup>2</sup>

Camada 8

- Altura: 0,99m
- Fuerza Normal: 50,12kN/m
- Fuerza Tan.: -5,27kN/m
- Momento Total: 29,67kN/m x m
- 
- Máx. tensión Normal: 42,34kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 335,79kN/m<sup>2</sup>
- Máx. tensión de tracción: -5,27kN/m<sup>2</sup>
- Aceptable: 38,57kN/m<sup>2</sup>

Se observan los resultados de las tensiones en la fundación del muro, verificando la estructura en gran medida.

## 6.4 Análisis de resultados

Se recuerda las situaciones planteadas:

- Situación 1: Muro de gaviones con nivel hidrométrico por debajo de su base. Épocas de estiaje del río.
- Situación 2: Muro de gaviones con nivel hidrométrico a 6 m por encima de su base. Épocas de crecidas regulares del río.

Verificaciones	Valores		
	Situación 1	Situación 2	Admisible
Deslizamiento	2,381	6,056	FS ≥ 1,50
Vuelco	7,021	19,534	FS ≥ 1,50
Presiones en fundación	56,64	31,95	107,80 kN/m <sup>2</sup>
Rotura global	2,36	1,76	FS ≥ 1,50
Rotura interna	Verifica	Verifica	-

## 7 PROCESO CONSTRUCTIVO

### 7.1 Geotextil de fundación

Una vez conformados el corte de suelo, de acuerdo a lo establecido en los planos y compactados debidamente, se colocará el geotextil cubriendo toda la superficie del terreno destinado a la base del muro, sobre la que se asentarán los gaviones tipo colchones.

El geotextil deberá ser cortado en paños de dimensiones adecuadas. La operación de tendido del geotextil se hará de modo que los solapes por superposición tengan un ancho de 30 cm como mínimo.

Utilizando el mismo alambre de amarre de los gaviones se fijará el geotextil. Realizando dos puntos a cada metro, a la arista superior posterior del gavión y se ajustará al paramento interno.

## 7.2 Gaviones tipo colchón

Los colchones son suministrados, doblados y agrupados en fardos.

Se retira la base de cada pieza del fardo y transportarla, aún doblada, hasta el lugar preparado para el montaje, luego se desdoblará y se extenderá sobre el suelo, alzando paredes y cabeceras y cosiendo las cuatro aristas verticales con el alambre apropiado para tal fin. Estas costuras se ejecutarán en forma continua, pasando el alambre por todos los huecos de las mallas con doble vuelta cada dos huecos. Cosidas firmemente a los gaviones que formen parte de la estructura.

Durante el montaje de los colchones, deben ser colocados tirantes verticales que unirán la tapa a la base de los colchones, auxiliando en el confinamiento del material de relleno y minimizando la posibilidad de deformaciones durante la vida de servicio del revestimiento.

Para el llenado se podrá aportar el material pétreo a máquina, pero deberá ser acomodado y asentado por operarios hasta obtener la densidad. A fin de absorber posibles acomodamientos posteriores, los colchones deberán llenarse con un excedente de piedras. Teniéndose cuidado para que los tirantes verticales sobresalgan de las piedras para que puedan ser posteriormente amarrados a las tapas.

Concluido el llenado, cada tapa será entonces desdoblada y extendida sobre el respectivo colchón. Cociéndose en cada uno de sus bordes, diafragmas y tirantes.

## 7.3 Geotextil trasdós

Conformada la base del muro con los gaviones colchón, se colocará el geotextil que se asignó entre la interfaz muro y relleno, cubriendo toda superficie del muro, sobre la cual tendrán contacto la parte posterior del muro los gaviones caja.

Primeramente, quedará de manera tendida sobre el talud detrás del muro, para luego y de manera progresiva ir extendiéndose, de acuerdo a lo especificado en planos, sobre las camadas de gaviones cajas ya construidas. Quedando situada entre el gavión y el relleno compactado.

El geotextil deberá ser cortado en paños de dimensiones adecuadas. La operación de tendido del geotextil se hará de modo que los solapes por superposición tengan un ancho de 30 cm.

Utilizando el mismo alambre de amarre de los gaviones se fijará el geotextil. Realizando dos puntos a cada metro, a la arista superior posterior del gavión y se ajustará al paramento interno.

## 7.4 Gaviones tipo caja

Para el armado de los gaviones, las cajas metálicas serán retiradas del fardo y transportadas, aún dobladas. Una vez en el lugar preparado para el ensamblaje serán desdobladas.

El desdoblado se hará formando una caja paralelepípeda abierta, se amarrarán las puntas de las aristas en contacto y se utilizarán los alambres más gruesos que sobresalen en los ángulos de los paños. De la misma forma serán amarrados los diafragmas separadores para el caso de los gaviones superiores de 4m de largo, esto dividirá al extenso gavión en dos celdas iguales.

De esta manera se obtiene unas cajas metálicas aún sido cerradas, observándose que la tapa está hacia arriba. Se advierte en la parte trasera del muro la disposición del geotextil.

Previo al llenado, en todas las caras externas del gavión que no posean sustentación, se deberá colocar, externamente, un encofrado que estará unido firmemente al paramento externo en algunos puntos, de esta manera se evita la deformación de la caja en el proceso de llenado.

El llenado de las cajas con material pétreo se concretará combinando rocas de distintos tamaños de piedra basáltica de primera voladura, acomodando las de tamaño más pequeño en los espacios vacíos que quedan entre las más grandes.

Antes del llenado, se colocarán cuatro tensores horizontalmente por cada metro cúbico, dos tensores a  $\frac{1}{3}$  de la altura del gavión y los otros dos tensores a  $\frac{2}{3}$  de la altura. Cada tirante deberá ser amarrado a dos torsiones de la cara frontal (aprovechando el espacio dejado entre las tablas del encofrado) y a dos de la cara posterior del elemento.

En nuestro caso donde los gaviones caja poseen un metro de altura, el llenado deberá concretarse en tres etapas. Es conveniente que la diferencia entre el nivel de las piedras de dos celdas contiguas no pase los 0,30m. Esto evitará la deformación del diafragma o de las caras laterales y facilitará el llenado y posterior cierre de la tapa.

Para el cerrado de la caja se doblará y tensará la tapa, para cerrar superiormente el gavión y se amarrará a lo largo de todos los bordes con las aristas superiores de las caras verticales.

Luego de finalizar el llenado de la camada inferior, se procederá a llenar la camada superior siguiendo el mismo procedimiento. Es de vital importancia el amarre de las mallas de la camada superior a las mallas cerradas de la camada inferior.

## 7.5 Relleno:

Una vez ejecutada una camada de gavión, se procederá a colocar y compactar el relleno en el espacio libre que queda entre el muro y la excavación. Quedando así, el muro de gaviones, seguido de la membrana geotextil con posterior colocación del relleno. Cabe destacar que el ancho a llenar es de 0,30 m aproximadamente.

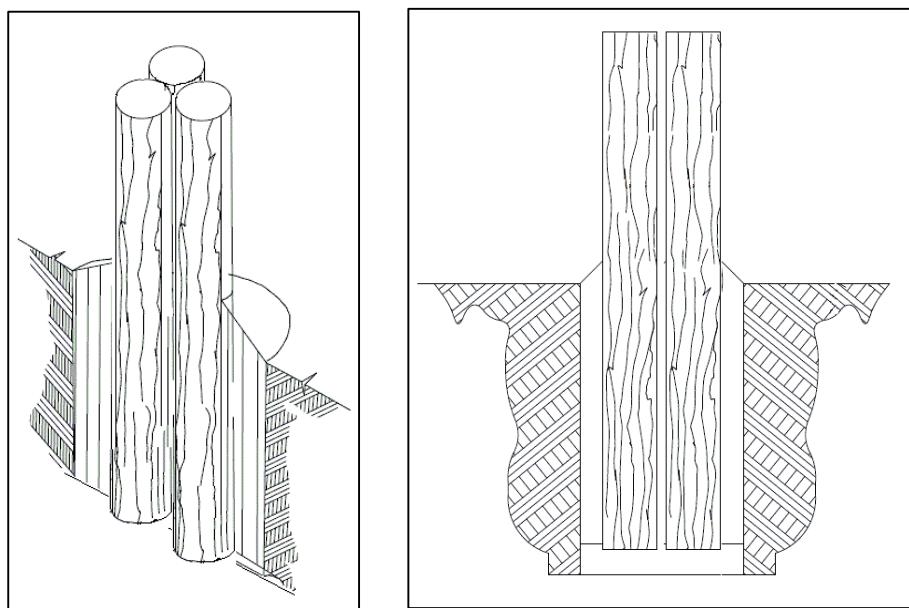
Como material de relleno se suelo de tipo granular siendo, arena refulada obtenida del mismo río, el cual se compactará en capas de 15cm mediante el uso de un compactador manual.

## 8 DEFENSA Y PUNTO AMARRE

Para la estructura de funciones, punto de amarre de la embarcación arenera y defensa del muro de gaviones, se propone la implantación de *Duques de Alba*, estructuras que sobresalen del nivel del agua y no están conectadas a la costa, proporcionando una estructura fija. Materializándolos mediante pilotes de madera.

A menudo la técnica del pilotaje de madera es la única opción posible en contextos de carencia de energía, de materiales de construcción y de conocimientos. Los pilotes de madera se emplean en condiciones complejas de cimentación, por la existencia de terreno muy blando y presencia de agua en el mismo o en obras bajo el agua, siendo estas, pilas de puentes, cimentaciones de diques, pantalanes, muelles, escolleras, etc. Su utilización en cimentaciones se justifica por la inmediatez que supone el uso de troncos de árboles, y su fácil ejecución con la simple hincada de los mismos en terrenos blandos y/o saturados.

Cada uno de los duques de alba, consta de 3 (tres) pilotes de madera unidos entre sí, de madera dura de la región tratados, de 0,30 m de diámetro y 12 m de altura. En promedio serán hincados en el lecho del río 4 m, encontrándose allí un estrato firme conformado por el lecho rocoso, según excavaciones realizadas, garantizando su estabilidad.

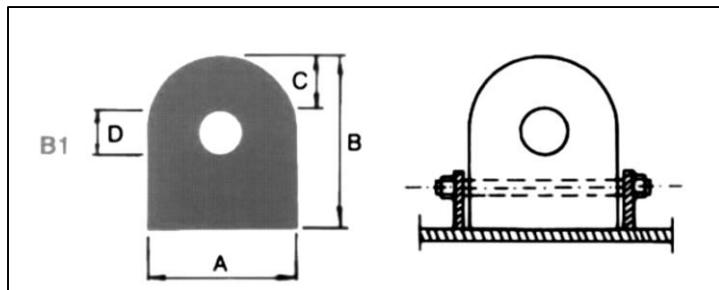


En cercanía al lote de descarga de arena, Lote N°3, los duques de alba estarán emplazados en dos grupos cubriendo de manera regular la zona amarre para descarga. Cada grupo constará con cuatro duques de alba separados 6m. En lote destinado a oficinas administrativas, Lote N°2, se emplazados en un solo grupo con tres duques de alba separados 6m.

En total se colocarán 36 pilotes por los 12 duques.

Cada duque de alba poseerá una defensa de elementos macizos de goma, denominados botazos, facilitando el atraque de las embarcaciones actuantes sin afectar la estructura. Son

provistos en dimensiones estandarizadas según fabricantes y su sujeción se lleva a cabo mediante insertos metálicos.



TIPO TYPE	mm					PESO WEIGHT kg/m
	A	B	C	D	E	
B1	145	180	35	50		29
B1	203	203	50	80		39
B1	280	320	65	90		91

Ver Anexo. Plano N°5 – Defensa y punto de amarre.

## 9 INFRAESTRUCTURA

Se contempla un mejoramiento de la infraestructura del predio para potencializar tareas operativas dentro del predio.

Ver Anexo. Plano N°6 – Infraestructura.

### 9.1 Conjunto cordón cuneta y badén

Se construirá un cordón cuneta con la finalidad de transportar las aguas de lluvia, asimismo, delimitará los anchos de calzada en todas las calles circundantes al predio.

Dado que el cordón cuneta, así como el badén, no necesitan cálculos estructurales, se procederá a su ejecución utilizando planos de detalles de la Dirección Provincial de Vialidad.

Método constructivo:

Cordón Cuneta de Hormigón Armado de 0,75 m de ancho total, 0,15 m de espesor de losa y cordón de 15 cm de altura, sobre una base de arena-cemento al 10% de 15 cm de espesor, con sobre anchos especificados, ambos lados, sobre terreno natural. Estarán armados con estribos de 6 mm cada 15 cm con armadura de repartición de 4,2 mm.

El hormigón utilizado será de resistencia a rotura mínima de 320 kg/cm<sup>2</sup>, en probetas normalizadas de sección circular de 15 cm de diámetro.

Los badenes se ejecutarán en hormigón de iguales características que el cordón, de 1,20 m de ancho y de 15 cm de espesor, asentados en una base de arena-cemento al 10 % de 15 cm de espesor, en todos los cruces de calzadas que correspondan según planos de proyecto. Deberá

contar con juntas de contracción y alabeo cada 3,50 metros como máximo, con pasadores de hierro dulce de 20 mm.

Ver Anexo. Plano N°6.1 – Cordón cuneta y badén.

## 9.2 Calzada

Para el mejoramiento de calzada se dispondrá de un enripiado siguiendo las Especificaciones Técnicas Generales de la Dirección Nacional de Vialidad.

### 9.2.1 Enripiado

Se adoptará el perfil tipo utilizado por la Dirección Provincial de Vialidad de Corrientes, que propone una base de suelo estabilizado con cal al 2% de 30cm de espesor y una capa de rodamiento de ripio de 10cm de espesor.

El ripio o mezcla de ripio y suelo destinado a la conformación del enripiado deberá responder a las siguientes exigencias de granulometría y plasticidad, según el Pliego de Especificaciones Técnicas Generales de la Dirección Nacional de Vialidad - artículo C.III 2.2.

Pasa Tamiz	%
1" (25mm)	100
Nº 4 (4,0m)	50-90
Nº 40 (420 $\varnothing$ )	20-50
Nº 200 (74 $\varnothing$ )	10-25

Índice de plasticidad: 5-10 %.

Límite líquido: < 35 %.

La conservación consistirá en riegos de agua, cilindrado, perfilado y bacheos a fin de mantener la lisura, forma, dimensiones y compactación adecuada.

Se proyecta que, a futuro se pueda reciclar el ripio, construir una subbase de mortero de densidad controlada (RDC) y colocar un pavimento de hormigón.

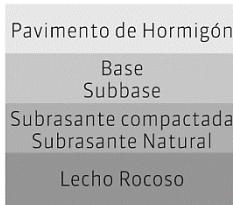
Ver Anexo. Plano N°6.2 – Perfil calzada ripio.

