



**PROVINCIA DE CORRIENTES
CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES**

**NUEVO PUERTO Y PARQUE
INDUSTRIAL DE LA CIUDAD DE
ITUZAINGÓ**

INFORME FINAL

SEPTIEMBRE 2019

por

CIVILTEC CONSULTORES SRL
Esmeralda 570 1º 1
1007 Buenos Aires
Argentina

+54 11 4326 7150
+54 9 11 4540 3515



Tabla de Contenidos

1.0	INTRODUCCIÓN.....	9
1.1	Objetivos	9
1.2	Organización del informe	10
2.0	ESTUDIOS DE SUELOS.....	13
3.0	RELEVAMIENTOS TOPOBATIMÉTRICOS Y MEDICIONES DE CORRIENTES Y CAUDALES	16
4.0	AJUSTE DEL LAYOUT.....	18
4.1	Antecedentes	18
4.2	Propuesta actual	20
4.2.1	Delineación del Parque Industrial	21
4.2.1	Delineación de la terminal portuaria	24
4.3	Layout del Parque Industrial y la terminal multipropósito	34
5.0	ESTUDIO HIDROSEDIMENTOLÓGICO	36
5.1	Introducción.....	36
5.2	Configuración del modelo.....	36
5.3	Ajuste del modelo.....	38
5.4	Condiciones de modelación	40
5.5	Escenarios de modelación	41
5.5.1	Escenario 0: Escenario actual	41
5.5.2	Escenario 1: Terminal portuaria.....	41
5.6	Resultados de la modelación hidrodinámica	42
5.7	Análisis de erosión	52
6.0	DISEÑO DE PROTECCIONES COSTERAS.....	56
6.1	Erosión y procesos morfológicos	56
6.2	Tipologías de soluciones de protecciones costeras	59
6.3	Diseño de las protecciones	62
6.3.1	Parámetros de diseño.....	62
6.3.2	Dimensionamiento del rip-rap	65
6.3.3	Planos.....	66
7.0	TABLESTACADO	67
8.0	DISEÑO DE MUELLE DE CONTENEDORES Y CARGA GENERAL ...	69
8.1	Defensas de muelles.....	69
8.2	Estados de cargas.....	70
8.2.1	Escenarios.....	70
8.2.2	Sobrecarga sobre losa.....	71
8.2.3	Fuerza de corrientes.....	71
8.2.4	Tiros de amarras.....	71
8.2.5	Grúa.....	71
8.2.6	SENNEBOGEN 870M	72
8.2.7	Acopio.....	74
8.2.8	Camiones	75
8.2.9	Reachstackers	75
8.2.10	Cargadoras frontales	76
8.2.11	Reacciones de defensas	76
8.3	Diseño geométrico	76
8.4	Diseño estructural	77



8.5	Optimización de la estructura	78
8.6	Planos	78
9.0	DISEÑO DE OBRAS VIALES	79
9.1	Camino de acceso.....	79
9.1.1	Definiciones	79
9.1.2	Diseño geométrico.....	79
9.1.3	Circulación propuesta	80
9.1.4	Vehículo de diseño	83
9.1.5	Perfiles Transversales Tipo	84
9.1.6	Pavimento.....	84
9.2	Entrada al puerto.....	90
9.3	Estacionamiento de camiones	90
9.4	Pavimentos de la terminal	93
9.4.1	Zona de circulación de camiones	93
9.4.2	Patio de cargas.....	95
9.4.3	Pavimentos de muelle	96
9.5.1	Desagües pluviales de la terminal portuaria	97
9.5.2	Diseño de desagües del camino.....	109
10.0	INSTALACIONES AUXILIARES DEL PUERTO	113
10.1	Energía e iluminación	113
10.1.1	Línea de alimentación, terminal portuaria y parque industrial .	113
10.1.2	Iluminación	113
10.1.3	Consumos eléctricos terminal portuaria	117
10.1.4	Dimensionamiento de la subestación transformadora terminal portuaria	119
10.1.5	Tablero general de distribución	119
10.1.6	Líneas de distribución de energía	120
10.2	Sistema contra incendio.....	122
10.2.1	Sala de bombas	122
10.2.2	Cañería troncal exterior y subterránea	123
10.2.3	Bocas de incendio	123
10.2.4	Características de los materiales	124
10.3	Suministro de agua potable	126
10.4	Desagües cloacales.....	127
10.4.1	Cámara séptica	128
10.4.2	Zanjas de infiltración.....	130
10.5	Otras instalaciones auxiliares	132
11.0	DISEÑO DEL PARQUE INDUSTRIAL.....	132
11.1	Infraestructura Vial, trazado y diseño de calles.....	132
11.1.1	Perfiles Transversales Tipo	133
11.1.2	Diseño planimétrico	134
11.1.3	Pavimento	135
11.2	Trazado y diseño de la red de desagües	140
11.2.1	Introducción.....	140
11.2.2	Cálculo de las dimensiones de los canales	141
11.3	Trazado y diseño de red cloacal troncal	144
11.3.1	Introducción.....	144
11.3.2	Población a atender	145
11.3.3	Caudales	147



11.3.4	Pautas tenidas en cuenta para el trazado de la red cloacal	148
11.3.5	Disposiciones de Diseño	148
11.3.1	Dimensionamiento del pozo de bombeo	152
11.3.2	Determinación de las características de la bomba	154
11.3.3	Diámetro de cañería adoptada	155
11.4	Suministro de agua potable	159
11.5	Energía y alumbrado público	160
11.5.1	Línea de alimentación para los servicios comunes del parque Industrial	160
11.5.2	Iluminación	160
11.5.3	Consumos eléctricos alimentados desde el Parque Industrial	161
11.5.4	Dimensionamiento de la subestación transformadora.....	163
11.5.5	Tablero general de distribución	164
11.5.6	Líneas de distribución de energía	164
11.6	Anteproyecto básico de la planta de tratamientos de cloacales.....	166
11.6.1	Introducción.....	166
11.6.2	Comparación de sistemas de tratamiento	166
11.6.3	Selección y diseño del sistema de tratamiento.....	169
11.7	Anteproyecto básico de planta de tratamiento y reciclado de residuos	171
11.7.1	Antecedentes	171
11.7.2	Corrientes de residuos	172
11.7.3	Estrategia de tratamiento y disposición de residuos sólidos ...	180
11.7.4	Estrategia de tratamiento y disposición de residuos orgánicos	185
11.7.5	Estrategia de tratamiento y disposición de efluentes	192
11.7.6	Dimensionamiento de la planta	192
12.0	EIA PRELIMINAR DE TERMINAL PORTUARIA E INFRAESTRUCTURA BÁSICA DEL PARQUE INDUSTRIAL	194
13.0	PROYECTO CONCEPTUAL DE INGRESO FERROVIARIO Y ESTACIÓN DE TRANSFERENCIA	197
14.0	PLAN DE EJECUCIÓN, CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	203
14.1	Plan de Ejecución	203

Índice de Tablas

Tabla 1:	Resumen de perforaciones realizadas para el estudio de suelos	14
Tabla 2:	Buques de diseño (contenedores).....	24
Tabla 3:	Buques de diseño (graneles).....	25
Tabla 4:	Caudal máximo erogado por Yacyretá, según recurrencia.....	26
Tabla 5:	Caudal máximo en la sección del nuevo puerto de Ituzaingó, según recurrencia	27
Tabla 6:	Niveles extremos según recurrencia para el Nuevo Puerto de Ituzaingó	27
Tabla 7:	Caudales modelados y niveles hidrométricos en la sección de borde	41
Tabla 8:	Velocidades promediadas en la vertical del Escenario 1 y su variación con respecto al Escenario 0. R = 2 años.....	48
Tabla 9:	Velocidades promediadas en la vertical del Escenario 1 y su variación con respecto al Escenario 0. R = 10 años.....	50



Tabla 10: Velocidades promediadas en la vertical del Escenario 1 y su variación con respecto al Escenario 0. R = 20 años.....	52
Tabla 11: Comparación de soluciones constructivas para protección costera10.....	60
Tabla 12: Factores de equivalencia de ejes de 8,2 t por tipo de vehículos, según DNV, para pavimento flexible.....	87
Tabla 13: Cantidad de ejes equivalentes.....	88
Tabla 14: Cantidad de ejes equivalentes en la terminal portuaria.....	94
Tabla 15: Características de la cuenca 1.....	98
Tabla 16: Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.....	101
Tabla 17: Constantes de las Curvas IDF (Litwin y Franco, 1987).....	101
Tabla 18: Tiempos de Concentracion.....	103
Tabla 19: Parámetros Hidrológicos para 5 años de recurrencia.....	103
Tabla 20: Conductos Pluviales.....	105
Tabla 21: Dimensionamiento de canales.....	107
Tabla 22: Dimensionamiento de los interceptores.....	108
Tabla 23: Cálculo de los caudales de cada subcuenca con el método racional.....	110
Tabla 24: Consumos de los equipos eléctricos de la terminal portuaria.....	118
Tabla 25: Conductores eléctricos.....	121
Tabla 26: Análisis de calidad de agua subterránea.....	126
Tabla 27: Consumos de agua.....	127
Tabla 28: Volúmenes para dimensionado de cámaras sépticas.....	128
Tabla 29: Medidas adoptadas para las cámaras sépticas.....	129
Tabla 30: Cálculo del ESAL para pavimento rígido.....	137
Tabla 31: Cálculo de los caudales de cada subcuenca con el método racional.....	142
Tabla 32: Cálculo de los canales sin revestimiento.....	143
Tabla 33: Cálculo de los canales revestidos con hormigón.....	144
Tabla 34: Cálculo de población por aserradero.....	145
Tabla 35: Distribución de lotes en el parque industrial.....	146
Tabla 36: Caudales de efluentes cloacales.....	147
Tabla 37: Valores pendientes máximas admisibles según diámetro cañería.....	149
Tabla 38: Tabla de Thormann y Franke para determina variación de Q y V en función de la altura de llenado.....	157
Tabla 39: Parámetros de diseño de la red cloacal.....	158
Tabla 40: Consumos de los equipos eléctricos alimentados desde el parque industrial.....	162
Tabla 41: Conductores eléctricos.....	165
Tabla 42: Destinos de los subproductos.....	173
Tabla 43: Destinos de los subproductos modificados.....	173
Tabla 44: Características del aserradero tipo.....	175
Tabla 45. Composición de los residuos sólidos urbanos por fracciones de materiales (Fuente: Estudio de GTZ (2004).....	177
Tabla 46. Composición de las corrientes de residuos según Invent.....	179
Tabla 47. Corrientes principales de residuos (toneladas/día).....	180
Tabla 48. Cantidades de residuos a tratar en la planta.....	181
Tabla 49. Número de fardos.....	185



Tabla 50. Cuadro comparativo de Alternativas.....	186
Tabla 51. Modelo de planta requerida (Fuente: GEA Sustentable)	188
Tabla 52. Oferta de subproducto	191
Tabla 53. Efluentes	192
Tabla 54. Clasificación de contenedores y estimación de Áreas.....	193
Tabla 55: Cómputo y presupuesto de la estación de transferencia y acceso ferroviario	202
Tabla 56: Cómputo y presupuesto del proyecto de Puerto y Parque Industrial	207

Índice de Figuras

Figura 1: Ubicación de las estaciones de muestreo	13
Figura 2: Mosaico de imágenes obtenidas por el dron y ortofoto	16
Figura 3: Parcelamiento propuesto por Maidana, 2012.....	19
Figura 4: Parcelamiento propuesto por Estudio de Prefactibilidad, 2012	20
Figura 5: Plano de mensura del lote adquirido para el desarrollo del nuevo puerto	21
Figura 6: Ubicación del Nuevo Puerto y Parque Industrial de Ituzaingó.....	26
Figura 7: Layout del Nuevo Puerto y Parque Industrial Ituzaingó	35
Figura 8: Grilla generada en dominio de cálculo	37
Figura 9: Mapeo de cotas topobatimétricas (referidas al cero del puerto de Ituzaingó).....	37
Figura 10: Mapa de Velocidades. Resultado del ajuste del modelo	39
Figura 11: Relación de velocidades	39
Figura 12: Imagen Landsat 7 del día 01/07/2013	40
Figura 13: Esquema del Escenario 1	42
Figura 14: Profundidades y velocidades para el Escenario 0. R = 2 años	43
Figura 15: Profundidades y velocidades para el Escenario 0. R = 10 años	44
Figura 16: Profundidades y velocidades para el Escenario 0. R = 20 años	45
Figura 17: Perfiles para comparación de escenarios	46
Figura 18: Resultados de los Escenarios 0 y 1. R = 2 años	47
Figura 19: Resultados de los Escenarios 0 y 1. R = 10 años	49
Figura 20: Resultados de los Escenarios 0 y 1. R = 20 años	51
Figura 21: Erosión generalizada en sección C. R = 20 años.....	54
Figura 22: Erosión generalizada en Detalle. R = 20 años.	54
Figura 23: Imagen de Google Earth del día 3/8/2010.....	57
Figura 24: Imagen de Google Earth del día 3/8/2011.....	57
Figura 25: Imagen de Google Earth del día 3/8/2014.....	58
Figura 26: Imagen de Google Earth del día 3/8/2016.....	58
Figura 27: Imagen de Google Earth del día 3/8/2018.....	59
Figura 28: Tubo geotextil MacTubes utilizado como escollera (Fuente: Maccaferri)	61
Figura 29: Protección con mantas flexibles (Fuente: Coripa)	61
Figura 30: Izq. protección con bloques Bentonplan (Fuente: Coripa); der. Riprap	62
Figura 31: Esquema del jet generado por una hélice (Froehlich et al.)	64



Figura 32: Variación de la velocidad respecto del diámetro de la hélice	65
Figura 33: Tablestacas tipo U (PU)	67
Figura 34: Defensas y rango de niveles (dibujo esquemático)	70
Figura 35: Grúa móvil sobre neumáticos.....	72
Figura 36: Dimensiones Sennebogen (mm)	73
Figura 37: Distribución de cargas de las Sennebogen	74
Figura 38: Reachstacker	75
Figura 39: Características de la curva horizontal	81
Figura 40: Curvas horizontales del primer tramo del camino	82
Figura 41: Altimetría del primer tramo del camino	82
Figura 42: Características Mínima trayectoria para vehículo de diseño W15...	83
Figura 43: Perfil tipo del camino de acceso.....	84
Figura 44: Determinación del número estructural SN.....	89
Figura 45: Estructura del pavimento del camino de acceso	90
Figura 46: Estacionamiento marcha atrás de semirremolque	91
Figura 47: Maniobra de entrada a estacionamiento	92
Figura 48: Maniobra de salida del estacionamiento	92
Figura 49: Salida de la calculadora de pavimentos	95
Figura 50: Delineación de subcuencas a partir del DEM del IGN.....	97
Figura 51: Detalle de las cuencas en la zona del puerto (DEM del proyecto) ..	98
Figura 52: Áreas de aporte en la terminal portuaria	99
Figura 53: Curvas IDF de Posadas Aero.....	102
Figura 54: Microcuencas de Aporte.....	104
Figura 55: Interceptor tipo	109
Figura 56: Resultados del programa de verificación	111
Figura 57: Esquema de desagües por cunetas	112
Figura 58: Sección transversal de cuneta	112
Figura 59: Proyector LED de alta potencia (Artelum)	114
Figura 60: Columna de alumbrado	115
Figura 61: Nivel de iluminación del muelle	115
Figura 62: Iluminación de la terminal portuaria.....	116
Figura 63: Luminaria LED	117
Figura 64: Distribución lumínica en el camino de acceso desde rotonda del Parque Industrial	117
Figura 65: Transformador de distribución.....	119
Figura 66: Cámara séptica tipo	130
Figura 67: Sección tipo – Cañería de Infiltración.....	131
Figura 68: Ventilación cañería perforada	131
Figura 69: Perfil tipo de avenida del parque industrial.....	133
Figura 70: Perfil tipo de calles internas del parque industrial	134
Figura 71: Rotonda y trazado de calles.....	134
Figura 72: Rotonda y trazado de calles.....	135
Figura 73: Junta longitudinal aserrada	139
Figura 74: Junta longitudinal de construcción	140
Figura 75: Junta transversal con pasadores	140
Figura 76: Delineación de subcuencas Parque Industrial a partir de datos relevados y definición Ubicación puntos de descarga Qi	141
Figura 77: Esquema de conexiones de establecimientos industriales a red troncal	150



Figura 78: Distribución lumínica en calles (arriba) y avenidas (abajo) del Parque Industrial.....	161
Figura 79 Distribución lumínica en el estacionamiento	161
Figura 80: Distribución lumínica en el camino de acceso.....	161
Figura 81: Planta Compacta de Tratamiento Cloacal - Vista Superior	166
Figura 82: Planta Compacta de Tratamiento Cloacal - Vista Lateral.....	167
Figura 83: Planta Compacta Prediseñada para Caudal medio 100m ³ /día y Caudal pico 270m ³ /día.....	170
Figura 84: Radio Producto–Residuo en Argentina	174
Figura 85: Contenedor plástico de 1 m ³	182
Figura 86: Contenedores de vidrio (izq.) y especiales (der.)	183
Figura 87: Prensa compactadora horizontal (Fuente: CAPIAL)	184
Figura 88: Planta de Biodigestión (Fuente, GEA SUSTENTABLE + ENERBAS)	187
Figura 89: Sistema de tratamiento anaeróbico de contenedor PUXIN II (625 kg/día)	190
Figura 90: Camión recolector	193
Figura 91: Red ferroviaria de Corrientes, incluyendo ramales desafectados (Fuente: Infraestructura de Datos Espaciales, capa Trenes Argentinos)	197
Figura 92: Gálbo para tren de trocha media	200

ANEXOS:

- Anexo 1: Tablestacado
- Anexo 2: Defensa de muelle
- Anexo 3: Memoria de cálculo del muelle
- Anexo 4: Especificaciones técnicas particulares

Anexo Planos



NUEVO PUERTO Y PARQUE INDUSTRIAL DE LA CIUDAD DE ITUZAINGÓ

INFORME PARCIAL

1.0 INTRODUCCIÓN

1.1 OBJETIVOS

El presente informe tiene por objeto presentar los resultados de las tareas terminadas y los avances de aquellas en ejecución que integran el “Proyecto del Nuevo Puerto y Parque Industrial de Ituzaingó” de acuerdo al contrato celebrado con el CFI con fecha 25 de Abril de 2019. El objeto de dicho trabajo es elaborar el proyecto definitivo de las instalaciones básicas de un puerto de contenedores y carga general y el diseño de la infraestructura básica de un parque industrial. Específicamente, el trabajo tiene los siguientes objetivos:

1. Elaborar un proyecto detallado para el llamado a licitación de construcción de la infraestructura costera y portuaria y los accesos terrestres de un nuevo puerto para la provincia de Corrientes, en las proximidades de la ciudad de Ituzaingó.
2. Proyectar la ingeniería definitiva de las instalaciones complementarias del puerto: energía, iluminación pública, agua potable, desagües pluviales y cloacales y lucha contra incendio.
3. Definir el *layout* final del parque industrial y zona franca.
4. Elaborar un proyecto para el llamado a licitación de construcción de la infraestructura de accesos viales y circulación interna del parque industrial y zona franca asociado al nuevo puerto de Ituzaingó.
5. Realizar el proyecto de ingeniería definitiva de las instalaciones complementarias del parque industrial: energía, iluminación pública, desagües pluviales, lucha contra incendio.
6. Definir a nivel de anteproyecto, de acuerdo al estudio de prefactibilidad existente (2012), la red cloacal y planta de tratamiento, la provisión de agua, y la instalación para gestión de los residuos.
7. Definir los montos de inversión en infraestructura de las obras.
8. Desarrollar la documentación técnica requerida para la conformación de los pliegos de licitación para la construcción de las obras.

Para lograr los objetivos se han definido las siguientes tareas a ser ejecutadas:

Etapa I – Estudios de Campo

1. Relevamientos topo batimétricos
2. Mediciones de corrientes y caudales
3. Interpretación de relevamientos de campo



Debe notarse que los estudios de suelos serán provistos por el comitente.

Etapas II - Proyecto de la terminal portuaria

4. Elaboración de *layout*
5. Modelación hidrodinámica y estudio sedimentológico
6. Proyecto de protecciones costeras
7. Proyecto de muelle
8. Proyecto de camino de acceso
9. Proyecto de playas de acopio, circulaciones y estacionamiento.
10. Especificaciones de Edificios
11. Proyecto de desagües pluviales
12. Proyectos de servicios complementarios
 - a. Proyecto para iluminación
 - b. Proyecto de provisión de energía eléctrica
 - c. Proyecto de red cloacal
 - d. Proyecto de red de provisión de agua potable
 - e. Proyecto de sistema de lucha contra incendio

Etapas III - Proyecto del parque industrial

13. Elaboración del *layout* general
14. Anteproyecto conceptual de acceso ferroviario y estación de transferencia
15. Proyecto de caminos y calles internas
16. Proyecto de la playa de acopio y playas de estacionamiento
17. Especificaciones de edificios comunes
18. Proyecto de los desagües pluviales
19. Proyecto de las instalaciones troncales del sistema de lucha contra incendios, iluminación, eléctrico
20. Anteproyecto básico del sistema de provisión de agua de la primera etapa
21. Anteproyecto básico del sistema de red cloacal y planta de tratamiento
22. Anteproyecto básico de la planta de disposición final de residuos

Etapas IV – Documentación técnica adicional para los proyectos

23. Análisis preliminar de Impactos ambientales de la terminal portuaria y el parque industrial
24. Cómputo y presupuesto de las obras
25. Plan de ejecución de las obras
26. Especificaciones técnicas particulares de las obras

1.2 ORGANIZACIÓN DEL INFORME

En la siguiente Sección 2 se resumen los resultados de los estudios de suelos realizados por un consultor contratado independientemente de este estudio. En la Sección 3, se explican los trabajos topobatimétricos realizados y se presentan los planos de relevamientos.



La Sección 4 describe el *layout* del polo portuario-industrial ajustado al terreno y al diseño de los distintos elementos que conforman el puerto.

Las siguientes secciones se dedican al proyecto del puerto y de las infraestructuras comunes al puerto y el parque industrial. De esta manera, la Sección 5 de este informe explica la preparación de la modelación hidrodinámica bidimensional del tramo del río sobre el que se asienta el puerto y explica los resultados obtenidos. Con esta modelación se determinaron las velocidades de corrientes con y sin proyecto, que son datos requeridos para el análisis de los procesos de erosión, para el diseño y para la EIA.

Seguidamente, en la Sección 6 se incluye el diseño de protecciones costeras con un revestimiento de riprap para defender la ribera de la erosión que utiliza los resultados de la modelación y tiene en cuenta los efectos de las hélices.

La Sección 7 está dedicada al diseño de la contención de suelos y cierre posterior del muelle con un tablestacado continuo. El Anexo 1 presenta la memoria de cálculo correspondiente.

En la Sección 8 se incluye el diseño del muelle que comprende el sistema de defensas, su geometría, el análisis de cargas, y el cálculo estructural. En el Anexo 2 está la memoria del sistema de defensa y en el Anexo 3 la memoria de cálculo estructural del muelle.

La Sección 9 incluye el diseño de las obras viales del puerto, incluyendo el camino de acceso, que se comparte con el parque industrial, los pavimentos, y las obras de desagüe.

La Sección 10 está dedicada al diseño de los servicios del puerto. Incluye la distribución de energía e iluminación, la provisión de agua, las instalaciones cloacales, y las de lucha contra incendio.

La Sección 11 está completamente orientada al diseño de la infraestructura básica del Parque Industrial: La distribución de energía e iluminación, la provisión de agua, las instalaciones cloacales, la planta de tratamiento, y la planta de reciclado. Como se observa, no se incluye instalaciones contra incendio, que corresponderán a cada usuario. En cambio, se prevé una estación de bomberos.

En la Sección 12 se incluye una breve reseña del Estudio de Impacto Ambiental Preliminar realizado que se presenta, en su totalidad, como un informe independiente.

De acuerdo a las solicitudes de los Términos de Referencia, en la Sección se analiza y describe un proyecto conceptual de acceso ferroviario. En principio, este proyecto no sería viable, aunque se dejan espacios para una consideración futura.



Finalmente, la Sección 14 abarca un plan de ejecución con inclusión de un diagrama Gantt, y un presupuesto realizado de los grandes rubros de obra. Este capítulo es complementado con las especificaciones técnicas que se incluyen en Anexo 4.

La ubicación de este emprendimiento se puede observar en el plano CT1904-IT-G- 01 Ubicación.



2.0 ESTUDIOS DE SUELOS

Los estudios de suelo permitieron confirmar las buenas aptitudes para las fundaciones, tanto para las profundas como para las directas o para la construcción de caminos. La Tabla 1 muestra el listado de los sondeos realizados y la Figura 1 la ubicación de las estaciones.