### 9.2.2 Paquete estructural de H°A°

El diseño de un pavimento involucra varios aspectos importantes, como ser: el estudio de suelo de la fundación, los materiales componentes, el comportamiento bajo las distintas cargas de tránsito y finalmente el dimensionamiento para que pueda soportarlas en condiciones previstas de servicio.

El cálculo del paquete estructural se realizará en base a la cantidad de vehículos pesados (camiones) que transitan y su correspondiente proyección a futuro.

En el caso particular de pavimentos rígidos, como en nuestro caso, su diseño estará supeditado a las pautas y especificaciones que establece el MDCPH (Manual de Diseño y Cálculo de Pavimentos de Hormigón) del ICPA (Instituto de Cemento Portland Argentino).



Paquete estructural de pavimento rígido.

- Análisis:

El paquete estructural de las calzadas del predio se diseña para una vida útil de 20 años, con la tasa de crecimiento recomendada por la DNV de 3%. (Ver capítulo II.3.2).

- Calculo del TMDA:

Con el fin de obtener el valor del  $TMDA_{diseño}$  correspondiente al tránsito diario de camiones que circulará en las inmediaciones del predio, se considera, en primera instancia, el valor diario de camiones que actualmente ingresan y circulan dentro de la misma, y en segunda instancia, a dicho valor se lo proyecta según la tasa de crecimiento estimada a 20 años, determinando así el TMDA de cálculo:

- Volumen diario actual de camiones = 15 camiones/día

Se consideró un valor promedio correspondiente a un día tipo, definiéndose a día tipo como un día laboral no feriado, ni fin de semana.

- Tasa de crecimiento = 3%

Se utiliza la tasa de crecimiento recomendada por la DNV (Ver capítulo II.3.2).

- TMDA de diseño:

Para calcular el  $TMDA_{diseño}$  se utiliza la siguiente fórmula de proyección de tránsito:

$$TMDA_{final} = TMDA_{inicial} * (1 + r)^n$$

Donde;

$TMDA_{final}$  = TMDA correspondiente al fin de la vida útil.

$TMDA_{inicial}$  = TMDA correspondiente al inicio de la vida útil.

$n$  = 20 años

$r$  = tasa de crecimiento = 3%

Entonces;

$$TMDA \text{ actual (Año 2021)} = 40 \text{ camiones/día}$$

TMDA inauguración de la obra (Año 2022):

$$TMDA_{\text{inauguración de la obra (Año 2022)}} = 40 \text{ camiones/día} * (1 + 3/100)^2$$

$$TMDA_{\text{Año 2019}} = 42 \text{ camiones/día}$$

TMDA fin de vida útil (Año 2042) =

$$TMDA_{\text{fin de vida útil (Año 2039)}} = 42 \text{ camiones/día} * (1 + 3/100)^{20}$$

$$TMDA_{\text{Año 2039}} = 76 \text{ camiones/día}$$

Por lo tanto:

$$TMDA \text{ diseño} = 76 \text{ camiones /día}$$

- Estudio del tránsito:

La cantidad y carga de ejes pesados que actúan durante el periodo de diseño, son los que en mayor medida afectan el desempeño del pavimento, por lo que resultan parámetros importantes a estudiar durante la etapa de diseño. Estos dos factores antes mencionados están estrechamente relacionados con: el TMDA de camiones, la proyección del tránsito durante el periodo de diseño y las cargas por eje de los mismos.

El método del PCA (Portland Cement Association) considera tres enfoques para tratar la variable del tránsito: la primera resulta de considerar un único tipo de vehículo de diseño y los otros dos consideran tránsito mixto.

Para el diseño del paquete estructural en el predio, se optó por el primero de los enfoques, ya que se considera que un único vehículo pesado, en este caso el camión, domina el diseño y que el resto de las cargas resultan muy livianas como para producir daño al pavimento.

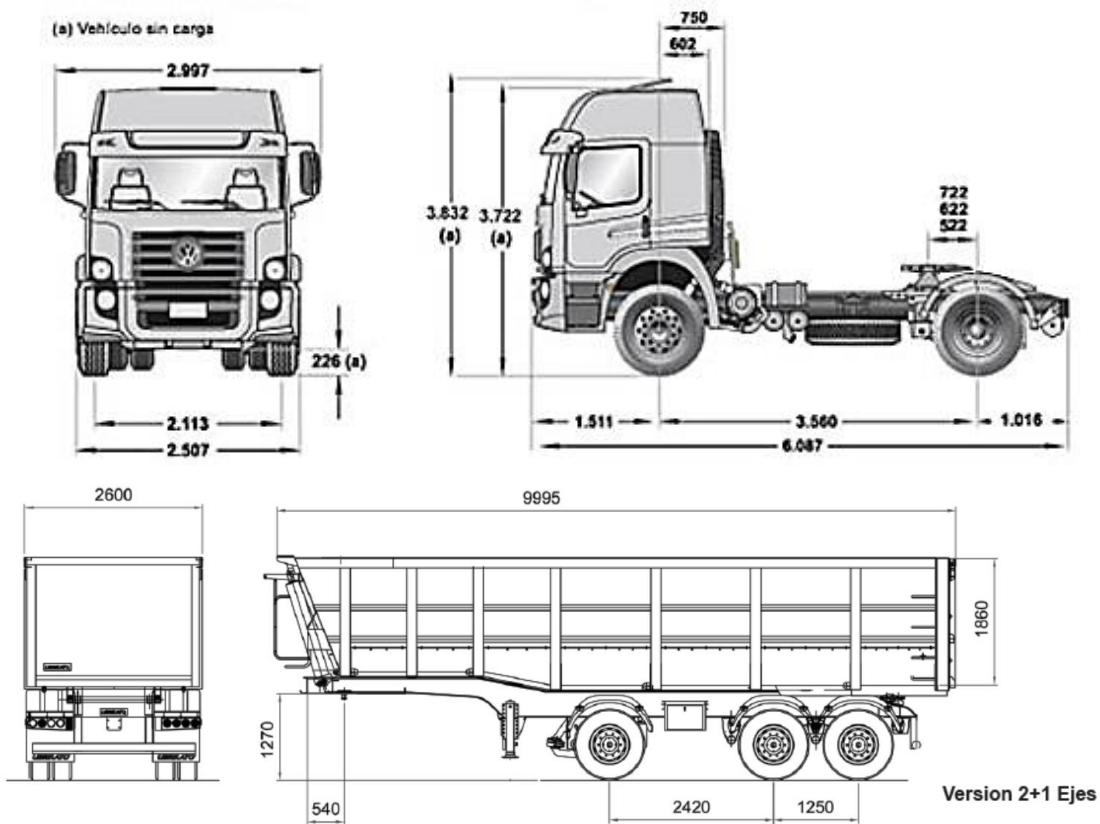
- Características generales de los vehículos:

Actualmente los vehículos que circulan o ingresan al predio son del tipo tránsito pesado constituido por, camión tractor con batea de 40 m<sup>3</sup> y camiones volcadores de 18 m<sup>3</sup>.

Algunas características de estos modelos son:

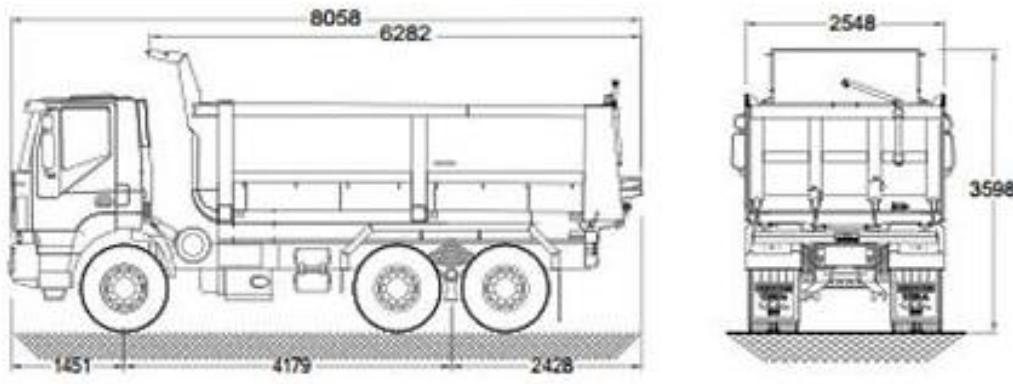
- Camión con batea de 40 m<sup>3</sup>:





- Camión volcador de 18 m<sup>3</sup>:





- Composición del tránsito pesado:

La ley de tránsito (Ley 24.449) establece las exigencias comunes para los vehículos de transporte en cuanto a dimensiones y pesos permitidos en Argentina, en donde se encuentra establecido que las cargas máximas por eje se encuentran limitadas en función del tipo de eje que se trate de la siguiente manera:

- Eje simple direccional (2 neumáticos por eje): 6 t.
- Eje simple con ruedas duales (4 neumáticos por eje): 10,5 t.
- Eje tandem doble (conjunto de 2 ejes simples con ruedas duales separados de 1,2 a 2,4 m entre sí 8 neumáticos en total): 18 t.
- Eje tandem triple (conjunto de 3 ejes simples con ruedas duales separados de 1,2 a 2,4 m entre sí - 12 neumáticos en total): 25,5 t.

La tabla siguiente resume las configuraciones usuales de los vehículos pesados en Argentina, con sus correspondientes pesos y dimensiones máximas:

Tipo de vehículo	Configuración de ejes	Dimensiones máx.			Peso máx. (Bruto)	
		Largo	Ancho	Alto		
	S-1 D-1	13,20	2,60	4,10	16,50	
	S-1 D-2	13,20	2,60	4,10	24,00	
	S-1 D-3	13,20	2,60	4,10	30,00	
	S-2 D-2	13,20	2,60	4,10	28,00	
	S-1 D-1 D-1	18,60	2,60	4,10	27,00	
	S-1 D-1 D-2	18,60	2,60	4,10	34,50	
	S-1 D-1 D-3	18,60	2,60	4,10	42,00	
	S-1 D-2 D-2	18,60	2,60	4,10	42,00	
	S-1 D-2 D-1 D-1	Tot.=18,60 Dist. e/ejes de acop. > 2,40		2,60	4,10	45,00
	S-1 D-2 M-3	18,60	2,60	4,10	45,00	
	S-1 D-2 D-3 SA-3	18,60	2,60	4,10	45,00	
	S-1 D-1 D-1 D-1 D-1	18,60	2,60	4,10	45,00	
	S-1 D-1 D-1 D-1 D-1	Tot.= 20,00		2,60	4,10	37,50
	S-1 D-1 D-1 D-2	Tot.= 20,00		2,60	4,10	45,00
	S-1 D-2 D-1 D-1	Tot.= 20,00		2,60	4,10	45,00
	S-1 D-2 D-1 D-2	Tot.= 20,00		2,60	4,10	45,00
	S-1 D-1 D-1 D-1 D-1	Tot.= 20,50		2,60	4,10	45,00

Configuraciones de ejes usuales de vehículos pesados, con sus pesos y dimensiones máximas. (Fuente: Ley 24.449).

En nuestro caso disponemos de:

Tipo de Camión	Porcentaje ( % )
S-1 D-2	50
S-1 D-1 D-3	50

- Factor de seguridad de cargas:

El método de diseño exige que las cargas reales por ejes esperadas se multipliquen por factores de seguridad de carga (Fsc), para lo cual se recomienda lo siguiente:

- Para vías con múltiples carriles, en los cuales se espera un flujo de tráfico interrumpido con un elevado volumen de tránsito pesado,  $Fsc = 1.2$ .
- Para carreteras y vías urbanas en las que el tránsito esperado es de un volumen moderado de vehículos pesados  $Fsc = 1.1$
- Para calles residenciales y otras que soporten bajo volumen de tránsito de camiones,  $Fsc = 1.0$

Por lo tanto, se adopta:  **$Fsc = 1.2$**

- Subrasante ó Subbase:

La subrasante es la capa de suelo natural o de relleno compactado por encima de la cual se apoya la estructura del pavimento y en el caso de pavimentos de hormigón, la principal exigencia de ésta es que le proporcione un apoyo uniforme y estable en el tiempo bajo la acción de transito durante su vida útil.

Para asegurar el comportamiento satisfactorio del pavimento de hormigón, es necesario que el suelo de la subrasante posea características y densidad uniformes, es decir, soporte uniforme.

- Capacidad de soporte de la subrasante:

Para poder evaluar y determinar el aporte estructural del suelo es necesario saber cuál es su resistencia mecánica ante la presencia de cargas. La resistencia de la fundación se mide con el módulo de reacción de la subrasante “k”.

El modulo “k” se determina a través del ensayo del plato de carga, pero debido a que el mismo es costoso y consume gran cantidad de tiempo, generalmente se lo estima por correlación con ensayos más simples como los de valor soporte CBR. Esto es así debido a que no es necesariamente indispensable tener un valor exacto de “k” ya que no afectan los espesores de diseño.

Las distintas metodologías permiten correlacionar el valor soporte CBR con el módulo de reacción “k” dado que estos son los parámetros empleados por las distintas metodologías para calificar la capacidad soporte del suelo de la subrasante.

Se optó por adoptar para el suelo un valor promedio del CBR de 4%.

Con este valor de CBR, se ingresó a la tabla siguiente propuesta por AASHTO y se obtuvo el módulo de reacción de la subrasante:

$$k = \text{Modulo de reacción de la subrasante} = 35 \text{ Mpa/m}$$

- Base:

En general, si se cuenta con un suelo de subrasante uniforme y estable, el Manual de Construcción de Pavimento de Hormigón del ICPA considera, que solo resulta obligatoria la incorporación de una base no erosionable en el supuesto caso de que se encuentre prevista la circulación de vehículos pesados, lo cual corresponde con nuestro caso de análisis. Cabe aclarar

además que la base más que una contribución estructural, cumple la función de prevenir la erosión por bombeo en la interfaz losa-apoyo.

La base es la capa inmediatamente inferior a la losa de pavimento de hormigón. Se clasifican en función de si se encuentran o no tratadas con algún conglomerante.

Los tres tipos más difundidos son las granulares o no tratadas, las tratadas con cemento o con hormigón pobre, y las tratadas con asfalto.

En general, cuando es necesario, se construye con materiales tratados con cemento. El manual del ICPA considera que no es necesario ni económico emplear espesores superiores a los 15 cm por lo que recomienda la siguiente tabla que en función de la cantidad de vehículos pesados previstos y define el tipo de suelo a emplear, así como su espesor:

Cantidad de Vehículos Pesados	Tipo de Suelo recomendado	Espesor
> 400	A1, A2-4, A2-5 y A3	Entre 10 y 15 cm
< 400	Ídem más A-4 y A-5	Entre 10 y 15 cm

De acuerdo a nuestro TMDA diseño = 76 vehículos/día, tendremos

Tipo de suelo recomendado: A1, A2-4, A2-5, A3, A-4 ó A-5

Espesor: entre 10 y 15 cm

Adopción espesor de = 15 cm

Cabe aclarar, que como no se dispone de estos tipos de suelo, lo que se hace es materializarlo mediante la incorporación de un conglomerante, en este caso, el cemento.