Figura 1: Ubicación de las estaciones de muestreo



Tabla 1: Resumen de perforaciones realizadas para el estudio de suelos

SONDEO	DENOMINACION	TIPO/LUGAR	PROF. (mts)	COTA B.POZO (mts)	COORDENADAS
SPT1	Ag 1	Auscultación/ Curso de agua	30.00	57.00	27° 36.527 ' S 56° 50.054' O
SPT2	Ag 2	Auscultación/curso de agua	30.00	57.00	27° 36.475' S 56° 50.222' O
SPT3	T1	Auscultación/ superficie terrestre	30.00	70.00	27° 36.506' S 56° 50.193' O
SPT4	T2	Auscultación/ superficie terrestre	30.00	71.00	27° 36.574' S 56° 50.000' O
SPT5	T3	Auscultación/ superficie terrestre	30.00	69.00	27° 36.559' S 56° 50.114' O
SPT6	E1	Auscultación/zona talleres	15.00	70.00	27° 36.714' S 56° 50.260' O
SPT7	E2	Auscultación/zona talleres	15.00	72.00	27 ° 36.741 S 56° 50.037'O
SPT8	E3	Auscultación/zona talleres	15.00	73.00	27 ° 36.87' S 56° 50.950' O
SPT9	E4	Auscultación/zona talleres	15.00	70.00	27 ° 36.899' S 56° 50.606' O
SPT10	E5	Auscultación/zona talleres	16.00	70.00	27 ° 36.842' S 56° 50.585' O
P11	C1	Camino/valores de subrasante	1.50	69.00	27 ° 36.772' S 56° 50.036' O
P12	C2	Camino/valores de subrasante	1.50	74.00	27 ° 37.095' S 56° 50.459' O
P13	C3	Camino/valores de subrasante	1.50	75.00	27 ° 37.456' S 56° 50.513' O
P14	C4	Camino/valores de subrasante	1.50	69.00	27 ° 37.786' S 56° 50.321' O
P15	C5	Camino/valores de subrasante	1.50	74.00	27 ° 37.143' S 56° 50.286' O
P16	C6	Camino/valores de subrasante	1.50	70.00	27 ° 36.835' S 56° 50.569' O
P17	C7	Camino/valores de subrasante	1.50	70.00	27 ° 36.813' S 56° 50.901' O
P18	C8	Camino/valores de subrasante	1.50	73.00	27 ° 36.879' S 56° 50.307' O

Los primeros cinco sondeos son los correspondientes a la zona de muelle (dos en agua y tres en tierra). El informe incluye la determinación de las tensiones admisibles lateral, de punta, de resistencia lateral (coeficiente de balasto), y los coeficientes de empuje pasivo y activo. Es de notar que no se pudo realizar ensayos triaxiales debido a la baja plasticidad del suelo.

El informe también indica la resistencia del suelo para fundaciones directas en la zona de edificaciones y los parámetros de diseño de caminos (humedad óptima de compactación Proctor, valor soporte CBR y DCP).

Para la fundación de edificios prescribe fundaciones directas considerando una resistencia del suelo que varía entre 0,65 y 0,85 kg/cm² correspondientes a profundidades de fundación de 0,5 a 1.5 m, respectivamente.

Por otro lado, los resultados de los ensayos CBR y DCP mostraron suelos aptos para la ejecución de sub-bases y bases de los caminos de accesos sin necesidad de estabilización (valor soporte entre 11 y 14%). Pero estos son suelos granulares sin ninguna cohesión.

Adicionalmente, el informe entrega información adicional sobre la granulometría de la arena de playa (arenas pobremente graduadas) y de la calidad del agua subterránea que indica que no es apta para consumo ya que la muestra fue rechazada por su falta de transparencia.

Finalmente, se puede concluir que los suelos son bastante homogéneos, en el sentido que las dos perforaciones en agua muestran entre ellas buena concordancia. Las muestras en agua indican arenas mal graduadas, limosas hasta los 28 m, interrumpidas por una capa basáltica entre -1.0 y -3.0. De la misma manera, los sondeos en tierra también muestran situaciones homogéneas, con arenas mal graduadas hasta 6 m de profundidad, un manto de basaltos entre 6 y 8 m, y gravas mal graduadas y compactas entre los 8 y los 30 m de profundidad.



3.0 RELEVAMIENTOS TOPOBATIMÉTRICOS Y MEDICIONES DE CORRIENTES Y CAUDALES

Con relación a la topografía, se hicieron levantamientos utilizando un dron de alas fijas con vuelos programados para cubrir todo el terreno y apoyo de puntos en tierra relevados. Los vuelos realizados permitieron obtener una muy buena definición de las elevaciones, particularmente de las barrancas de la costa que son difíciles de medir con precisión de otra manera. El vuelo realizado con dron de alas fijas permitió no solo una gran definición de las cotas del terreno, sino también contar con imágenes de muy alta resolución del predio para ayudar al proyectista, como se aprecia en la Figura 2.

Posteriormente al vuelo se procesaron las imágenes para corregir su perpendicularidad y conformar un mosaico.

Figura 2: Mosaico de imágenes obtenidas por el dron y ortofoto



Los datos obtenidos por el dron están siendo procesados para obtener un modelo digital del terreno (DEM) de alta definición a partir del cual se preparen las curvas de nivel.

Las características topográficas más significativas del predio son la barranca sobre la costa; la forma de punta que describe la línea de ribera – punta bastante centrada respecto al lote –; un curso de agua que cruza diagonalmente al terreno desde el centro del mismo a la altura de la RN 12 en dirección sudeste a

noroeste, y una zona baja que se extiende en dirección contraria, desde el sud hacia el noreste.

En cuanto a la batimetría, los relevamientos abarcaron dos kilómetros hacia el norte y dos kilómetros hacia el sur del puerto, de margen a margen, obteniéndose las profundidades instantáneas en cada posición georreferenciada. Posteriormente se procedió a la preparación de un DEM y la generación de isobatas.

Las isobatas muestran claramente la mayor profundidad de la margen izquierda del río sobre donde se recuesta el talweg. Frente a la zona portuaria a conformar se midieron profundidades de hasta 22 m.

Los Planos CT1904-IT-R-01 a 03 incluyen la topografía de la zona elevada, la batimetría, la integración topobatimétrica de la zona de implantación portuaria y los perfiles de secciones transversales de la playa, respectivamente.



4.0 AJUSTE DEL LAYOUT

El plano CT1904-IT-G-01 muestra la ubicación del emprendimiento y el CT1904-IT-G-02 muestra el diseño del complejo Nuevo Puerto y Parque Industrial Ituzaingó. A continuación, las distintas secciones explican y justifican el diseño elegido.

4.1 ANTECEDENTES

Para el desarrollo del Nuevo Puerto y Parque Industrial de Ituzaingó se contaron con dos antecedentes principales que proveyeron las bases de diseño. Primero, se disponía de un estudio de demanda realizado en 2006¹. Este estudio indicó la posibilidad de que un puerto en Ituzaingó también capte productos forestales de Misiones. Según los autores, la demanda de servicios de un puerto en Ituzaingó alcanzaría en el 2005 las 210.000 t/año. Para el año 2027 las cargas esperadas fueron estimadas entre 210.000 y 400.000 t, según si el escenario considerado es pesimista u optimista.

Si bien hay dos nuevas terminales al sur de Misiones (Posadas y Santa Ana) que no se encontraban habilitadas al momento de ese estudio, se estima que las producciones de la zona límite entre Corrientes y Misiones serían más fácilmente captadas más fácilmente por un puerto en Ituzaingó, dado que la represa de Yaciretá, entre Posadas e Ituzaingó obliga al uso de la esclusa encareciendo el flete por el mayor tiempo de navegación (la esclusa tiene 220 m de largo por 25 m siendo apta para convoys de 2x3, con lo cual convoys mayores deberán ser desarmados).

El mismo trabajo indicaba un buque de diseño compuesto por un tren de 12 barcasas de 60 m x 12 m. Y con respecto al muelle sugería: *“Según los análisis efectuados se consideró más apropiado comenzar -en una primera etapa- con la construcción de un puesto de atraque de 80 metros de largo e incrementar -en una segunda etapa- la longitud de muelle en 60 metros más en función al crecimiento de la demanda, con lo que se dispondría de dos puestos de atraque”*.

La estructura del muelle propuesta consistía en cinco duques de alba independientes para el amarre de los convoys en espera y un muelle conformado por un recinto cerrado con tablestacas y gaviones que se proyecta en el agua alrededor de 70 m. El recinto sería rellenado con material refulado. En el frente, por detrás de las tablestacas se pergeñó un tablero de hormigón de 14 m de ancho, fundado sobre pilotes excavados.

El segundo antecedente se encuentra en el Estudio de Prefactibilidad para la Construcción del Parque Industrial realizado en el 2012² (este trabajo fue a su

¹ Airaldi A. e I. Borjas, 2006, *Elaboración pliego licitatorio para la nueva terminal portuaria de Ituzaingó*, CFI, Informe Técnico, Buenos Aires.

² Kinleiner M. y otros, 2012, *Estudio de Prefactibilidad para la Construcción del Parque Industrial*, Préstamo BID 1896/OC-AR ESTUDIO 1.EE.569

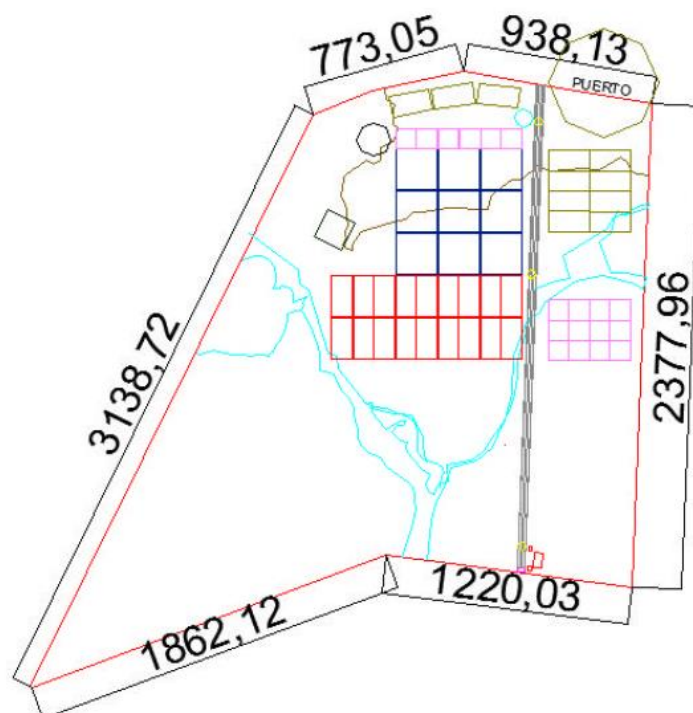


vez alimentado por otros del proyecto de “Ordenamiento territorial de los parques Industriales en la Provincia de Corrientes”^{3, 4}). En el estudio de Prefactibilidad se identifican las industrias que podrían instalarse y se propone una organización del parque en el terreno identificado como ex Fábrica Fiplasto (también como el terreno de Anses, localizada aproximadamente 15 km al noroeste de la ciudad de Ituzaingó, en cercanías de la localidad de Villa Olivari.

El informe indicaba un desarrollo por etapas, la primera de las cuales consistía en preparar la infraestructura (camino, servicios e instalaciones) de alrededor de 60 ha (sobre un predio de 530 ha de superficie total). El estudio evaluaba como posible asentamientos de industrias principalmente relacionadas con la madera, aunque también fábricas de calzado, fábrica de equipamiento para tambos del sur del Brasil, fabricación de apitoxina, elaboración de pellets a partir del residuo de aserradero, etc.

La prefactibilidad propuso un parcelamiento del terreno para satisfacer las necesidades del Parque Industrial. Este parcelamiento es similar al que se había propuesto en otro estudio anterior (Maidana, 2012)⁴. La Figura 3 muestra el diseño propuesto por Maidana y la Figura 4 el propuesto por el estudio de factibilidad.

Figura 3: Parcelamiento propuesto por Maidana, 2012



³ Farizano E., 2011, Ordenamiento territorial de los parques Industriales en la provincia de Corrientes, Parque Industrial Ituzaingó, Infraestructura y servicios de energía Eléctrica, alumbrado público y comunicaciones, CFI.

⁴ Maidana O., 2012, Ordenamiento territorial de los parques Industriales en la provincia de Corrientes, Parque Industrial Ituzaingó, Diseño Físico, Infraestructura y servicios, CFI.

Figura 4: Parcelamiento propuesto por Estudio de Prefactibilidad, 2012



4.2 PROPUESTA ACTUAL

El *layout* del complejo puerto-parque industrial que se propone a continuación toma en cuenta los antecedentes disponibles adaptando los diseños de acuerdo a las necesidades técnicas y a las condiciones de campo relevadas (topografía, batimetría, suelos, y cobertura vegetal). A tal fin se adoptan algunos criterios generales tales como:

- Alejar las construcciones de los límites del predio
- Reducir al mínimo posible la intervención de bosques nativos
- Aprovechar las pendientes existentes
- Mantener la zona costera para posibles usos portuarios.