La incorporación de esta capa para la conformación de la estructura de apoyo de la losa, provoca un incremento de la capacidad soporte. La metodología de la PCA (Portland Cement Association) brinda diferentes tablas para cada tipo de subbase en función si esta es granular (no tratada) o tratada con cemento.

Conociendo el valor de K y el espesor de la base, se determina el módulo de reacción combinado subrasante/base (Kcomb):

Espesor de la base → k subrasante [MPa/m] ↓	100 mm	150 mm	225 mm	300 mm
20	60	80	105	135
40	100	130	185	230
60	140	190	245	---

En este caso se verifica que, para un espesor de 15 cm de base tratada con cemento, entrando a la tabla con el espesor y módulo de subrasante que era de 35 Mpa/m, e interpolando se obtiene:

$$k_{\text{comb.}} = 117,5 \text{ Mpa / m.}$$

- Resistencia del hormigón de la calzada:

Dado que los pavimentos rígidos de hormigón se encuentran solicitados a flexión, el parámetro resistente que interesa en este tipo de estructuras es el Módulo de Rotura (MR). Este parámetro es sumamente importante en el criterio de fatiga, ya que permite controlar la configuración del pavimento bajo la acción repetitiva de cargas de tránsito.

Se opta para su diseño:

Hormigón Tipo H-30. Módulo de rotura medio del hormigón a los 28 días:  $\sigma'f = 45 \text{ kg/cm}^2$ .

- Cálculo del espesor de calzada:

Para la definición de un espesor de losa, el procedimiento basado en el método del PCA establece dos criterios de diseño básicos para tal fin:

- FATIGA: controlando tensiones en el pavimento debidas a la repetición de cargas dentro de los límites aceptables, previniendo la aparición de fisuras por fatiga del material.
- EROSION: Este sirve para limitar los efectos de deflexión del pavimento que se producen en los bordes de las losas, juntas y esquinas del pavimento; también para tener control sobre la erosión que se produce en la Subbase ó Subrasante y los materiales que conforman los hombros.

En la hoja de diseño que se adjunta el formato para el desarrollo del espesor de diseño y para utilizarla se utilizan datos de entrada y factores de diseño, como ser:

- Juntas con pasadores: SI
- Banquina de H°: NO
- Resistencia a la flexión del concreto o Módulo de rotura =  $\sigma'f = 45 \text{ kg/cm}^2 = 4,5 \text{ Mpa}$ .
- Módulo de reacción de la subrasante ( $k$ ) =  $k_{\text{comb.}} = 117,5 \text{ Mpa / m}$ .
- Factor de seguridad de carga ( $F_{\text{sc}}$ ) =  $F_{\text{sc}} = 1,2$
- Espesor de losa asumido =  $e = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm}$
- Distribución de cargas por eje:

Eje simple direccional (2 neumáticos por eje): 6 t.

Eje simple con ruedas duales (4 neumáticos por eje): 10,5 t.

Eje tandem doble (conjunto de 2 ejes simples con ruedas duales separados de 1,2 a 2,4 m entre sí 8 neumáticos en total): 18 t.

Eje tandem triple (conjunto de 3 ejes simples con ruedas duales separados de 1,2 a 2,4 m entre sí - 12 neumáticos en total): 25,5 t.

- Hoja de procesamiento de datos:

A continuación, se presenta la hoja del procesamiento de datos para el cálculo del espesor de pavimento rígido por el método del PCA 1984:

**MÉTODO DE LA PORTLAND CEMENTO ASSOCIATION 1984**

**READECUACION Y REFUNCIONALIZACION DE ARENERA Y TALLER NAVAL**

**Datos para el Cálculo del Espesor del Pavimento**

1. CBR Subrasante	4,0 %	▲
2. Datos de la Subbase	15 cm	▼
<input type="radio"/> Sin Subbase	<input type="radio"/> Subbase Granular	<input checked="" type="radio"/> Subbase Cementada
3. Módulo de Reacción (Subrasante o Combinación Subrasante/Subbase)	12,57 kg/cm <sup>3</sup>	▼
4. Resistencia Media a flexión a 28 días, "MR"	45 kg/cm <sup>2</sup>	▼
5. Período de diseño	20 años	▼
6. Datos de tránsito		
Número de trochas (2, 4 o 6):	2 trochas	▼
Tránsito Medio Diario Anual actual, TMDA (veh/día):	40 veh/d	▼
Vehículos Pesados	90 %	▼
Vehículos Pesados que transitan por la trocha más cargada	87 %	▼
Vehículos pesados en la dirección más cargada	50 %	▼
Tasa de crecimiento de Vehículos Pesados	3,0 %	▼
7. Factor de Seguridad de cargas:	1,2	▼
8. Transferencia de Carga		
<input checked="" type="checkbox"/> Con Pasadores		
<input type="checkbox"/> Con Banquina de Hormigón Vinculada		

**CONFIGURACION DE CARGAS POR EJE**

**Ejes por cada 1000 Vehículos Pesados**

**(excluyendo todos los vehículos de 2 ejes-4 cubiertas)**

Ejes simples		Ejes Dobles		Ejes Triples	
Cargas (tn)	Cantidad de Ejes	Cargas (tn)	Cantidad de Ejes	Cargas (tn)	Cantidad de Ejes
16		30		39	
15		28		36	
14		26		33	
13		24		30	
12		22		27	
11	20	20		24	
10		18	10	21	
9		16		18	
8		14		15	
7		12		12	
6	30	10		9	
5		8		6	
4		6			
3		4			
Total ejes:	50	Total ejes:	10	Total ejes:	20

<b>Espesor de Diseño</b>	<b>20,0 cm</b>	▼
	<b>Fatiga =</b>	<b>1,0 %</b>
	<b>Erosión =</b>	<b>0,48 %</b>

# Cálculo del Espesor del Pavimento

## Projecto: READECUACION Y REFUNCIONALIZACION DE ARENERA Y TALL

Espesor estimado =	20,0 cm	Junta con pasadores
"K" combinado Subr/Subb =	12,57 kg/cm3	Sin banqueta de Hormigón
Módulo de Rotura "MR" =	45 kg/cm2	Subbase cementada
FSC =	1,2	Espesor = 15 cm
Período de Diseño :	20 años	

Cargas por eje	Carga por FSC	Repeticiones Esperadas	Análisis de Fatiga		Análisis de Erosión	
			Repeticiones Admisibles	Consumo de Fatiga	Repeticiones Admisibles	Daño por Erosión
1	2	3	4	5	6	7

<b>EJES SIMPLES</b>	8. T. Equiv =	15,07 kg/cm2	10. F. Erosión:	2,80
	9. F.R.T. =	0,335		
16,0	19,2	0	586	0,0%
15,0	18,0	0	1973	0,0%
14,0	16,8	0	6688	0,0%
13,0	15,6	0	22802	0,0%
12,0	14,4	0	78200	0,0%
11,0	13,2	3073	296569	1,0%
10,0	12,0	0	2431030	0,0%
9,0	10,8	0	Ilimitado	0,0%
8,0	9,6	0	Ilimitado	0,0%
7,0	8,4	0	Ilimitado	0,0%
6,0	7,2	4609	Ilimitado	0,0%
5,0	6,0	0	Ilimitado	0,0%
Suma Parcial			1,0%	0,2%

<b>EJES DOBLES</b>	11. T. Equiv =	12,35 kg/cm2	13. F. Erosión:	2,88
	12. F.R.T. =	0,274		
30,0	36,0	0	63177	0,0%
28,0	33,6	0	172373	0,0%
26,0	31,2	0	647756	0,0%
24,0	28,8	0	7070592	0,0%
22,0	26,4	0	Ilimitado	0,0%
20,0	24,0	0	Ilimitado	0,0%
18,0	21,6	1536	Ilimitado	0,0%
16,0	19,2	0	Ilimitado	0,0%
14,0	16,8	0	Ilimitado	0,0%
12,0	14,4	0	Ilimitado	0,0%
10,0	12,0	0	Ilimitado	0,0%
8,0	9,6	0	Ilimitado	0,0%
Suma Parcial			0,0%	0,1%

<b>EJES TRIPLES</b>	14. T. Equiv =	9,35 kg/cm2	16. F. Erosión:	2,93
	15. F.R.T. =	0,208		
39,0	46,8	0	Ilimitado	0,0%
36,0	43,2	0	Ilimitado	0,0%
33,0	39,6	0	Ilimitado	0,0%
30,0	36,0	0	Ilimitado	0,0%
27,0	32,4	3073	Ilimitado	0,0%
24,0	28,8	0	Ilimitado	0,0%
21,0	25,2	0	Ilimitado	0,0%
18,0	21,6	0	Ilimitado	0,0%
15,0	18,0	0	Ilimitado	0,0%
12,0	14,4	0	Ilimitado	0,0%
9,0	10,8	0	Ilimitado	0,0%
Suma Parcial			0,0%	0,2%

Fatiga =	1,0%	Erosión =	0,5%
----------	------	-----------	------

El espesor de losa asumido para efectuar el tanteo, se considerará no adecuado si los totales del factor de fatiga, así como los totales del factor de erosión son mayores al 100%; esto quiere decir que el espesor de losa asumido es deficiente, por lo que habrá que hacer otro tanteo con un espesor mayor.

- **Conclusión:**

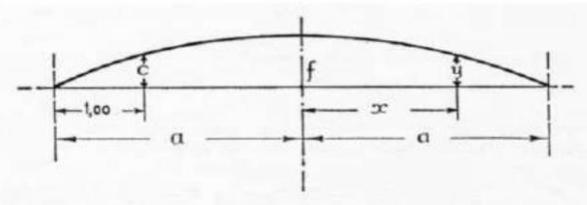
En el análisis realizado, el total del factor de fatiga arroja un 1% y el total del factor de erosión un valor de 0.48%, por lo que el espesor de losa asumido para efectuar el tanteo se considera adecuado.

### 9.2.3 Perfil transversal

El perfil superior de la sección transversal de la calzada es convexo, se denomina bombeo y se mide por su flecha.

En las calzadas de anchos comunes, con cordones laterales, ese perfil superior es una curva representada generalmente, por una parábola cuadrática. En este caso, para encauzar las aguas pluviales y otras, es conveniente que la elevación de la curva con respecto a la cuneta y a una distancia de 1,00 m de ésta sea de 0,05 m (pendiente de 5%). De acuerdo con esta condición el "bombeo" representado por la flecha "f" está dado por la siguiente fórmula.

$$f = \frac{c \cdot a^2}{2a - 1}$$



Cálculo de la flecha (fuente: diseño de pavimentos de H° Colombo, ICPA).

Siendo "a" el semi-ancho de la calzada y para el valor de  $c = 0,05$  m se obtienen los siguientes valores de flecha:

Ancho de calzada (m)	Flecha "f" (m)
6	0,09
7	0,10
8	0,11
9	0,13
10	0,14
11	0,15
12	0,16
13	0,18
14	0,19
15	0,20
16	0,21

Tabla de valores de las flechas según ancho de calzada (fuente: diseño de pavimentos de H° Colombo, ICPA).

Entrando con el ancho de calzada de las calles internas es de 11 metros, obtenemos el valor de la flecha igual a 0,15m.

### 9.3 Iluminación

Se dispondrá de Iluminación en zonas de tránsito y circulación maquinaria pesada, zona de amarre de embarcación y en las áreas de trabajo en general.

Los materiales y artefactos a utilizar, como así también la ejecución de los trabajos para la instalación del tendido eléctrico, se regirá estrictamente bajo las Especificaciones Técnicas para Iluminación de la Dirección Nacional de Vialidad.

En todos los casos se prevé el empleo de columnas rectas metálicas, construidas con caños nuevos, de acero con o sin costura, de acuerdo a las características que se expresan más adelante.

Se propone el empleo de columnas de 9 m de altura libre, de simple y doble artefacto según el caso. En todos los casos el artefacto irá montado en el extremo de un pescante desmontable tipo capuchón, de 60 cm de largo a 15°.

La alimentación eléctrica se hará en forma aérea, y comandadas a partir de un tablero central ubicado en el centro administrativo de las instalaciones (Compatible con el servicio de energía eléctrica de parte de la proveedora local).

Luminarias: Se emplearán luminarias para alumbrado público vial, tipo strand MBA 70/5. Construidas en fundición de aluminio, con lámparas y equipos de sodio de alta presión. de 250W. Cada artefacto dispondrá en el interior de la columna de una protección eléctrica, por medio de un fusible del tipo tabaquera J-15 A.

Tendido de cables: las alimentaciones eléctricas de las columnas se harán en forma subterránea, mediante cables subterráneos normalizados, los que se tenderán en el lecho de una zanja, con tapada mínima de 70 cm respecto del nivel de calle. Por la misma zanja se tenderá un conductor de cobre desnuda de 10 mm<sup>2</sup>, el se empleará como sistema de puesta a tierra colectivo. Este conductor será vinculado a tierra por medio de perforaciones a segunda napa en número y ubicación de manera de lograr un valor de impedancia no mayor a los 10 ohms. Cada columna se conectará a este conductor por medio de la morsetería adecuada a la turca y jabalina de toma prevista en cada columna.

Tablero de comando: El comando y protección eléctrica de las columnas se hará en forma colectiva a partir de un tablero de comando, de secciones adecuadas para el alojamiento de contactor, medidor de energía eléctrica, y protecciones contra sobrecargas en base a fusibles del tipo NH a la entrada y termomagnéticas de medidas adecuadas a la salida.

Tratamiento superficial: Todas las columnas serán terminadas con pintura anticorrosiva y 2 manos de esmalte sintético.

Columnas: Columna de 9 m de altura libre con las siguientes características constructivas.

1º Tramo: Long. total 5.00 m, espesor mínimo de 6 mm y 140 mm de diámetro, ventana de inspección de 90 mm x 160 mm a 1 m del nivel de empotramiento. Deberá disponer de una ventana para acometida subterránea.

2º Tramo: Long. total visible: 3.00 m, espesor mínimo de 6 mm y 114 mm de diámetro.

3º Tramo: Long. total visible: 2.00 m, espesor mínimo de 5 mm y 76 mm de diámetro, y en cuyo extremo superior dispondrá de un brazo de 50 cm de longitud, a 15º, de 60 mm de diámetro y 5 mm de espesor mínimo, con tapa superior de inspección y cableado. Se deberá construir un orificio para acometida aérea de 10 mm de diámetro.