La Figura 5 muestra el plano de mensura de la propiedad donde se desarrollará el terreno.

Figura 5: Plano de mensura del lote adquirido para el desarrollo del nuevo puerto



4.2.1 Delineación del Parque Industrial

Como se había mencionado en la Sección 3, el terreno está surcado por un curso de agua y una zona baja que, según se menciona en los antecedentes, en ocasiones presenta agua libre. Al primero, que cruza el terreno hacia el noroeste, siempre se lo tomó como límite de la primera etapa de desarrollo del Parque Industrial, criterio que se sigue adoptando.

Por otro lado, otra de las características definitorias para la definición del trazado del parque es el camino principal. A este camino se ingresa desde la RN 12 aproximadamente por el centro del lote. Recorre el terreno de sur a norte describiendo una amplia curva con su convexidad hacia el oeste y termina, luego de una curva y contracurva cerrada, en la zona costera. De esta manera, el camino atraviesa la parte central del terreno que se encuentra más elevada.

Como este es el camino más ancho, pasa por zonas elevadas, y tiene libre la traza, su eje es adoptado para materializar el camino de acceso al puerto y al Parque Industrial. De esta forma también se reduce la necesidad de deforestación.

El trazado del parque industrial mantiene aproximadamente la distribución propuesta en el Estudio de Prefactibilidad, tanto en las superficies asignadas como en la distribución. Tal como lo especificado en el Estudio de Prefactibilidad, se disponen calles perimetrales de 30 m de ancho y calles internas de 20 m.

Las diferencias más salientes son las siguientes:

- Se adopta una mayor variedad de tamaños de manzanas para satisfacer a una gama más amplia de industrias con necesidades diferentes de espacio. De esta forma se definen manzanas de ½ ha, 1, 2, 4 y 7 ha.
- El trazado se gira respecto del norte para adecuarse mejor a la traza del camino y al arroyo.
- Se mantienen las seis manzanas pequeñas en un lado, sobre el camino, pero las otras seis, perpendiculares, se las ubica en el lado sur. Esto, junto con la reducción de los tamaños de las manzanas centrales en el lado norte, permite conservar una zona amplia de montes nativos.
- Los edificios administrativos y de servicios, donde se prevé la ubicación de un banco, un restaurante, un supermercado y kiosko, y una estación de bomberos, se ubican entre el parque industrial y el camino de acceso.

El Plano CT1904-IT-G-03 muestra la delineación del parque.

Las otras facilidades del Parque Industrial a disponer son:

- Planta de tratamiento de cloacales: se ubican en la franja oeste del predio, entre el parque industrial y el límite del terreno.
- Reserva para el ingreso del FFCC y playa de transferencia: al ubicar el ingreso del camino hacia el centro del predio se deja un espacio suficientemente amplio reservado para el ingreso de una línea ferroviaria y la construcción de una estación de transferencia con sus aparatos de vía para las maniobras sobre el lado este del terreno. La ubicación también es equidistante del puerto y el parque industrial sirviendo tanto a uno como al otro.
- Planta de reciclado de residuos sólidos: se ubica hacia el este, entre la playa ferroviaria y el camino de acceso.
- Estacionamiento de camiones: fue ubicado adyacente al camino de acceso a unos 500 m de la entrada. De esta manera se evita la circulación innecesaria de vehículos pesados por el interior del predio.



Estimativamente, la cantidad de personas trabajando en la administración del parque se anticipa que será:

Área	Personas	Turno
Administración del Parque		
Jefatura	2	En un turno
Contabilidad	4	En un turno
Sistemas	2	En un turno
Asistencia al público	3	En un turno
Mantenimiento	7	En un turno
Maestranza	3	En un turno
Seguridad	5	Por dos turnos
Supermercado/kiosko		
Gerencia	1	En un turno
Cajeros y repositorios	5	Por dos turnos
Seguridad	2	Por dos turnos
Enfermería	2	En un turno
Estación de bomberos	4	Por dos turnos
Banco	8	En un turno
Restaurante	7	Por dos turnos
	27	

Las superficies fueron tomadas considerando proyectos estándar o indicadores obtenidos de Neufert⁵ (1995) que brinda valores de superficies o diseños tipo para distintos tipos de locales. Así se tiene:

- Edificio de administración: en base al personal que alojará, y superficies de baños (mujeres, varones, discapacitados), vestuarios, pañoles y estacionamiento para vehículos utilitarios, una superficie mínima de 350 m².
- Auditorio y business center: mínimo 350 m²
- Supermercado, incluyendo un kiosko: mínimo 170 m² (no incluye venta de carnes).
- Confitería-café: manipulación sobre todo de alimentos preparados o rápidos, almacén reducido, sanitarios, cocina, 15 mesas, mínimo 150 m²
- Banco: con cajeros automáticos, atención de público, cajas, y oficina de gerente, mínimo 130 m²
- Enfermería: 60 m².

⁵ Neufert, Ernst (1995). "El Arte de Proyectar, 14ª edición". Ed. Gustavo Gilli, Barcelona.

- Estación de bomberos: con estacionamiento para dos motobombas, vestuarios, pañoles, sala de estar y descanso, oficinas, y depósito, mínimo 600 m2.

Como se puede apreciar en el *layout*, la superficie asignada es mayor que las mínimas, permitiendo incluso la instalación de otros locales no previstos e, inclusive, un hospedaje, ferretería, y gimnasio, entre otros servicios que se podrían ofrecer y con los que sería interesante contar en el parque industrial.

4.2.1 Delineación de la terminal portuaria

Los planos CT1904-IT-G-04 y 05 muestran el diseño de la terminal. Para delinear la terminal portuaria primero se debieron plantear bases de diseño que incluyen el tamaño de buques esperado, las características de la carga y su comercialización, los volúmenes a mover, y el rango de niveles del río. A continuación se definen estos parámetros.

4.2.1.1 Buques de diseño

En este tramo del río Paraná sólo pueden navegar buques fluviales, ya sean trenes de barcasas o buques autopropulsados. Los trenes de barcaza en esta zona del Paraná se conforman generalmente con hasta 16 barcasas (cuatro a lo ancho y cuatro a lo largo). Los buques autopropulsados son utilizados fundamentalmente para el transporte de contenedores, un tráfico que todavía no está desarrollado en esta zona. De todos modos, como podría ser una carga que el proyecto del parque industrial aliente, se incluyen buques de diseño tanto de barcasas como de autopropulsados, como indican las Tablas 2 y 3.

Tabla 2: Buques de diseño (contenedores)

CARE I		
Capacidad	320	TEUs
Eslora	78,42	M
Manga	26,6	M
Puntal	4,95	M
Calado máximo	4,15	M
Propulsión	Remolcador	
ANABISSETIA		
Capacidad	266	TEUs
Eslora	102,61	M
Manga	15,95	M
Puntal	5,1	M
Calado máximo	3,965	M
Propulsión	Autopropulsado	



Tabla 3: Buques de diseño (graneles)

BARCAZA JUMBO		
Capacidad	2600	T
Eslora	60,0	M
Manga	16,6	M
Puntal	4,95	M
Calado máximo	3.05	M
Propulsión	Remolcador	
BARCAZA MISSISSIPPI		
Eslora	60,0	M
Manga	10,66	M
Puntal	3,50	M
Calado máximo	3.05	M
Propulsión	Remolcador	
REMOLCADOR		
Capacidad	4500	HP
Eslora	38.0	M
Manga	9,75	M
Puntal	5,1	M
Calado máximo	3,2	M
Propulsión	Autopropulsado	

4.2.1.2 Cotas

Para definir las cotas de proyecto, se debe garantizar que el puerto sea operable dentro de un rango de niveles de río. Para ello, se recurre al análisis estadístico de niveles.

Los niveles del río Paraná en la zona del nuevo puerto de Ituzaingó están estrechamente relacionados con los caudales erogados por la represa de Yacyretá, cuya ubicación se muestra en la Figura 6. Esta es una central sin regulación de caudales en crecida, es decir que el régimen de caudales máximos a través del brazo principal y del brazo Aña Cuá mantiene el patrón de variabilidad estacional natural del río Paraná. Por lo tanto, los caudales máximos en la zona del nuevo puerto de Ituzaingó no están influenciados por la represa. Según estudios de la Entidad Binacional Yacyretá (EBY)⁶, la afirmación anterior es cierta para caudales pico del Paraná mayores a 27.000 m³/s. En cambio, cuando los caudales de ingreso a la represa son menores, los patrones de comportamiento aguas abajo serían influenciados ya que ponen en marcha las normas de operación del embalse.

Por esta razón, para la determinación de la cota máxima se pueden tener en cuenta los datos correspondientes a los últimos 50 años (período 1969-2018). El Sector de Hidrología de la EBY realizó un análisis de recurrencia de caudales máximos erogados por la represa de Yacyretá, ajustados según una función de

⁶ *Elementos para la determinación de las cotas de las Líneas de Ribera en las localidades de Ituzaingó y Colonia San Antonio, en la Provincia de Corrientes.* Entidad Binacional Yacyretá, 2013.

distribución de probabilidad de Gumbel. Los resultados para 2, 10 y 20 años de recurrencia se muestran en la Tabla 4.

Figura 6: Ubicación del Nuevo Puerto y Parque Industrial de Ituzaiingó

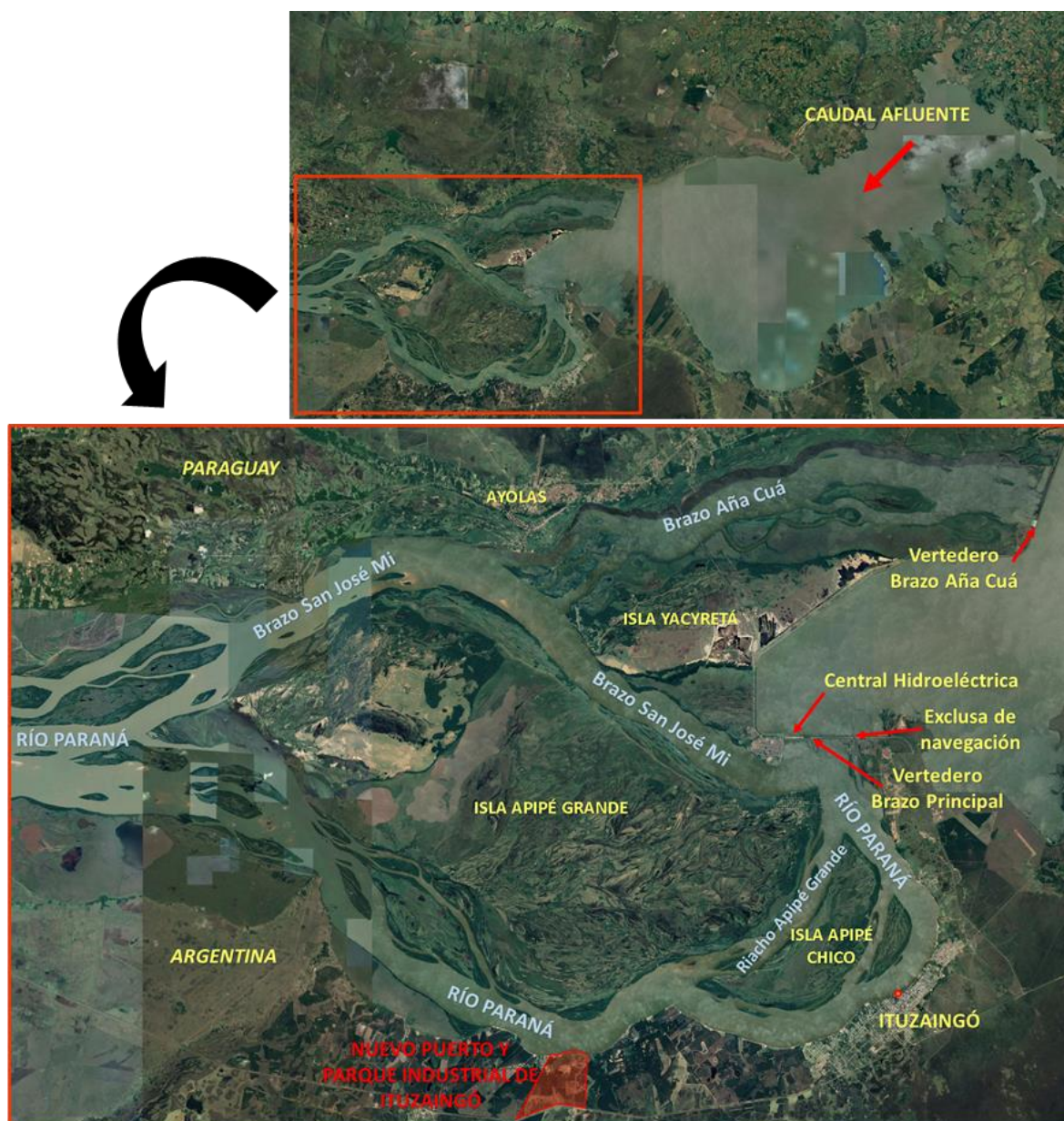


Tabla 4: Caudal máximo erogado por Yacyretá, según recurrencia

Recurrencia (años)	Caudal pico (m ³ /s)
2	28.600
10	40.600
20	44.200

La distribución de dicho caudal entre los distintos brazos del Paraná aguas abajo de Yacyretá fue modelada por dicho organismo, a través de un modelo unidimensional con el software HEC-RAS. Así fue posible obtener el caudal pico



en la sección del nuevo puerto de Ituzaingó para las recurrencias antes citadas (Tabla 5).

Tabla 5: Caudal máximo en la sección del nuevo puerto de Ituzaingó, según recurrencia

Recurrencia (años)	Caudal pico (m ³ /s)
2	8.580
10	12.480
20	13.560

Asimismo, a partir de la modelación unidimensional se obtuvieron los niveles hidrométricos asociados a dichos caudales en la sección del nuevo puerto (Tabla 6). Los niveles están referidos al cero del hidrómetro del puerto de Ituzaingó, ubicado en cota +57,41 msnm IGN.

Tabla 6: Niveles extremos según recurrencia para el Nuevo Puerto de Ituzaingó

Recurrencia (años)	Nivel (m)
2	2,68
10	4,41
20	4,87

A partir de los niveles obtenidos, se determinó la cota de coronamiento del muelle del nuevo puerto de Ituzaingó, para lo cual se considera la recurrencia con la que resulta tolerable que el mismo quede fuera de operación. En este caso, se decidió adoptar una recurrencia de 20 años. A ese nivel, se agrega una revancha de seguridad que permite una cierta distancia para la fijación de la defensa y para que el muelle no sea sobrepasado por oleaje producido por buques o viento.

En el nuevo puerto de Ituzaingó, el nivel de 20 años de recurrencia se determinó en cota +4,87 m, según consigna la Tabla 6.

De esta manera, la cota de coronamiento CC del muelle a adoptar es:

CC = Cota máxima operativa + Revancha

CC = +4,87 m + 1,50 m ~ +6,50 m

Debe recalcar que esta cota está referida al cero del hidrómetro del puerto de Ituzaingó.

Por otro lado, la cota de pie de muelle debe permitir la operación de buques en bajante y en lo posible sin dragado. Usualmente se utiliza la fórmula:

CF = Nivel de bajante operativa - Calado máximo - revancha bajo quilla - revancha por dragado

Otro dato provisto por la EBY fue el caudal que presenta una probabilidad de ocurrencia del 99% en la sección del nuevo puerto de Ituzaingó, es decir, aquel



que es superado el 1% del tiempo. Dicho caudal es de 7.700 m³/s, y el nivel hidrométrico asociado al mismo es -0,67 m respecto al cero del puerto de Itzaingó. Este nivel se adopta como nivel de bajante, ya que la situación no es tan crítica como la de crecida (los buques pueden dejar de operar algunos días al año u operar con menos cargas de manera temporal).

Entonces la cota de pie de muelle a adoptar es:

$$CF = -0,67 \text{ m} - 3,6 \text{ m} - 0,30 \text{ m} - 0,0 \text{ m} \sim -4,60 \text{ m}$$

Se adopta un calado que es mayor al máximo de diseño de las barcazas, pero inferior al máximo de los portacontenedores porque los mismos necesariamente deben arribar con un alto porcentaje de vacíos. La revancha bajo quilla se toma de manera estándar como de un pie, ya que los productos a transportar no son peligrosos y los fondos son arenosos. Finalmente, como el frente de muelle se ubicará a una distancia de la costa que no hace necesario el dragado, no se adopta margen por eventuales sedimentaciones.

4.2.1.3 Capacidad de la terminal portuaria

Como se mencionó más arriba, para el desarrollo portuario se reservó toda la franja costera. La misma se caracteriza por tener una punta sobresaliente en la zona central, con bahías amplias hacia ambos lados. Esta franja se comenzará a desarrollar desde la punta hacia aguas arriba. Se elige una orientación del muelle que permita ampliar el puerto con otros puestos de atraque hacia ambos lados sin interferir las maniobras de amarre y zarpada.

Como se mencionó, los estudios previos indican movimientos de hasta 400.000 t/año, en el año 2027 en la hipótesis optimista, principalmente de productos de madera. Las consultas realizadas a referentes del sector mencionan que estas expectativas son realistas dadas las superficies forestadas y el potencial disponible, por lo que se adoptan como objetivo de la primera etapa de desarrollo de este puerto. La producción esperada, que se tomará como base de diseño para este puerto, demandaría un movimiento semanal de aproximadamente 9.600 t en las épocas pico.

Actualmente la madera se envía en rollizos con una mínima intervención para escuadrarlos. Mayoritariamente se los envía verde. En la zona de Itzaingó, la especie más común es el pino, que tiene una densidad, verde, de 850 kg/ton, aproximadamente. El porcentaje de madera aserrada es todavía mínimo. Sin embargo, en el futuro, es posible que esa proporción crezca y que también se comience a transportar la madera en “paquetes” zunchados y en contenedores.

Hay dos formas de operar la madera en el puerto para su carga a buques. La primera consiste en mantener rollizos en estiba en playas de acopio al aire libre donde se cargan a camiones que circulan por el muelle hasta ubicarse bajo el gancho de la grúa. La grúa toma los rollizos y carga la barcaza. Esta modalidad



exige una primera carga en patio a camión y una segunda carga en muelle de camión a barcaza. Los camiones formarían una calesita por lo que para garantizar la eficiencia de la operación deberían estar dedicados completamente a la operación portuaria, ser playos y contar con barandas.

La segunda modalidad consiste en apilar previamente la carga sobre el muelle, con lo cual la grúa toma directamente de muelle a barcaza. El inconveniente de este tipo de operación es la superficie de muelle que se debe destinar al acopio. La mayor ventaja es que la carga es transportada al muelle previo a la llegada del buque disponiéndose de más tiempo, sin apremios. Probablemente se requiera una pala u otro equipo menor durante la carga a muelle para asistir a la grúa.

Por lo tanto, ambas operaciones son equivalentes en cantidad de equipos y en eficiencia, aunque la segunda brindaría una mayor confiabilidad de alcanzar el rendimiento esperado.

Cualquiera de las dos modalidades exige un muelle continuo y una superficie de acopio.

Ahora bien, en el puerto también se espera que se pueda manejar madera aserrada zunchada y contenedores en un futuro. Por este motivo, el apilamiento de madera en patio conviene que esté modulado de tal manera que las bahías formadas por zonas de acopio y calles de circulación sean fácilmente convertibles a bahías de madera aserrada o de contenedores. En otras palabras sería conveniente modular el acopio de la misma manera que se haría para un patio de contenedores.

- Longitud de muelle

Las 9.600 t/semana que se esperan movilizar en épocas pico (año 2027 de acuerdo al estudio mencionado de Airaldi y Borjas, 2006) ocupan 7 u 8 barcasas de (1200 a 1350 t), tipo Mississippi (tomadas como condición más desfavorable para el dimensionamiento de capacidades), considerando espacios vacíos, la densidad de la madera, y una carga de un metro por sobre el nivel de cubierta (adaptando barcasas para este fin). Esto es equivalente a un tren de empuje de 4x2.

Para este muelle en principio resultaría razonable considerar dos turnos de trabajo y una estadía total del convoy de 48 horas, incluyendo el amarre, el armado y desarme de convoys, la puesta en marcha y cierre de las operaciones, la operación neta de carga y el zarpado. El rendimiento de las grúas cargando es de aproximadamente 120 t/h. Considerando que operen sin interrupciones el 85% del tiempo (15% de tiempos muertos), y que los tiempos de amarre, zarpado, puesta en marcha y cierre ocupen cuatro horas, tres grúas trabajando simultáneamente completarían el convoy en 2.3 días. Esta mayor a las 48 horas prefijadas parece justificada porque, para reducir el exceso de tan solo 0.3 días sería menester agregar una grúa que permanecería la mayor parte del tiempo



ociosa. Si se quisiera alcanzar la meta, sería más ventajoso agregar horas extras. En todo caso, se puede evaluar posteriormente la adición de una grúa que también podría prestar servicios en el patio de acopio y quedar como reserva en caso de avería de alguna otra.

Para trabajar tres grúas simultáneamente se deben considerar tres barcazas cargando al mismo tiempo. Sería posible asignar dos grúas a una misma barcaza, pero probablemente comenzarían a interferirse una con otra aumentando el riesgo de accidentes. Estas grúas tendrían un alcance de 15 m y podrían cargar las barcazas en primera andana.

La operación podría ser más eficiente con grúas de 24 m de alcance que pudieran cargar las barcazas en segunda andana, pero la inversión en equipamiento sería mayor. En ese caso, probablemente se podría reducir cinco horas el tiempo total de carga. Debe señalarse que si bien se reduce el tiempo de armado y desarme de convoys, los ciclos de carga de barcazas en segunda andana son más largos.

Por lo antedicho se concluye que el muelle debería alojar al menos tres barcazas. Sin embargo, para reducir tiempos muertos, sería conveniente tener en el muelle un espacio adicional para una cuarta barcaza en espera, de tal modo que al completarse una barcaza prácticamente no haya tiempo ocioso de grúa esperando el reemplazo de la llena por otra vacía. Con una barcaza vacía esperando amarrada en el muelle, la grúa que termina una carga se puede mover en pocos minutos desde la barcaza completada hasta la vacía y comenzar a operar sin pérdida de tiempo.

En conclusión, la longitud del muelle adoptada resulta $60 \times 4 = 240$ m más un espacio de revancha para el amarre de largos de proa y popa, es decir, 300 m.

Finamente debe notarse que esta operación requiere el apoyo de un remolcador o mula. Normalmente el remolcador del empuje se queda esperando el completamiento de las cargas, pero sería conveniente contar con un equipo propio del puerto, más versátil, para acomodar barcazas.

- Playas de acopio

Como se mencionó, se decidió diseñar la playa de acopio para que pueda ser convertida fácilmente de depósito de rollizos a playa de contenedores. Para ello fue modulada en bahías con calles longitudinales de 15 m de ancho y calles transversales de 20 m.

El ancho de cada bahía se establece en 11 m, lo que equivale a cuatro contenedores a lo ancho. El largo se establece en 50 m, un poco más cortas que las barcazas para que las mismas queden aproximadamente moduladas con cada una de las mismas. La altura de apilamiento establecida es de 3 a 3.5 m. En consecuencia, en cada bahía se pueden apilar aproximadamente 1150 t. Para completar un convoy se necesitarían 8 bahías. Pero siempre se debe tener más



espacio de reserva, ya que mientras que se espera la llegada de un convoy se podrá ir recibiendo productos para el siguiente. Por eso se establece como necesario dejar espacios para 12 bahías. En las mismas bahías pueden acopiarse 16 contenedores de 40 pies por piso. El pavimento debería estar preparado para soportar cuatro pisos sin inconvenientes.

- Tipología de muelle

Debido al tipo de operatoria, el muelle más eficiente para la carga de rollizos, carga general y de contenedores es el de tipo corrido (continuo). Por razones ambientales (menor interferencia con la corriente y los patrones de erosión/sedimentación) y para alcanzar profundidades adecuadas de fundación, conviene construir un muelle sobre pilotes. Este muelle necesitará un cierre posterior para la contención de suelos que se puede materializar con un tablestacado. El ancho del muelle adoptado es de 22 m para permitir pórticos transversales de al menos cuatro pilotes. De esta manera se logra una continuidad entre muelle y playas de acopio.

4.2.1.4 Infraestructura auxiliar de la terminal portuaria

Adicionalmente al muelle y a los patios de carga, el puerto deberá alojar otras instalaciones para su correcto funcionamiento. El área portuaria dentro del complejo parque industrial-portuario, es un área cerrada y alambrada para cumplir con los códigos de seguridad internacionales PBIP.

Como se mencionó, la playa de estacionamiento de camiones fue ubicada fuera del predio de la terminal propiamente dicha. La razón es principalmente operativa para que sólo entren a la terminal los camiones que tienen todos sus papeles en orden y trámites terminados. De esta manera se acelera el *turn around*, el tiempo que el camión se encuentra dentro del área portuaria. También se evita la circulación innecesaria de camiones por el parque industrial.