Bases: La sección de las bases será de hormigón de dimensiones 0,70m x 0,70m de base y 1.40m de altura, sobresaliendo 0,20m por encima del nivel del terreno. El empotramiento de la columna será de 0.80m.

Las distancias mínimas de instalación de las columnas serán las siguientes; 0,80 m del cordón y 1 m detrás de defensa costera.

Ver Anexo. Plano N°6.3 – Iluminación.

#### 9.4 Cerramiento

Se dispondrá del cerramiento mediante un cerco perimetral de los lotes por separados que constituyen a la totalidad del predio.

El cerco estará construido por postes de hormigón armado, tejido de alambre cincado de malla romboidal y alambres de púas.

Para el replanteo del cerco y de la ubicación de los postes, se tuvo en cuenta las distancias máximas exigidas para cada tipo de postes, así como la presencia de puertas y/o portones de acceso para una correcta circulación peatonal y de vehículos.

Los postes serán de hormigón armado prefabricado con agujeros previstos para ganchos estira alambres y con el sector superior inclinado a 45º provisto de tres agujeros para el paso y sujeción del alambre de púas.

Los postes a colocar tendrán una longitud de 3,30m. Los postes esquineros y de refuerzo tendrán una sección de 0,15m por 0,15m y se reforzarán con diagonales de 0,08m por 0,08m de lado y 2,5m de largo y los postes intermedios de sustentación tendrán una sección de 0,10m por 0,10m.

Los postes intermedios de sustentación irán colocados cada 3,00m, en tanto que los de refuerzo se colocarán a una distancia de 21,00m, llevando diagonales de hormigón.

Para las bases de los postes se realizará la excavación de acuerdo a los planos de proyecto. Tendrán 0,40m por 0,40m de lado con una profundidad de 1,00m. Se colocarán 4 barras nervuradas de Ø 10mm con estribos en espiral de Ø 6mm conformadas con acero ADN 420 y

respetando los recubrimientos previstos mínimos de 3cm. Hormigonado con hormigón del tipo H-17.

Se colocará un alambrado tejido romboidal con malla calibre 13 x 2 ½" de rombo y de 2,00m de alto, estirado en cada arranque mediante planchuela de cero zincado sujetado al poste.

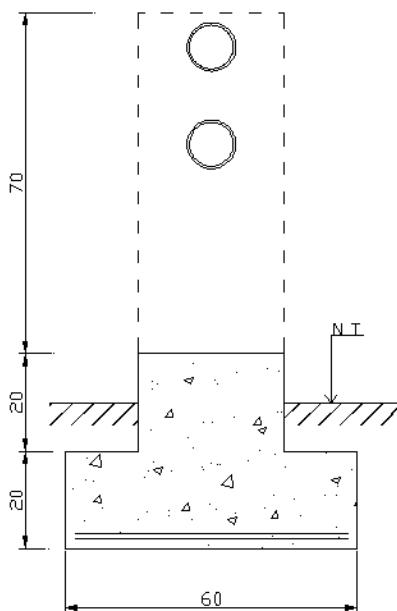
En el sector superior de los postes, sobre el tramo inclinado a 45º, se colocarán tres hilos de alambre de púas. Finalmente se colocan tres hilos de alambre liso; en el recorte inferior, en la línea media, y en el recorte superior del tejido, de brindarle rigidez al mismo.

Ver Anexo. Plano N°6.4 – Cerramiento.

## 9.5 Barandas

Se plantea la colocación de una baranda a lo largo de toda la zona de intersección de la calle Leandro N. Alem con la defensa de ribera, quedando así delimitada la zona de libre tránsito y brindando seguridad a los usuarios.

La misma tendrá una base y pilares de hormigón y tubos de acero. Los pilares se colocarán cada dos metros. Se detallan las dimensiones en la figura siguiente:



Esquema baranda tipo

## 10 CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

En primera medida se lleva a cabo el cómputo del anteproyecto, el cual presenta las cantidades de cada una de las tareas que deben ser ejecutadas. El mismo se obtienen mediante un proceso de medición sobre planos, en un todo de acuerdo con los criterios definidos en las normas de medición. Por lo tanto, incluye una serie de operaciones que determinan longitudes, superficies y volúmenes, y aplicando criterios especiales que se obtienen con el conocimiento de los métodos constructivos.

Posteriormente se realizó el análisis de precios, teniendo presente la existencia de rubros en los que la determinación de los precios no es directa, ya que demanda la utilización de equipos y de la mano de obra, además de los materiales.

Para los materiales se tuvieron presentes los valores de la zona de emplazamiento del anteproyecto, en caso de no poseerlos se contempló el traslado correspondiente a pie de obra.

El análisis del valor de utilización de equipos se realizó en base al valor del equipo, la potencia, el valor del combustible y la cotización e inflación. Obteniendo un valor en el cual se encuentran incluidos lubricantes, reparación y repuestos, amortización y costo horario del combustible.

Los costos de la mano de obra, se obtuvo de acuerdo al Convenio Colectivo de Trabajo 76/75 según ZONA "A" y sus respectivas cargas sociales.

Todos los valores antes mencionados corresponden al mes de agosto del 2021.

Para la realización del presupuesto se dividieron los ítems en tres grupos generales:

- A. TAREAS GENERALES
- B. DEFENSA
- C. INFRAESTRUCTURA

A continuación, el presupuesto del presente anteproyecto.

OBRA: READECUACION Y REFUNCIONALIZACION DE ARENERA Y TALLER NAVAL  
UBICACIÓN: PASO DE LOS LIBRES - CORRIENTES  
FECHA: AGOSTO de 2021

CÓMPUTO Y PRESUPUESTO - TAREAS GENERALES-

Item	RUBRO	CÓMPUTO		COSTOS		INCIDENCIA	
		Unidad	Cant	\$/Unidad	\$/Item	\$/Rubro	% Item
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>						
1.1	Limpieza del Terreno	m2	4719,00	\$ 226,75	\$ 1.070.033,25	23,07%	
1.3	Cartel de Obra según Detalle	U	1,00	\$ 16.037,57	\$ 16.037,57	0,35%	
1.4	Construcción de Obrador	m2	180,00	\$ 6.017,74	\$ 1.083.193,20	23,36%	
<b>2</b>	<b>DEMOLICIONES</b>						
2.1	Demolición y retiro de edificación existente (Tradicional)	m2	150,00	\$ 350,00	\$ 52.500,00	1,13%	
<b>3</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRA</b>						
3.1	Relleno, nivelación y compactación a máquina	m3	7719,00	\$ 312,97	\$ 2.415.807,71	52,09%	
<b>TOTAL COSTO - COSTO</b>		<b>\$ 3.567.538,48</b>				<b>\$ 4.637.571,73</b>	<b>100,00%</b>

OBRA: READECUACION Y REFUNCIONALIZACION DE ARENERA Y TALLER NAVAL  
UBICACIÓN: PASO DE LOS LIBRES - CORRIENTES  
FECHA: AGOSTO de 2021

CÓMPUTO Y PRESUPUESTO -DEFENSA-

Item	RUBRO	CÓMPUTO		COSTOS		INCIDENCIA	
		Unidad	Cant	\$/Unidad	\$/Item	\$/Rubro	% Item
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>						
1.1	Desbosque, destronque y limpieza de terreno	m2	2705,00	\$ 241,36	\$ 652.872,27	1,51%	
1.2	Replanteo de la Obra	m2	100,00	\$ 220,12	\$ 22.012,00	0,05%	
1.5	Cerco de obra	ml	800,00	\$ 730,91	\$ 584.728,00	1,36%	
<b>2</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRA</b>						
2.1	Desmonte de terraza	m3	192,00	\$ 98,12	\$ 18.838,61	0,04%	
2.2	Desmonte de barranca	m3	264,00	\$ 90,85	\$ 23.984,34	0,06%	
2.3	Excavación común y de barranca	m3	1508,00	\$ 75,10	\$ 113.254,55	0,26%	
2.4	Relleno con suelo seleccionado	m3	4600,00	\$ 3.091,35	\$ 14.220.193,26	32,98%	
2.5	Relleno y compactación con suelo de barranca	m3	1520,00	\$ 288,79	\$ 438.955,10	1,02%	
2.6	Retiro de material excedente	m3	1210,00	\$ 263,37	\$ 318.682,77	0,74%	
<b>3</b>	<b>GAVIONES</b>						
3.1	Gavión caja	m3	3300,00	\$ 5.802,63	\$ 19.148.676,35	44,41%	
4.2	Gavión colchón e = 0,30m	m2	1500,00	\$ 3.795,83	\$ 5.693.743,80	13,20%	
<b>4</b>	<b>MENBRANA GEOTEXTIL</b>					<b>\$ 1.885.457,30</b>	<b>4,37%</b>

5.1 Geotextil G-200	m2	1950,00	\$ 445,82	\$ 869.351,87	2,02%
5.2 Geotextil G-400	m2	1650,00	\$ 615,82	\$ 1.016.105,43	2,36%
<b>TOTAL COSTO - COSTO</b>					
				<b>\$ 43.121.398,36</b>	<b>100,00%</b>

OBRA: READECUACION Y REFUNCIONALIZACION DE ARENERA Y TALLER NAVAL  
 UBICACIÓN: PASO DE LOS LIBRES - CORRIENTES  
 FECHA: AGOSTO de 2021

CÓMPUTO Y PRESUPUESTO -INFRAESTRUCTURA-

Item	RUBRO	COMPUTO		COSTOS		INCIDENCIA	
		Unidad	Cant	\$/Unidad	\$/Item	\$/Rubro	% Item
<b>1 TRABAJOS PRELIMINARES</b>						<b>\$ 619.417,68</b>	<b>2,26%</b>
1.1 Replanteo de la Obra	m2	2814,00	\$ 220,12	\$ 619.417,68			2,26%
<b>2 APERTURA DE CALLE</b>						<b>\$ 521.727,58</b>	<b>1,91%</b>
2.1 Apertura de calle	m2	2814,00	\$ 122,11	\$ 343.603,73			1,26%
2.3 Perfilado de calle existente	m2	2814,00	\$ 63,30	\$ 178.123,84			0,65%
<b>3 CONSTRUCCIÓN DE CORDON CUNETA</b>						<b>\$ 2.341.202,86</b>	<b>8,56%</b>
3.1 Apertura de caja	ml	320,00	\$ 1.062,61	\$ 340.034,26			1,24%
3.2 Preparación de la subrasante	ml	320,00	\$ 1.036,03	\$ 331.531,09			1,21%
3.3 Base arena cemento	ml	320,00	\$ 1.738,41	\$ 556.291,15			2,03%
3.4 Cordón cuneta integral de H°	ml	320,00	\$ 3.479,21	\$ 1.113.346,36			4,07%
<b>4 CONSTRUCCIÓN DE BADEN</b>						<b>\$ 178.761,20</b>	<b>0,65%</b>
4.1 Apertura de caja	ml	17,50	\$ 1.699,90	\$ 29.748,25			0,11%
4.2 Preparación de la subrasante	ml	17,50	\$ 1.554,05	\$ 27.195,91			0,10%
4.3 Base arena cemento	ml	17,50	\$ 1.608,35	\$ 28.146,07			0,10%
4.4 Baden de H°	ml	17,50	\$ 5.352,63	\$ 93.670,97			0,34%
<b>5 CALLE DE RIPIO</b>						<b>\$ 2.879.518,98</b>	<b>10,52%</b>
5.1 Apertura de caja	m2	2814,00	\$ 256,80	\$ 722.644,37			2,64%
5.2 Preparación de la subrasante	m2	2814,00	\$ 524,98	\$ 1.477.293,61			5,40%
5.3 Rasante de ripio	m2	2814,00	\$ 241,50	\$ 679.581,00			2,48%
<b>6 VEREDAS Y RAMPAS DE ACCESO VEHICULAR</b>						<b>\$ 8.255.794,68</b>	<b>30,17%</b>
6.1 Relleno, nivelación y compactación a máquina	m2	960,00	\$ 1.043,23	\$ 1.001.500,80			3,66%
6.2 Piso de Losetas H°A°	m2	800,00	\$ 2.283,70	\$ 1.826.959,85			6,68%
6.2 Rampa de H°A°	m3	160,00	\$ 33.920,84	\$ 5.427.334,03			19,84%
<b>7 ILUMINACIÓN</b>						<b>\$ 981.470,01</b>	<b>3,59%</b>
7.1 Excavación p/bases	m3	10,76	\$ 10.739,66	\$ 115.601,70			0,42%
7.3 Artefacto Columna iluminación	U	12,00	\$ 40.455,25	\$ 485.462,96			1,77%
7.4 Cableado e instalación	ml	292,00	\$ 1.302,76	\$ 380.405,35			1,39%
<b>8 CERRAMIENTO</b>						<b>\$ 3.877.766,27</b>	<b>14,17%</b>
8.1 Tejido perimetral c/postes de H° h:2,00m c/cordón	ml	550,00	\$ 5.436,94	\$ 2.990.318,41			10,93%
8.2 Portón	U	4,00	\$ 181.111,81	\$ 724.447,23			2,65%
8.2 Puerta	U	3,00	\$ 54.333,54	\$ 163.000,63			0,60%
<b>9 BARANDA</b>						<b>\$ 865.003,38</b>	<b>3,16%</b>
9.1 Excavación p/bases	m3	0,90	\$ 10.739,66	\$ 9.665,69			0,04%
9.2 Baranda de caño de acero	ml	17,50	\$ 48.876,44	\$ 855.337,69			3,13%
<b>10 DEFENSA Y PUNTO DE AMARRE</b>						<b>\$ 6.839.207,63</b>	<b>25,00%</b>
6.1 Pilotes de madera	U	36,00	\$ 10.000,00	\$ 360.000,00			1,32%
6.2 Excavación	m3	96,00	\$ 22.600,00	\$ 2.169.600,00			7,93%
6.2 Hormigonado	m3	72,00	\$ 44.297,33	\$ 3.189.407,63			11,66%
6.3 Instalación	U	12,00	\$ 39.350,00	\$ 472.200,00			1,73%
6.3 Botazos	ml	72,00	\$ 9.000,00	\$ 648.000,00			2,37%
<b>11 VARIOS</b>						<b>\$ 211.734,03</b>	<b>0,77%</b>
11.1 Parquización s/especificaciones	U	1,00	\$ 211.734,03	\$ 211.734,03			0,77%
<b>TOTAL COSTO - COSTO</b>						<b>\$ 27.571.604,29</b>	<b>100,00%</b>

ACTIVIDAD		COSTO COSTO	INCIDENCIA
		\$	%
A	TAREAS GENERALES	\$ 4.637.571,73	6,17%
B	DEFENSA	\$ 43.121.398,36	57,40%
C	INFRAESTRUCTUREA	\$ 27.359.870,26	36,42%
	<b>TOTAL COSTO - COSTO</b>	<b>\$ 75.118.840,36</b>	<b>100,00%</b>

<b>PRESUPUESTO DE OBRA</b>			
Costo Costo de la obra		\$	75.118.840,36
GG máx	20%	\$	15.023.768,07
	Costo	\$	90.142.608,43
Beneficios	10%	\$	9.014.260,84
	Precio sin imp	\$	99.156.869,27
Impuestos			
Iva	21%	\$	20.822.942,55
Ingresos brutos	3,75%	\$	4.499.242,94
Precio de la obra		\$	124.479.054,76
<b>PRESUPUESTO DE OBRA</b>		<b>\$</b>	<b>125.000.000,00</b>

<b>ACTIVIDADES</b>		<b>COSTO COSTO</b>	<b>INCIDENCIA</b>
		<b>\$</b>	<b>%</b>
A	TAREAS GENERALES	\$ 4.637.571,73	6,17%
B	DEFENSA	\$ 43.121.398,36	57,40%
C	TAREAS GENERALES	\$ 27.359.870,26	36,42%
	<b>TOTAL COSTO - COSTO</b>	<b>\$ 75.118.840,36</b>	<b>100,00%</b>

## 11 EVALUACIÓN FINANCIERA

Se llevará a cabo el análisis financiero, el cual tiene por objetivo determinar la rentabilidad del proyecto mediante el estudio de los ingresos, costos de operación, inversiones y flujo de cajas para luego realizar el cálculo de los indicadores de rentabilidad (VAN y TIR), que ayudan a tomar una decisión para realizar la inversión en este proyecto o no.