El ingreso y egreso de camiones a la terminal se realiza por *gates* separados. Se ubican dos para cada caso. Sobre el frente y hacia el este de los dos *gates* se ubica el edificio administrativo y de servicios. De esta forma a este edificio se accede directamente desde el estacionamiento de autos particulares sin requerir permisos para entrar al área primaria aduanera (los controles se ubicarían en la salida trasera de este edificio).

Una vez que un camión entra a la terminal la circulación es en un solo sentido: todas las calles, excepto la perimetral que se encuentra más al oeste, tienen sentido hacia el río y todas las transversales hacia el oeste. Los camiones se dirigirán, según las indicaciones del personal portuario a dejar o levantar su carga al pasillo correspondiente. La salida se hace únicamente por la calle perimetral que se encuentra más al oeste. Esta disposición previene riesgos de accidentes.



Más arriba se mencionó cómo se organiza la playa de estiba de madera y contenedores.

Las líneas troncales de los servicios (incendio, desagües, energía, comunicaciones) se hacen correr por los laterales de la terminal. El sistema cloacal se resuelve con cámara séptica cercana a los edificios, y el sistema de provisión de agua dulce, a través de pozos de bombeo, también cercanos a los edificios.

Para estimar la superficie necesaria de edificios se proyecta la cantidad de personal que podrá trabajar en la terminal, según sus funciones:

Función	Personal	Simultaneidad	Ubicación
Personal de la terminal			
Gates de entrada y salida	8	En dos turnos	Gates
Seguridad	4	En dos turnos	Edificio administrativo
Mantenimiento	4	Simultáneos	Taller
Contabilidad y administración	5	Simultáneos	Edificio administrativo
Maquinistas (grúa, reachstacker, motoestibadoras)	12	En dos turnos	Depósito
Mecánicos	4	Simultáneos	Taller
Gerencia	4	Simultáneos	Edificio administrativo
Operaciones	3	Simultáneos	Edificio administrativo
Marinería	3	Simultáneos	Edificio Servicios
Cocina y maestranza	8	Simultáneos	Edificio Servicios
Funcionarios			
Aduana	4	Simultáneos	Depósito
PNA	4	Dos turnos	Edificio administrativo
Migraciones	2	Simultáneos	Edificio administrativo
Administrativos	2	Simultáneos	Estacionamiento

En síntesis, los edificios previstos y la cantidad de personal simultánea que se esperan son:



Edificio administrativo:	18
Taller:	8
Gates:	4
Depósito:	10
Edificio de servicios:	11
Estacionamiento	2
TOTAL	53

Además, se debe prever que en el edificio administrativo se reciba público, como despachantes, importadores y exportadores, proveedores, etc., sectores para reuniones, etc.

Para estimar las superficies necesarias se recurrió a Neufert⁷ (1995) que brinda indicadores de necesidades de superficies tipo en consonancia al tipo de función del local. Muestra indicadores para oficinas, vestuarios, baños, talleres, y comedores, entre otros.

De acuerdo con el personal, las funciones a desarrollar, y los indicadores de la publicación mencionada, se estimaron las siguientes superficies:

Edificio administrativo:	390 m2
Edificio de servicios:	240 m2
Taller:	600 m2

Adicionalmente, como se prevé que el puerto sea multipropósito, se debe contar con un depósito, donde se reciban, clasifiquen, y almacenen las mercaderías de exportación e importación. En el futuro, también podrá ser utilizado como estación de consolidación y desconsolidación de contenedores. El depósito tendrá áreas para la recepción, zona de empaquetado y clasificación, estanterías y zona de acopio, y docks para carga/descarga de los camiones y las inspecciones de aduana.

No existen pautas fijas para este tipo de instalaciones, pero comparando distintas instalaciones portuarias, se considera apropiado un galpón de 2.000 m2 cubiertos.

Vale recordar que se estableció que el estacionamiento de camiones se encontrara a 500 m del ingreso al predio del parque industrial, adyacente al camino de acceso. Allí se prevé una oficina administrativa para dos empleados permanentes para recepcionar a los choferes y documentación, baños con duchas y sala de estar para choferes. En total, una superficie de 140 m2.

⁷ Neufert, Ernst (1995). "El Arte de Proyectar, 14ª edición". Ed. Gustavo Gilli, Barcelona.

Finalmente, se deben prever áreas de expansión de la terminal tanto para aumentar la superficie de bahías de acopio como para incrementar la cantidad y superficie de depósitos dentro de la misma terminal (para siguientes etapas de desarrollo se reserva el resto de la franja costera).

4.3 LAYOUT DEL PARQUE INDUSTRIAL Y LA TERMINAL MULTIPROPÓSITO

La Figura 7, al igual que el plano CT1904-IT-G-02, muestra el layout general del complejo Parque Industrial y Puerto Ituzaingó. Además, los planos CT1904-IT-G-03 a 05 muestran, respectivamente, los layouts particulares del Parque Industrial y del Puerto.



Figura 7: Layout del Nuevo Puerto y Parque Industrial Ituzaingó



5.0 ESTUDIO HIDROSEDIMENTOLÓGICO

5.1 INTRODUCCIÓN

Para estudiar los patrones de erosión y sedimentación y prever dragados y protecciones costeras se recurrió a la modelación hidrodinámica del área de estudio con el modelo Delft3D. Delft3D (Deltares, 2017)⁸ permite la modelación hidrodinámica permanente y no permanente del flujo, en dos o tres dimensiones. Dicho programa incorpora también los efectos de mareas, vientos, presión atmosférica, diferencias de densidad (debidas a gradientes en salinidad y temperatura), olas, turbulencia y permite la simulación del flujo con o sin transporte de sedimentos, teniendo en cuenta una morfología fija o variable.

Para el procesamiento, Delft3D está acompañado por herramientas organizadas en distintos módulos. Para el pre-procesamiento se cuenta con RGFRID que permite generar un dominio de cálculo con mallas de diferentes grados de refinamiento. La herramienta de modelación hidrodinámica del software Delft3D es el módulo Delft3D-FLOW. Este módulo resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes promediadas en la escala temporal de Reynolds (RANS) para un fluido incompresible sobre un esquema de diferencias finitas en coordenadas rectangulares o curvilíneas.

Para el proyecto interesa evaluar el campo de velocidades en la zona de emplazamiento del nuevo puerto de Ituzaingó durante eventos de crecida. En particular, se evaluarán crecidas de 2, 10 y 20 años de recurrencia mediante un modelo a régimen permanente. En las siguientes secciones se describe el modelo hidrodinámico bidimensional y a fondo fijo del área de estudio.

La modelación hidrodinámica se complementó con un análisis de erosión, en particular de la erosión generalizada que tiene lugar durante el paso de una crecida.

5.2 CONFIGURACIÓN DEL MODELO

El dominio de cálculo abarca una longitud de 4,5 km (1,9 km aguas arriba y 2,6 km aguas abajo de la zona del nuevo puerto). La Figura 8 presenta la grilla de cálculo generada. El tamaño de las celdas varía entre 10 y 25 metros, siendo mayor la densificación en la zona de márgenes.

Las profundidades se obtuvieron a partir de la batimetría realizada, complementada con información proveniente del relevamiento topográfico e información extraída del modelo digital de elevaciones SRTM IGN. El mapeo de profundidades obtenido para el dominio se muestra en la Figura 9.

⁸ Deltares (2017). "User manual Delft3D-FLOW". Deltares, Delft: 682 pp.

Figura 8: Grilla generada en dominio de cálculo

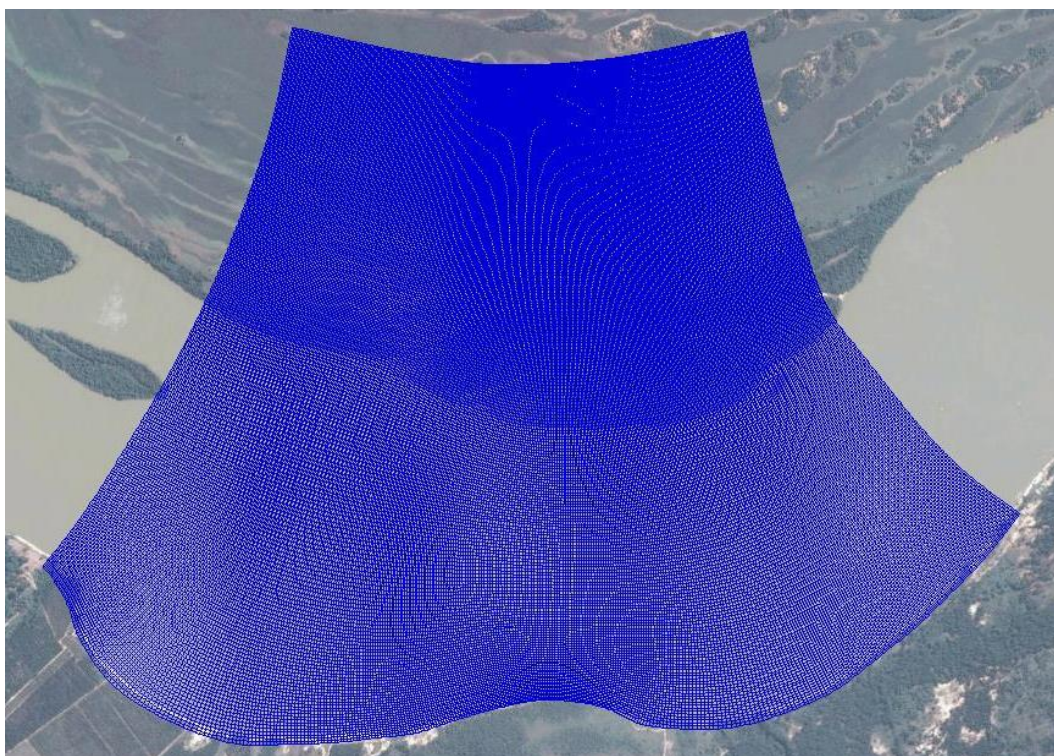
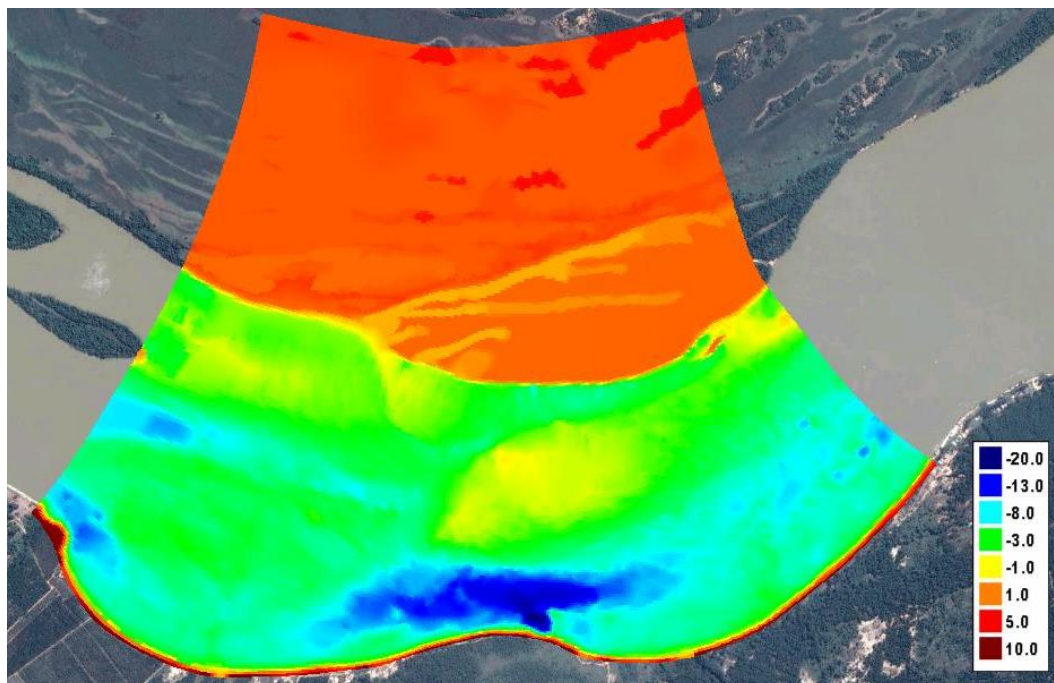


Figura 9: Mapeo de cotas topobatemétricas (referidas al cero del puerto de Ituzaingó)



5.3 AJUSTE DEL MODELO

Mediante el ajuste del modelo se busca que el mismo reproduzca las condiciones reales del río; en este caso se busca aproximar las velocidades modeladas a aquellas medidas para una determinada situación hidrodinámica del río. Para ello, a los datos de velocidad registrados durante la corrida de flotadores del día 15 de mayo de 2019, se los transformó en velocidades medias promediadas en la vertical a lo largo de la trayectoria de los flotadores.