### 11.1 Crédito Bancario

La inversión será financiada por un crédito bancario teniendo un monto del 70% del valor necesario para la obra, en 10 años, con un interés del 35%, pero el flujo de caja se realiza en términos reales y con una inflación del 30%, finalmente teniendo un interés del 5%. Plan de cuotas mediante sistema francés, en donde la cuota anual es constante.

Presupuesto de obra	\$ 125.000.000,00
Crédito bancario	\$ 87.500.000,00
Cuotas	\$ 4.375.000,00

### 11.2 Flujo de fondos

Se realiza el flujo de fondos de entradas y salidas de caja o en efectivo, es decir, la acumulación neta de activos líquidos en un periodo de 10 años. Teniendo como referencia valores aproximados generados actualmente por la arenera y taller naval en estudio, inversión para obra del 30% del monto de la misma y pagos mensuales de cuotas crediticias.

### 11.3 Indicadores de rentabilidad

Los indicadores de rentabilidad son una manera de medir como se produce el retorno de los valores invertidos en el proyecto. Para el presente trabajo se analizará si el proyecto es rentable o no con los indicadores VAN y TIR.

#### 11.3.1 Valor Actual Neto (VAN)

Una vez obtenido el flujo de fondos en podemos calcular el valor actual neto de dicho flujo con la siguiente fórmula.

$$VAN = \sum_{t=1}^n \frac{V_t}{(1+k)^t} - I_0$$

$V_t$  representa los flujos de caja en cada periodo t.

$I_0$  es el valor del desembolso inicial de la inversión.

$n$  es el número de períodos considerado.

Este valor nos da la equivalencia en el tiempo 0 o presente de los flujos futuros calculados en el flujo de caja.

Las diferentes posibilidades que arroja el valor del VAN se corresponde con su significado y la decisión que se debería tomar.

Valor	Significado	Decisión a tomar
VAN > 0	La inversión produciría ganancias por encima de la rentabilidad exigida (r)	El proyecto puede aceptarse
VAN < 0	La inversión produciría pérdidas por debajo de la rentabilidad exigida (r)	El proyecto debería rechazarse
VAN = 0	La inversión no produciría ni ganancias ni pérdidas	Dado que el proyecto no agrega valor monetario por encima de la rentabilidad exigida (r), la decisión debería basarse en otros criterios, como la obtención de un mejor posicionamiento en el mercado u otros factores.

En este anteproyecto arroja un valor de, **VAN = \$ 64.129.963**

#### 11.3.2 Tasa Interna de Retorno (TIR)

La tasa interna de retorno o tasa interna de rentabilidad (TIR) de una inversión es el promedio geométrico de los rendimientos futuros esperados de dicha inversión, y que implica por cierto el supuesto de una oportunidad para "reinvertir".

También se la puede conceptualizar como la tasa de interés para la cual el Valor Actual Neto (VAN) arroja un valor nulo.

El criterio general para saber si es conveniente realizar un proyecto es el siguiente:

- Si  $TIR \geq r \rightarrow$  Se aceptará el proyecto. La razón es que el proyecto da una rentabilidad mayor que la rentabilidad mínima requerida (el coste de oportunidad).
- Si  $TIR < r \rightarrow$  Se rechazará el proyecto. La razón es que el proyecto da una rentabilidad menor que la rentabilidad mínima requerida.

$r$ , representa el costo de oportunidad = 37%

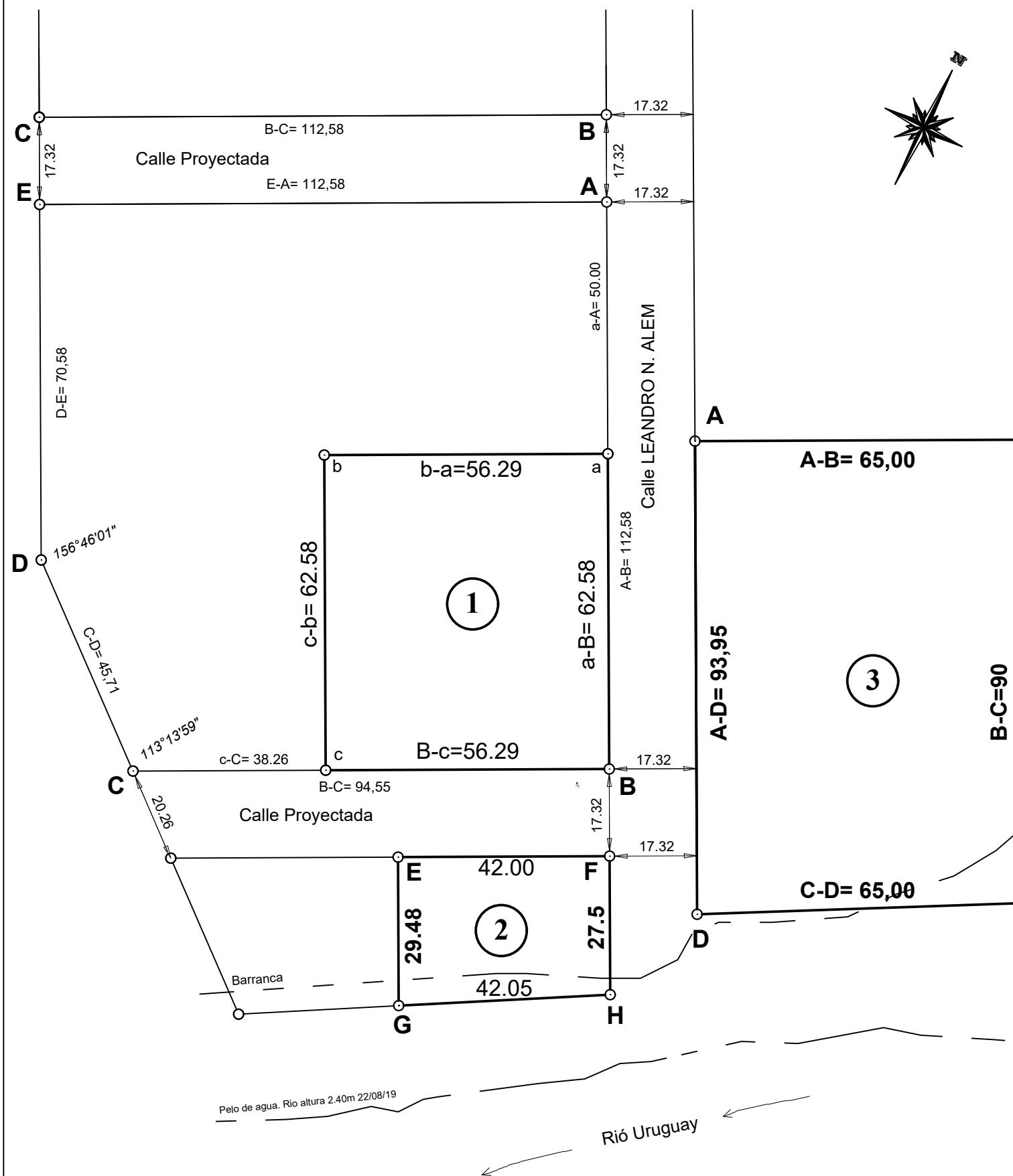
En este anteproyecto arroja un valor de, **TIR = 71%**

#### 11.4 Conclusión

Debido a que el Valor Actual Neto (VAN) arroja un valor positivo, **VAN = \$ 64.129.963**, y la Tasa Interna de Retorno (TIR) es mayor a la tasa de oportunidad, **TIR = 71%**, se considera el anteproyecto READECUACIÓN Y REFUNCIONALIZACIÓN DE ARENERA Y TALLER NAVAL, rentable.



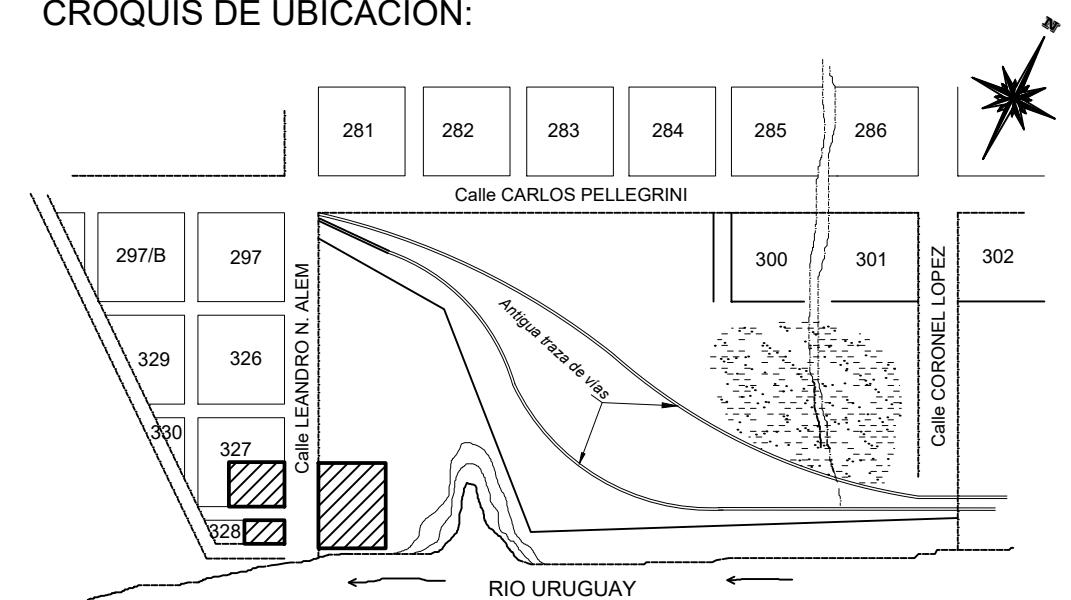
# ANEXO

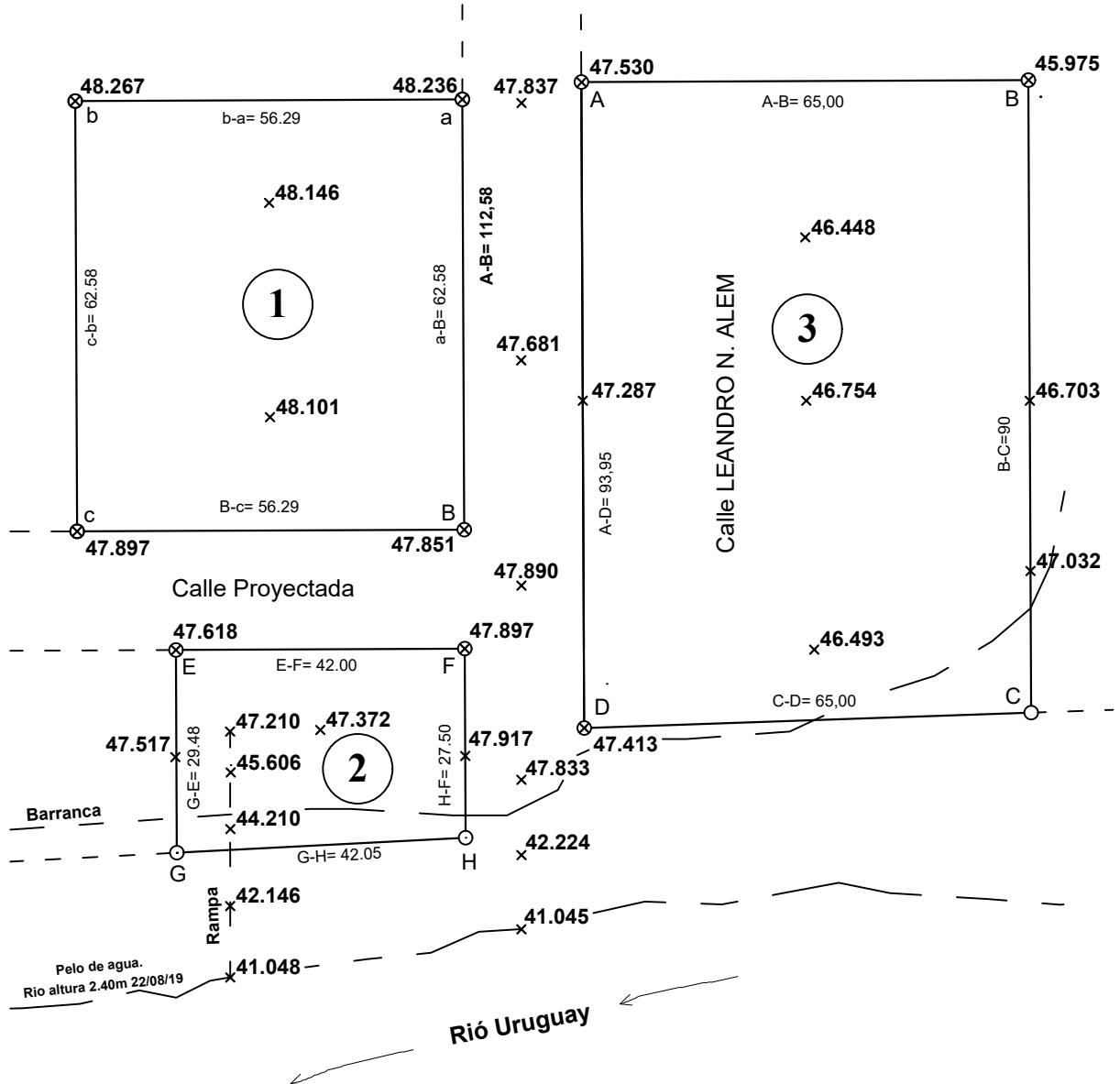


### BALANCE DE SUPERFICIES

Sup. Polígono abcB	3.522,00 m <sup>2</sup>
Sup. Polígono EFGH	1.197,00 m <sup>2</sup>
Sup. Polígono ABCD	6.043,00 m <sup>2</sup>
<b>Sup. total</b>	<b>10.672 m<sup>2</sup></b>