Las condiciones de borde del modelo para su ajuste se determinaron a partir de datos provistos por la EBY. Durante las corridas, en la zona del nuevo puerto circulaba un caudal de aproximadamente 4.540 m³/s, y en la sección de cierre de la grilla se registraba un nivel de aproximadamente +0,06 m respecto al cero del puerto de Ituzaingó.

El principal parámetro de calibración del modelo es la rugosidad del fondo, expresada a través del coeficiente de Manning. En este caso, se utilizó una distribución espacial de los valores de dicho coeficiente entre 0,035 y 0,036 para el cauce principal, y 0,040 cerca de las márgenes. En la zona de costas, albardones e islas con abundante vegetación, se adoptó un coeficiente de 0,050 a 0,062. Por último, para la llanura de inundación con menor presencia de vegetación, se adoptó un coeficiente de 0,044.

En resumen, durante el ajuste el modelo fue operado con el caudal de 4.540 m³/s ingresando por el borde norte y con un nivel de +0,06 m establecido en el extremo sur. La Figura 10 muestra el mapa de velocidades promediadas en la vertical obtenido como salida. En el detalle se muestran superpuestas las velocidades medias obtenidas a partir de los flotadores.

La Figura 11 muestra las velocidades obtenidas de la modelación superpuestas a la nube de puntos correspondiente a las velocidades medias aproximadas a partir de las mediciones en campo. Se diferenciaron las velocidades correspondientes a las siete corridas tomadas en cuenta. Se observa un buen ajuste entre las velocidades medias calculadas a partir de las corridas y las obtenidas por modelación, representado a través de un coeficiente de correlación de 0,70.



Figura 10: Mapa de Velocidades. Resultado del ajuste del modelo

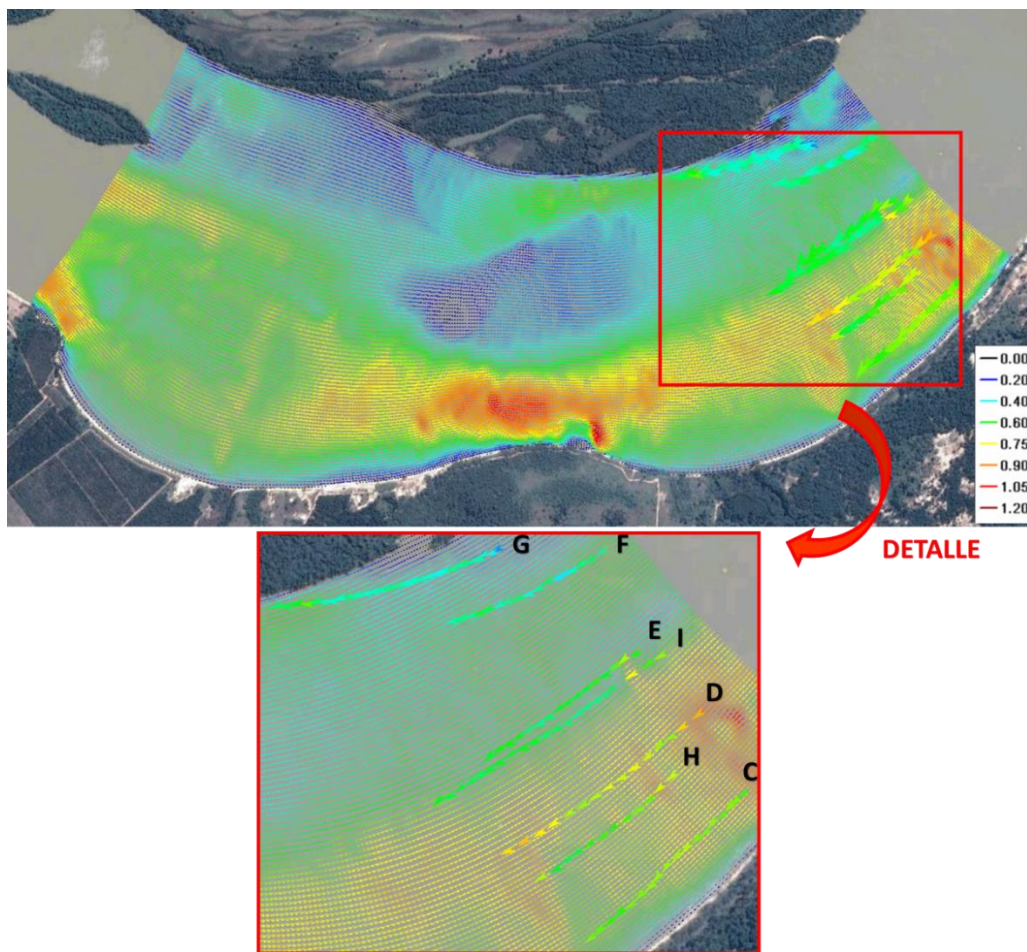
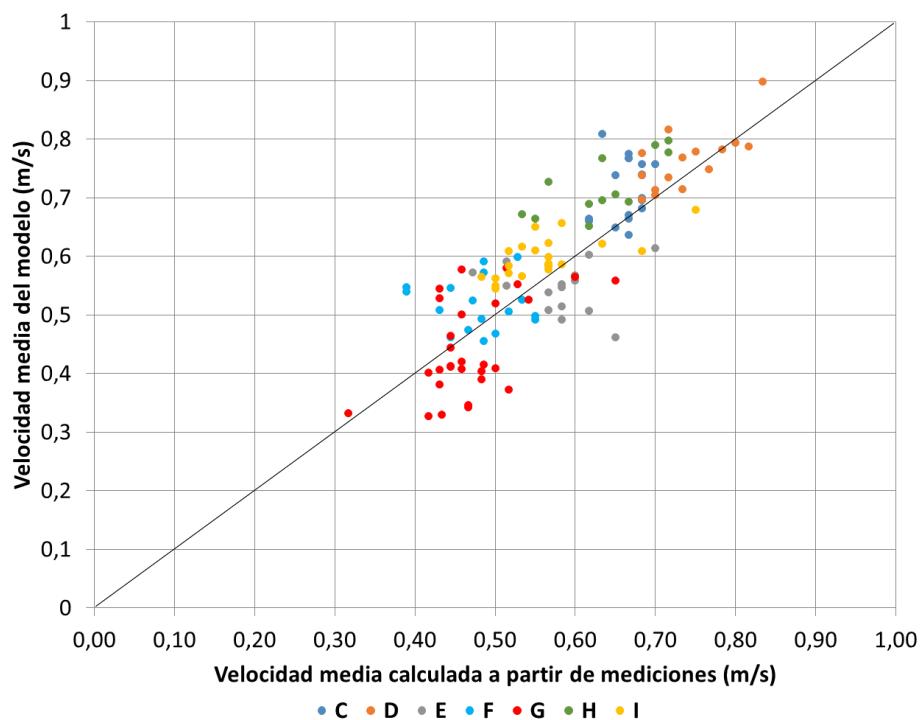


Figura 11: Relación de velocidades



5.4 CONDICIONES DE MODELACIÓN

A medida que aumenta la magnitud de los caudales, la capacidad de conducción del cauce principal es excedida, y los mismos son conducidos también a través de la llanura de inundación. En el tramo modelado, la llanura de inundación se desarrolla sobre la margen derecha del río Paraná, sobre la isla Apipé Grande; mientras que la margen izquierda presenta un terreno elevado, con barrancas que descienden hacia el río.

La llanura de inundación llega a extenderse unos 4 km hacia la izquierda de la margen principal, inundando grandes extensiones de la isla Apipé Grande. En la Figura 12 se presenta la imagen Landsat de la zona, correspondiente al día 01 de julio de 2013. Ese día el caudal medio erogado por Yacyretá fue de alrededor de 35.000 m³/s, al que le corresponde una recurrencia algo menor a 10 años.

Figura 12: Imagen Landsat 7 del día 01/07/2013



Se observa la gran extensión de la llanura de inundación desde la margen principal izquierda, mientras que en la margen derecha prácticamente no se observa llanura inundable. En este punto cabe recordar que, a partir de las mediciones topográficas, se conoce que el nivel del terreno en cercanías a la margen derecha es de alrededor de 14 m (respecto al cero del puerto de Ituzaingó).

Extender la grilla de cálculo, de manera que el modelo represente correctamente la extensión de la llanura inundable, representa una dificultad. Por ello se decidió abarcar con la grilla una porción considerable de la llanura, y aproximar la magnitud del caudal que circula por fuera del dominio. De esta manera, el caudal

a modelar será menor al presentado en la Tabla 5 de la Sección 4.2.1.2 en un 11% para la recurrencia de 20 años, y en un 8,5% para la recurrencia de 10 años. Se considera que la crecida de 2 años de recurrencia no se extiende más allá del dominio de cálculo y por lo tanto no se verá modificada.

La Tabla 7 resume las condiciones finalmente modeladas. Como condición de borde aguas abajo, se tiene el nivel hidrométrico 2,5 km aguas abajo de la sección del Nuevo Puerto. Dicho nivel fue provisto por la EBY, y surge como salida del modelo unidimensional del río Paraná operado bajo los caudales de la Tabla 5.

Tabla 7: Caudales modelados y niveles hidrométricos en la sección de borde

Recurrencia (años)	Caudal (m3/s)	Nivel en el borde aguas abajo (m)
2	8.580	2,59
10	11.420	4,33
20	12.070	4,79

5.5 ESCENARIOS DE MODELACIÓN

5.5.1 Escenario 0: Escenario actual

Este escenario se refiere a la situación actual, sin obras, para crecidas de 2, 10 y 20 años de recurrencia. Las diferentes condiciones de crecida se caracterizan mediante el caudal que ingresa y el nivel en el borde aguas abajo del modelo. Dichos datos fueron presentados en la Tabla 7.

5.5.2 Escenario 1: Terminal portuaria

Este escenario considera la construcción del tablestacado posterior de la terminal de contenedores. El mismo tiene una longitud de 300 m, además de las protecciones en ambos extremos. La cota de coronamiento es de +6,50 m, por lo que no se espera que sea rebasado para ninguna de las recurrencias modeladas. Al igual que para el Escenario 0, se modelan crecidas de 2, 10 y 20 años. La Figura 13 muestra el esquema en planta del escenario modelado.



Figura 13: Esquema del Escenario 1



5.6 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN HIDRODINÁMICA

Los mapeos de profundidades y velocidades para el escenario sin obras se muestran en las Figuras 14, 15 y 16 para las recurrencias de 2, 10 y 20 años.