### CROQUIS DE UBICACIÓN:





Facultad  
de Ingeniería  
Universidad Nacional  
del Nordeste

**TRABAJO FINAL DE GRADO  
ANTEPROYECTO:  
READECUACIÓN Y REFUNCIONALIZACIÓN DE  
ARENERA Y TALLER NAVAL**

**PLANO N°:  
2.0**

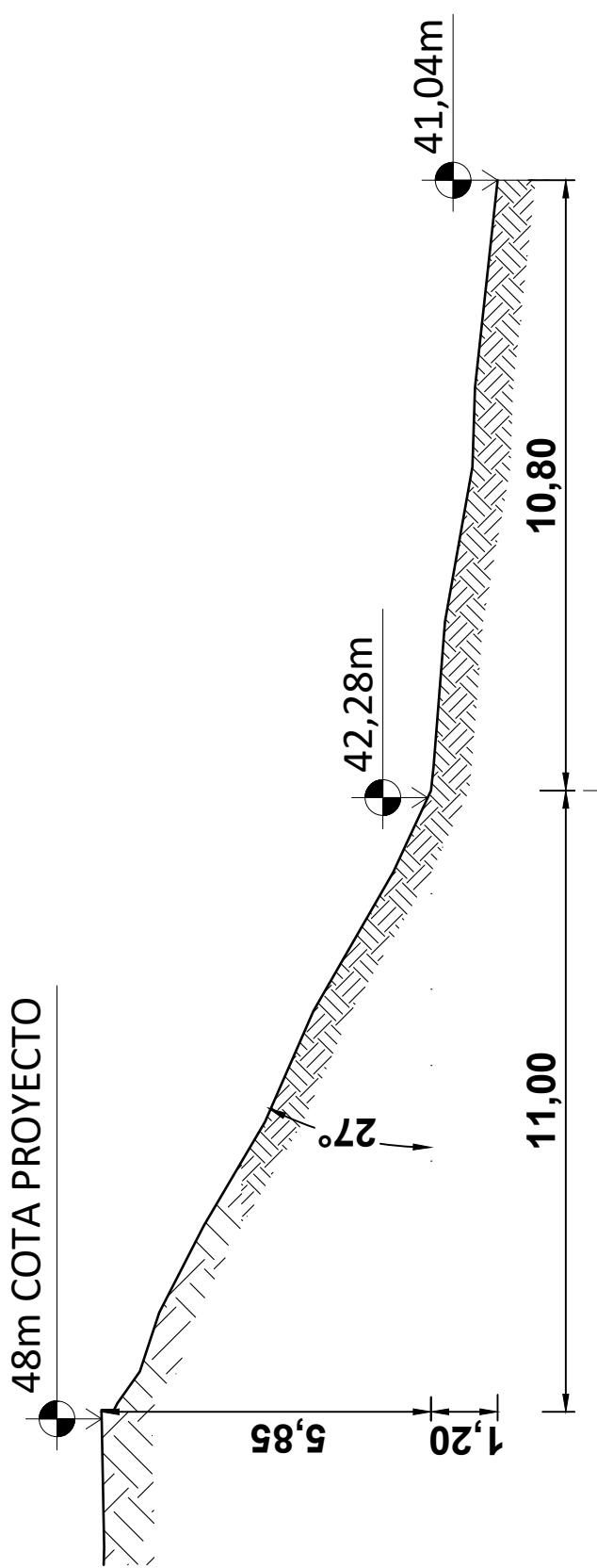
**PLANO: NIVELACIÓN**

**LOCALIDAD: PASO DE LOS LIBRES**

**PCIA: CORRIENTES**

**ESCALA  
1:1000**

## PERFIL TERRENO TIPO



Facultad  
de Ingeniería  
Universidad  
Nacional  
del Nordeste

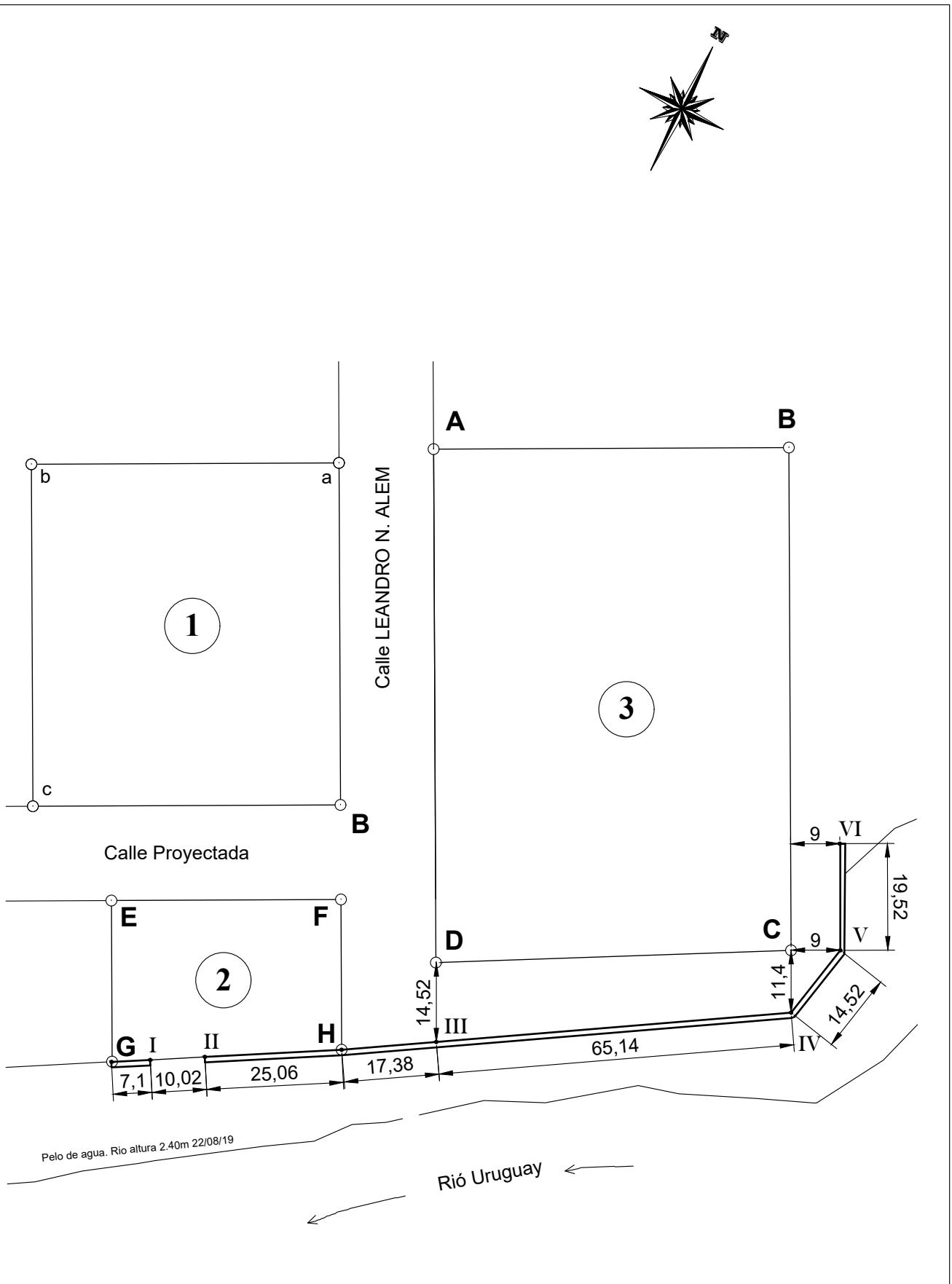
TRABAJO FINAL DE GRADO  
ANTEPROYECTO:  
READECUACIÓN Y REFUNCIONALIZACIÓN DE  
ARENERA Y TALLER NAVAL

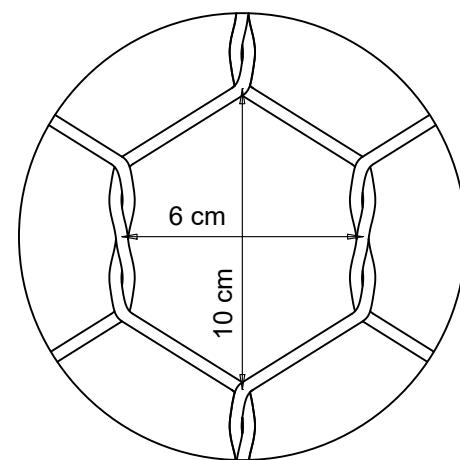
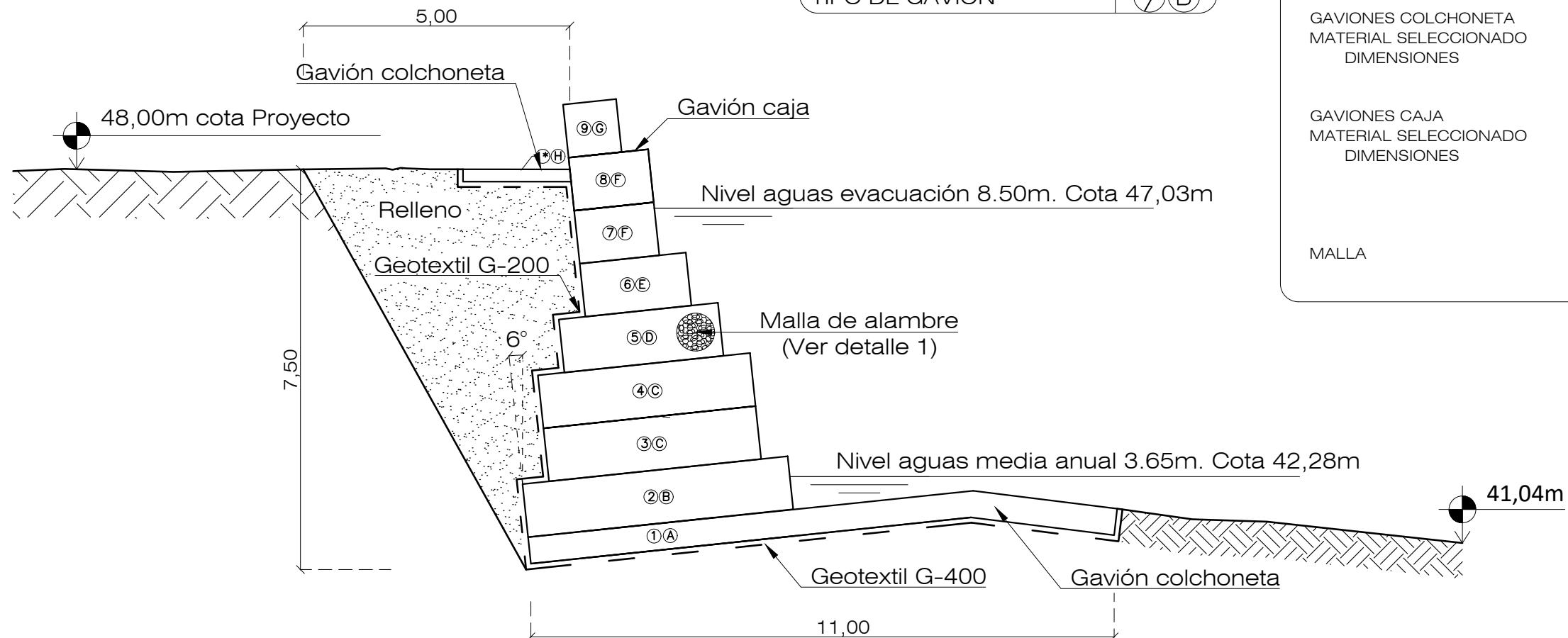
PLANO N°:  
**2.1**

PLANO: PERFIL LONGITUDINAL TIPO  
LOCALIDAD: PASO DE LOS LIBRES

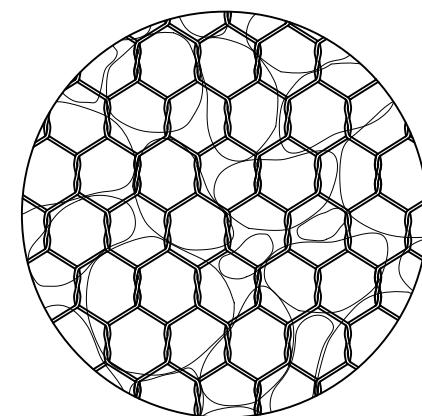
PCIA: CORRIENTES

ESCALA  
S/E

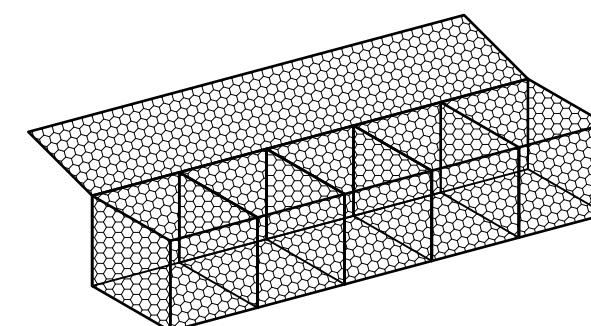




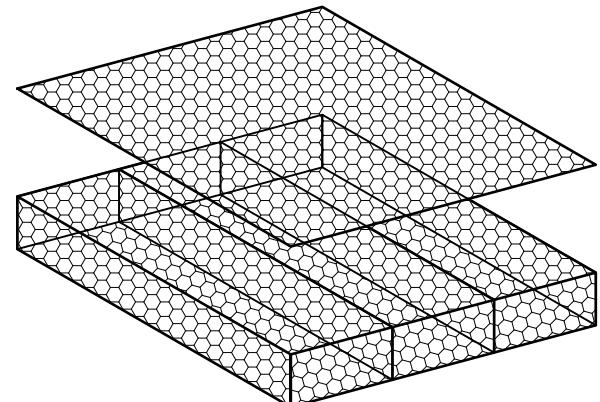
DETALLE N° 1  
ESC. 1/25



DETALLE DE MALLA  
ESC. 1/10



GAVIONES TIPO CAJA



GAVIONES TIPO COLCHON



Facultad  
de Ingeniería  
Universidad Nacional  
del Nordeste

**TRABAJO FINAL DE GRADO  
ANTEPROYECTO:  
READECUACIÓN Y REFUNCIONALIZACIÓN DE  
ARENERA Y TALLER NAVAL**

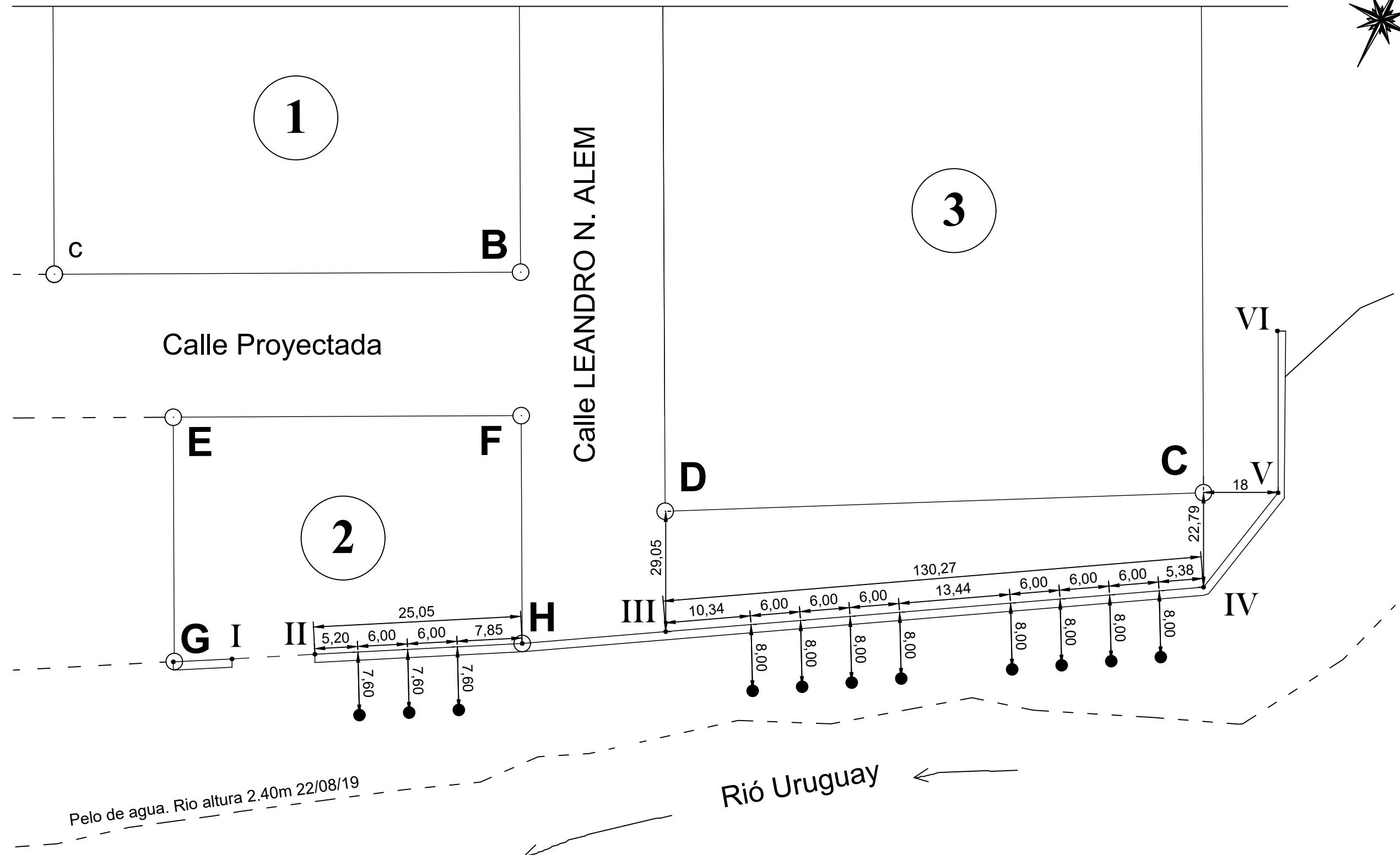
PLANO: ESTRUCTURA TIPO. GAVIONES  
LOCALIDAD: PASO DE LOS LIBRES

PCIA: CORRIENTES

**4.0**

PLANO N°:

ESCALA  
1:100



# **TRABAJO FINAL DE GRADO**

## **ANTEPROYECTO:**

### **READECUACIÓN Y REFUNCIONALIZACIÓN DE**

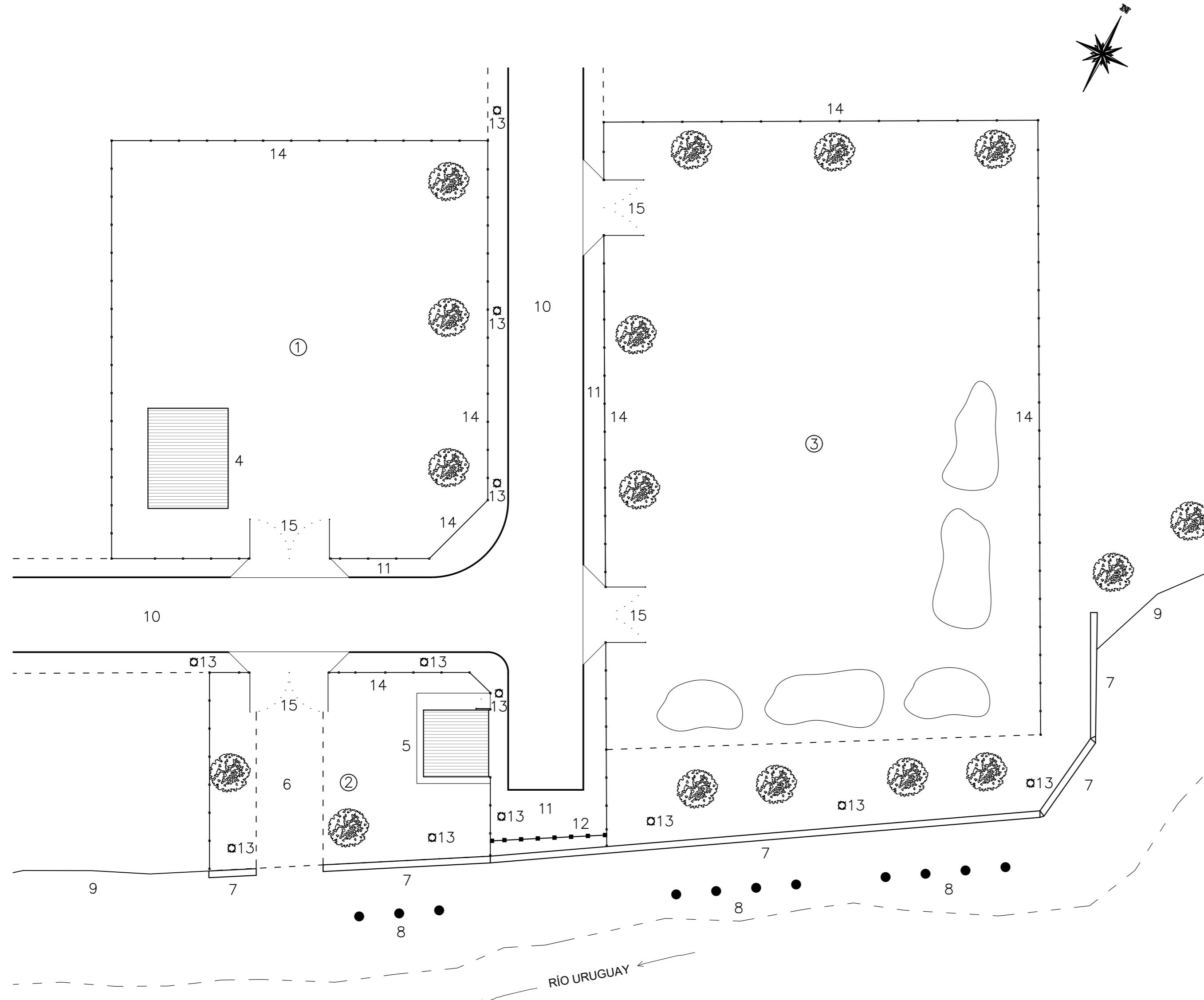
### **ARENERA Y TALLER NAVAL**

PLANO: DEFENSA Y PUNTO DE AMARRE  
LOCALIDAD: PASO DE LOS LIBRES

## PCIA: CORRIENTES

## PLANO N°: **5.0**

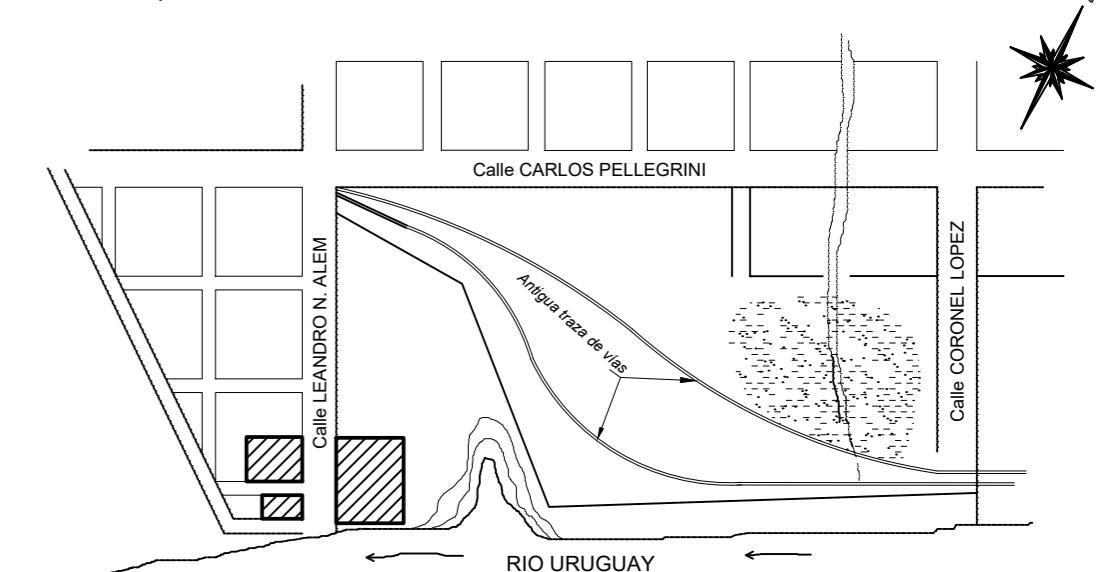
ESCALA  
1:2000

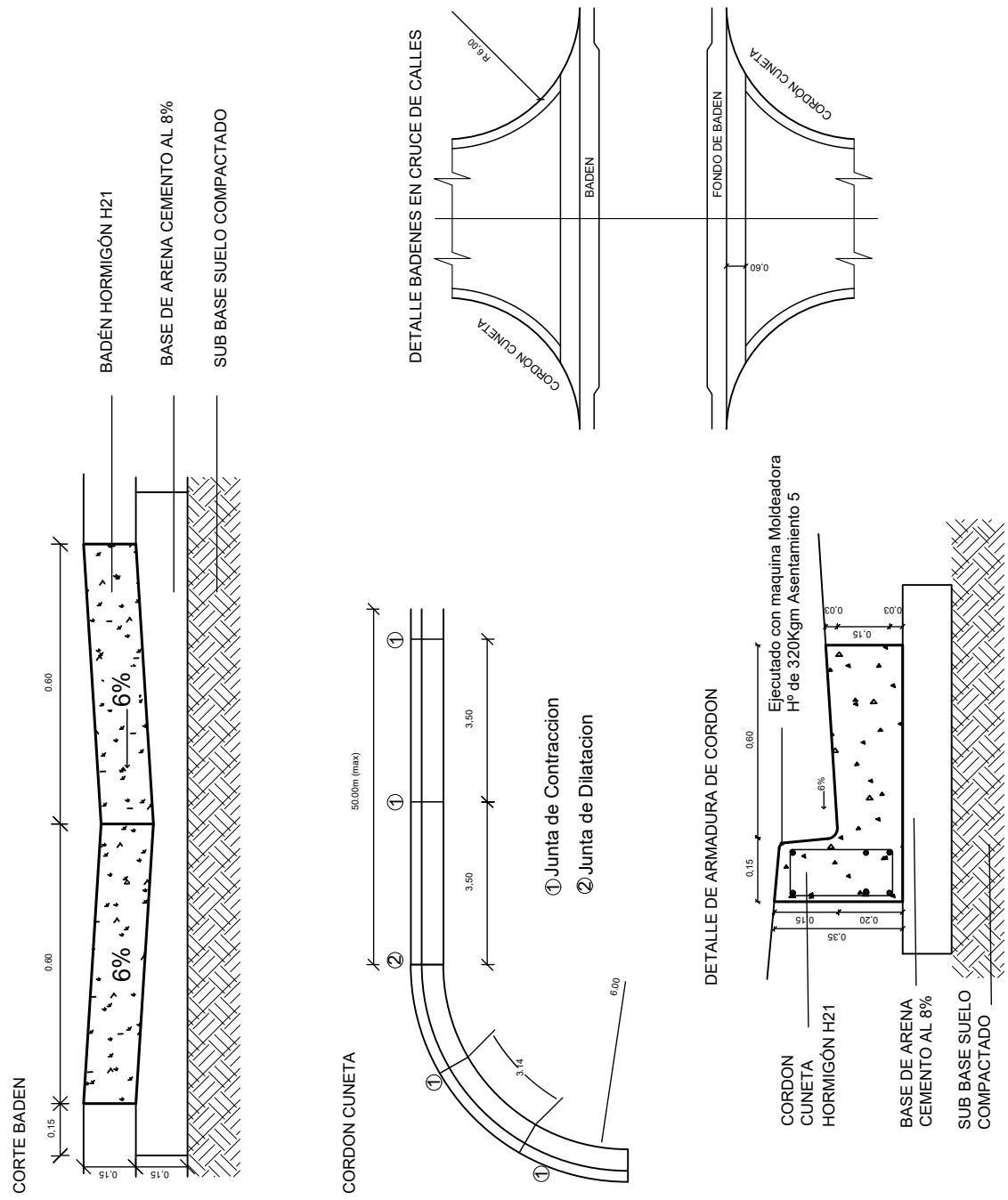


REFERENCIAS:

1. Área tareas Taller Naval
2. Área de administración
3. Área de acopio de arena
4. Edificio taller naval
5. Edificio administración
6. Rampa para embarcaciones
7. Defensa de gaviones
8. Defensa para embarcaciones y pto. de amarre
9. Línea de barranca existente
10. Calzada de ripio con cordón cuneta
11. Vereda
12. Baranda
13. Poste de iluminación
14. Tejido cerramiento
15. Portones de acceso vehicular

CROQUIS DE UBICACIÓN:





Facultad  
de Ingeniería  
Universidad Nacional  
del Nordeste

# **TRABAJO FINAL DE GRADO**

## **ANTEPROYECTO:**

### **READECUACIÓN Y REFUNCIONALIZACIÓN DE**

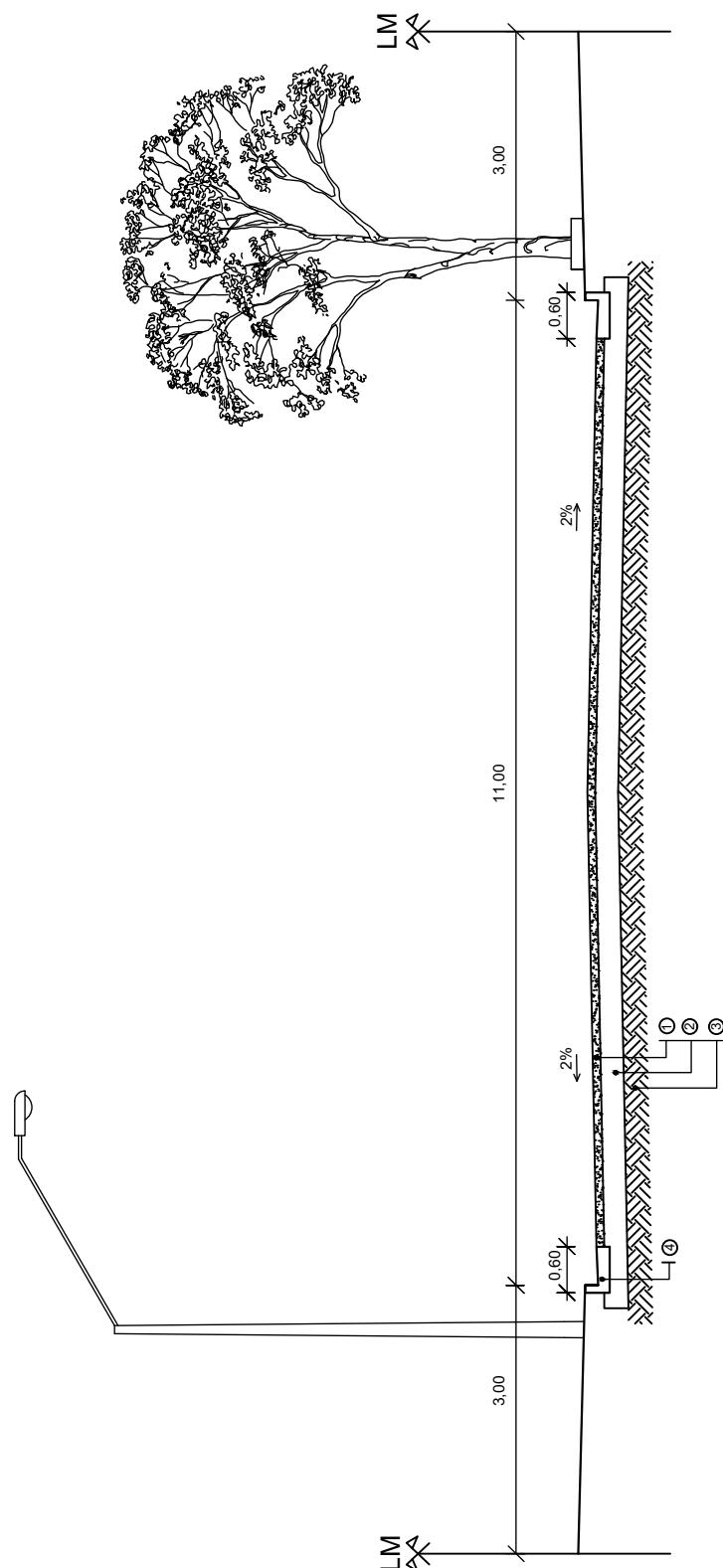
### **ARENERA Y TALLER NAVAL**

PLANO: CORDÓN CUNETA Y BADEN  
LOCALIDAD: PASO DE LOS LIBRES

## PCIA: CORRIENTES

## ESCALA S/E

## PLANO N°: **6.1**



REFERENCIAS

- 1) Capa de ripio  $e = 10$  cm
- 2) Sub-rasante mejorada con cal útil vial al 2%;  $e = 30$  cm.
- 3) Núcleo de suelo natural.
- 4) Cordon cuneta H°A°



Facultad  
de Ingeniería  
Universidad Nacional  
del Nordeste

**TRABAJO FINAL DE GRADO  
ANTEPROYECTO:  
READECUACIÓN Y REFUNCIONALIZACIÓN DE  
ARENERA Y TALLER NAVAL**

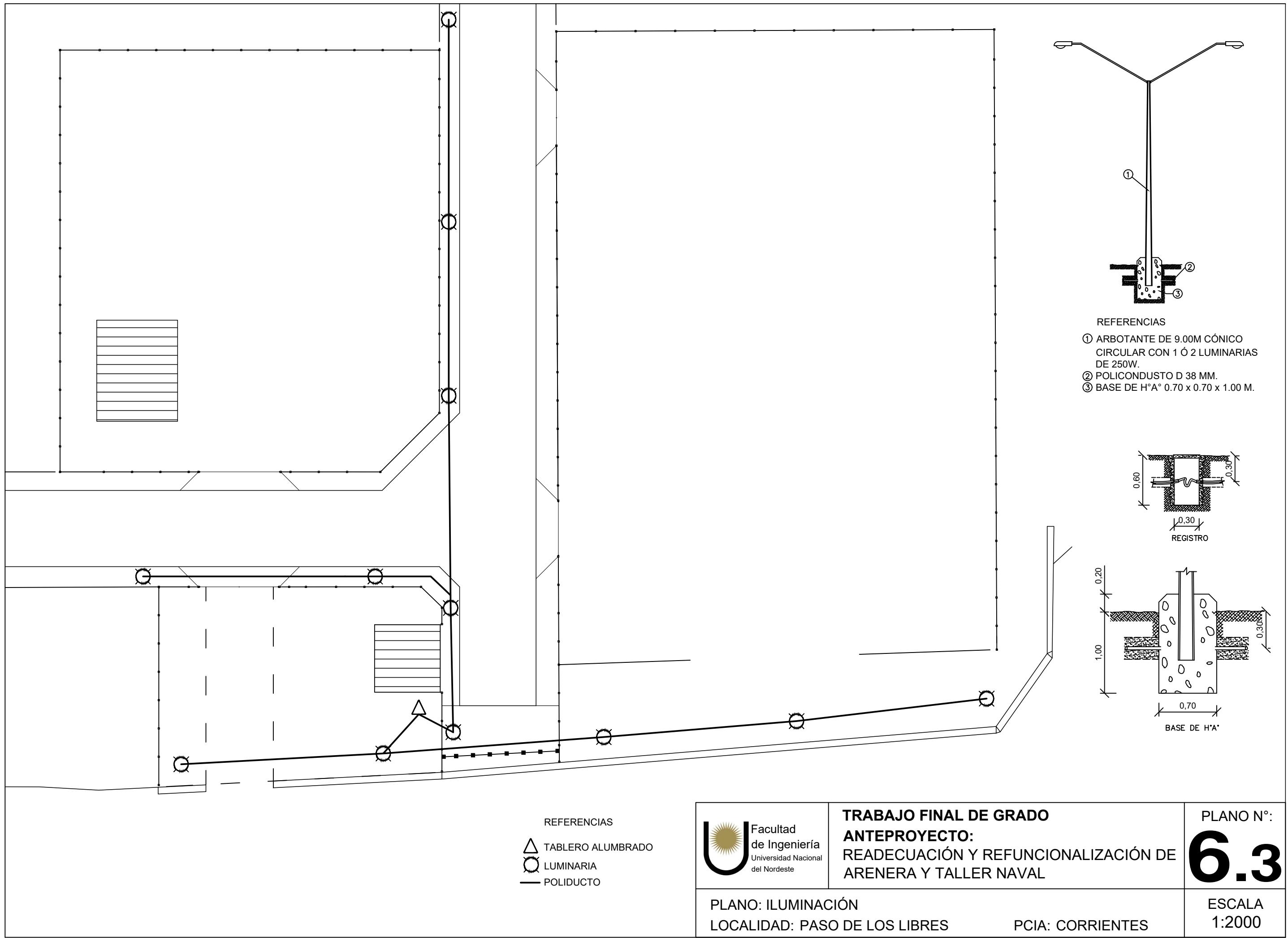
PLANO N°:  
**6.2**

PLANO: PERFIL CALZADA

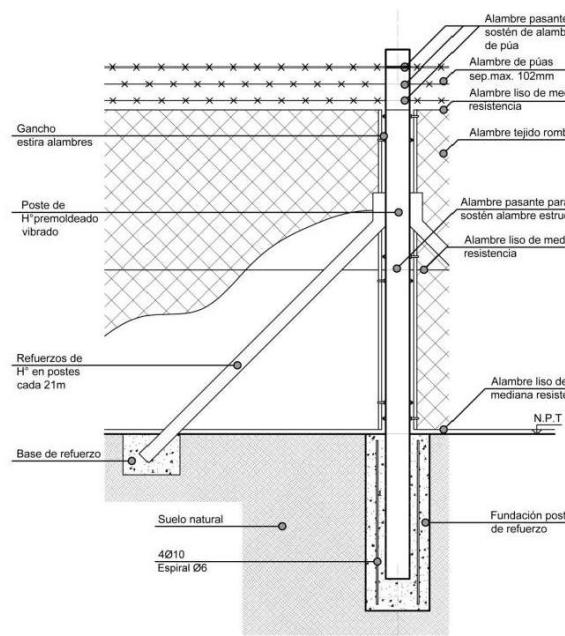
LOCALIDAD: PASO DE LOS LIBRES

PCIA: CORRIENTES

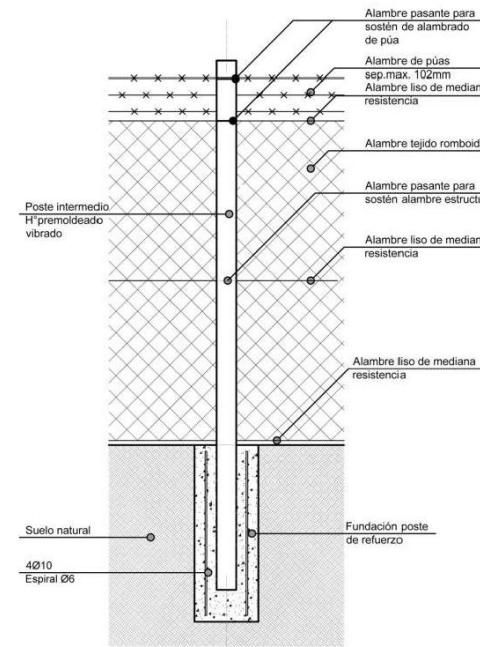
ESCALA  
S/E



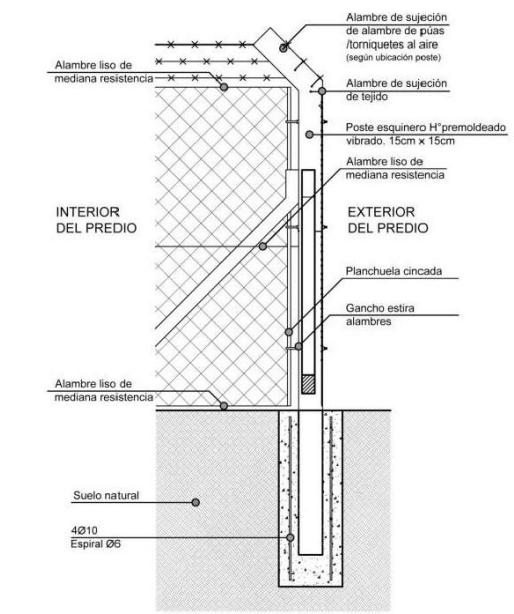
DETALLE 1:  
POSTE DE REFUERZO CADA 21m



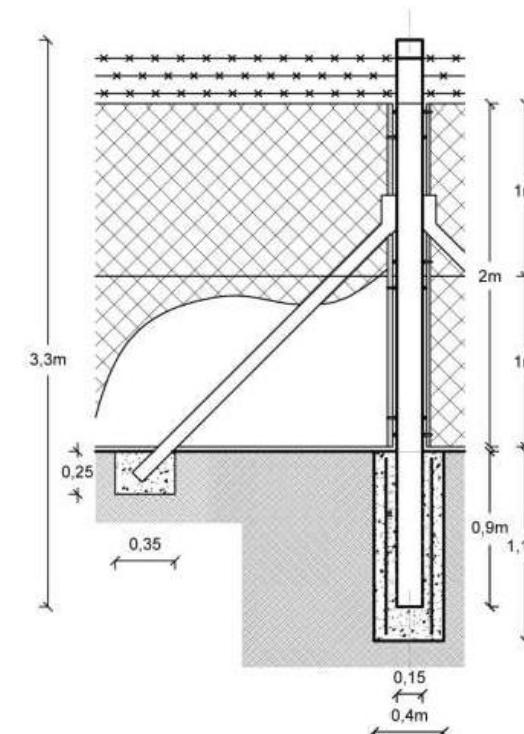
DETALLE 2:  
POSTE INTERMEDIO CADA 3m



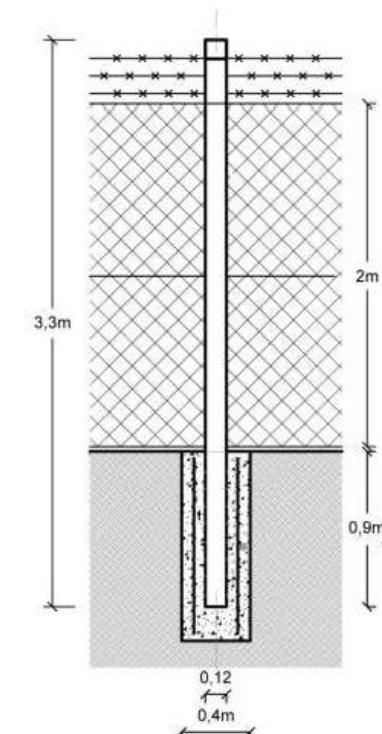
DETALLE 3:  
POSTE ESQUINERO



DETALLE 1:  
POSTE DE REFUERZO CADA 21m



DETALLE 2:  
POSTE INTERMEDIO CADA 3m



DETALLE 3:  
POSTE ESQUINERO