Figura 14: Profundidades y velocidades para el Escenario 0. $R = 2$ años

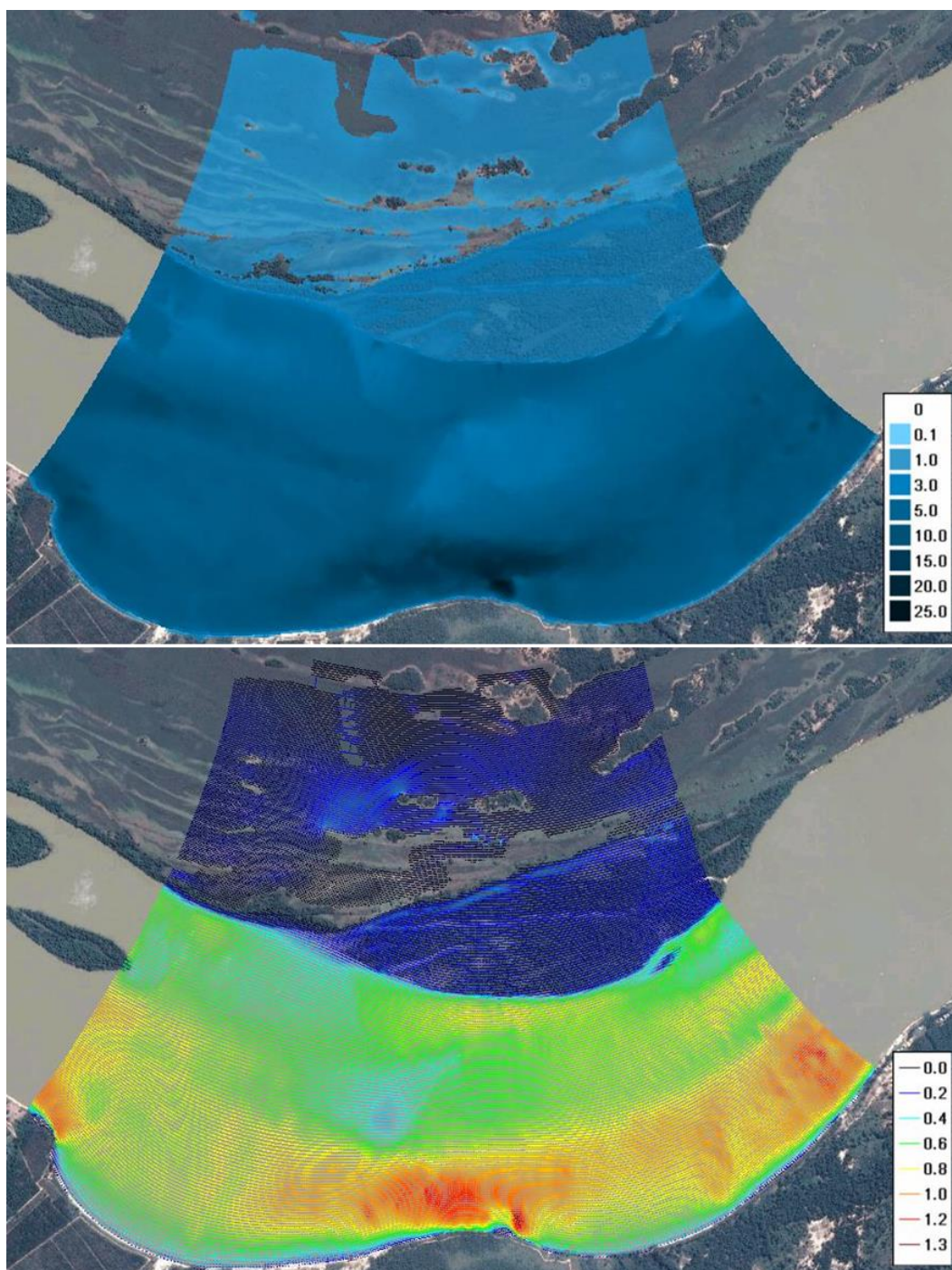


Figura 15: Profundidades y velocidades para el Escenario 0. $R = 10$ años

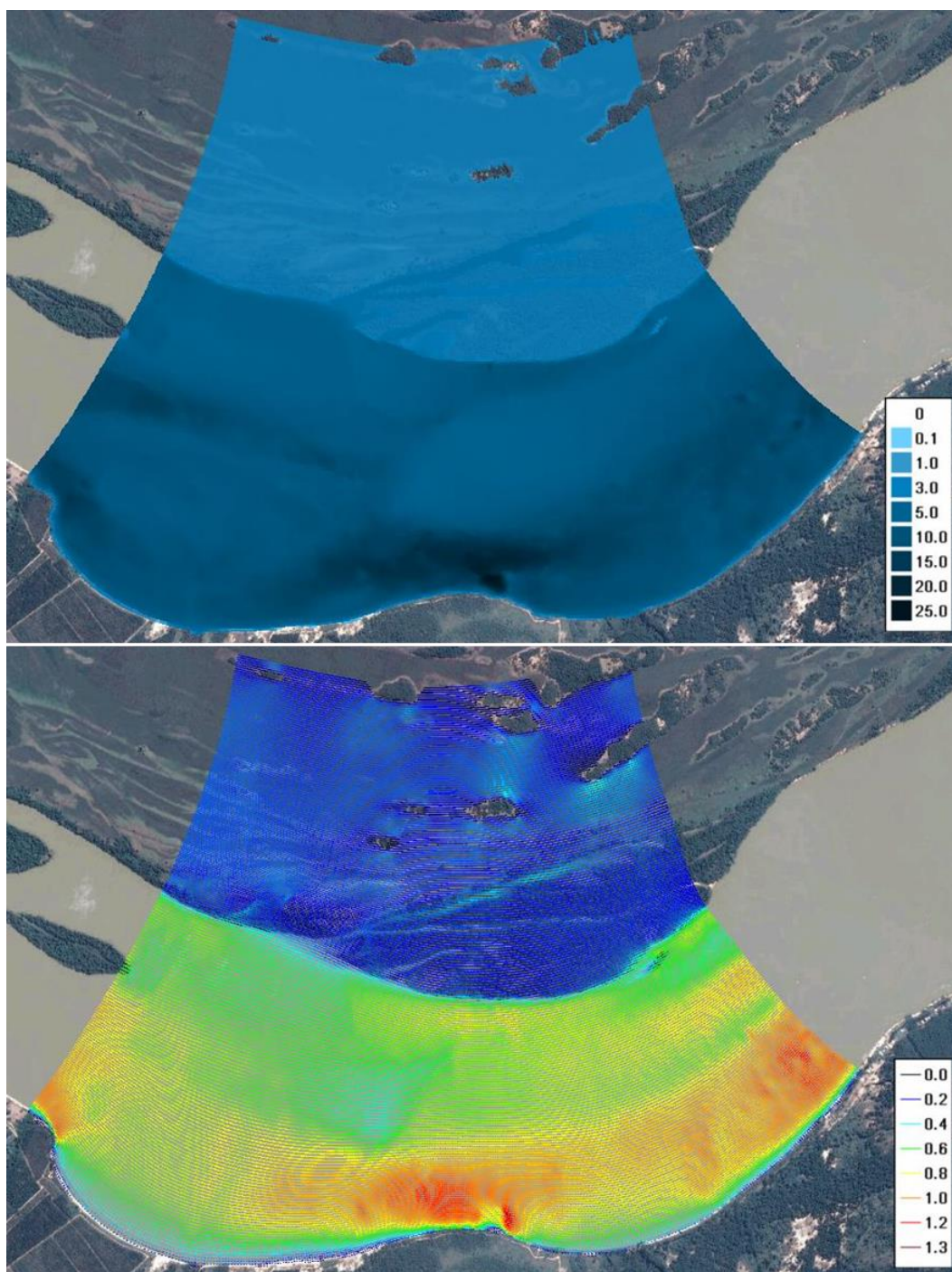
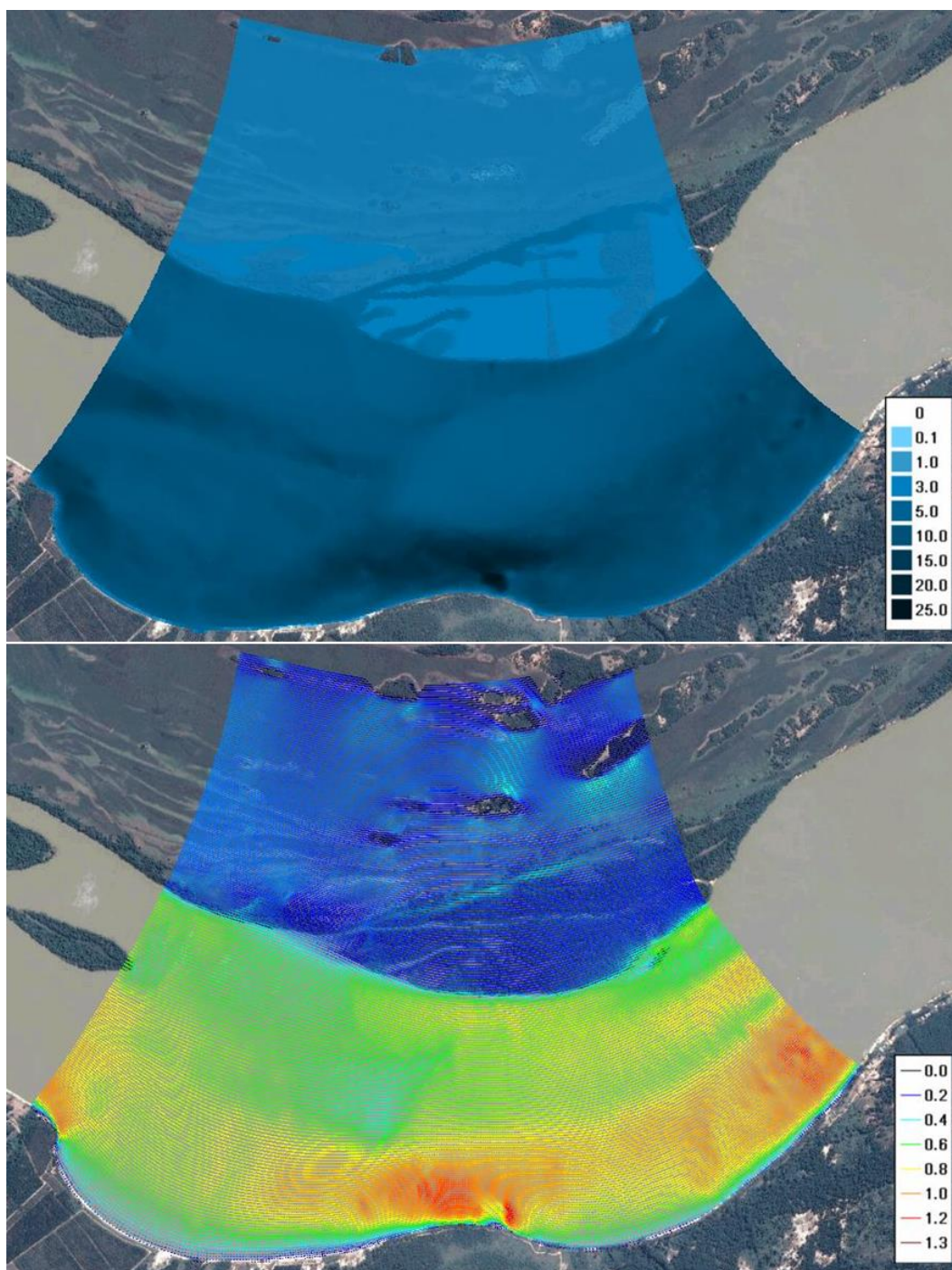


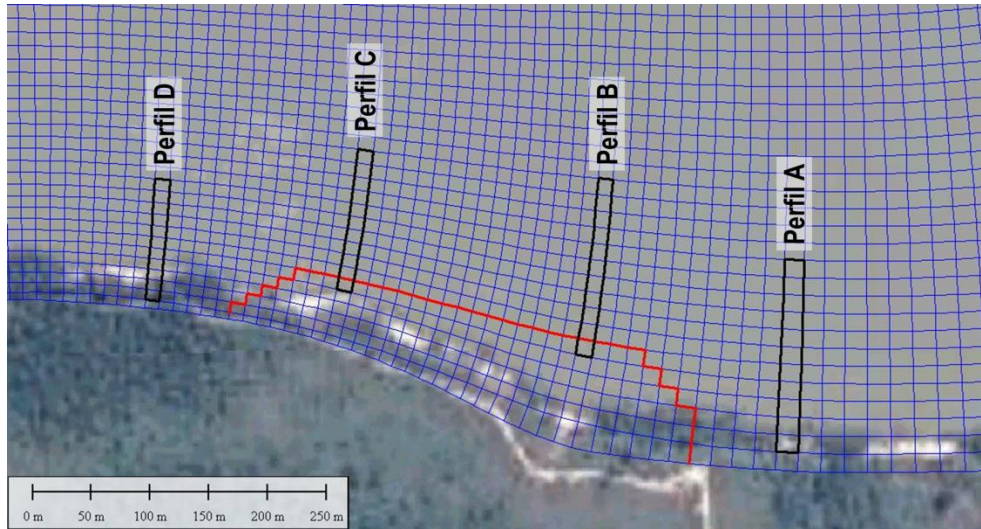
Figura 16: Profundidades y velocidades para el Escenario 0. $R = 20$ años



Los mapeos de velocidades y profundidades para el Escenario 1 son similares a los del Escenario 0 si se observan a nivel general. Para analizar las diferencias con mayor detalle se analiza la zona cercana al proyecto. Para ello, se computan las velocidades a lo largo de cuatro perfiles distribuidos en la zona costera cercana al proyecto. Como se observa en la Figura 17, los perfiles tienen de 160 a 100 m de longitud, y se ubican de la siguiente manera:

- Perfil A: aproximadamente 100 m aguas arriba de las obras proyectadas;
- Perfiles B y C: en la zona de implantación de la terminal de contenedores;
- Perfil D: aproximadamente 100 m aguas abajo de las obras proyectadas.

Figura 17: Perfiles para comparación de escenarios



A continuación se presenta el detalle para una crecida de 2 años de recurrencia, para ambos escenarios (Figura 18). Luego, se resumen los valores de velocidad en los perfiles y se realiza la comparación entre el escenario 1 y el escenario sin obras (Tabla 8).

Figura 18: Resultados de los Escenarios 0 y 1. $R = 2$ años

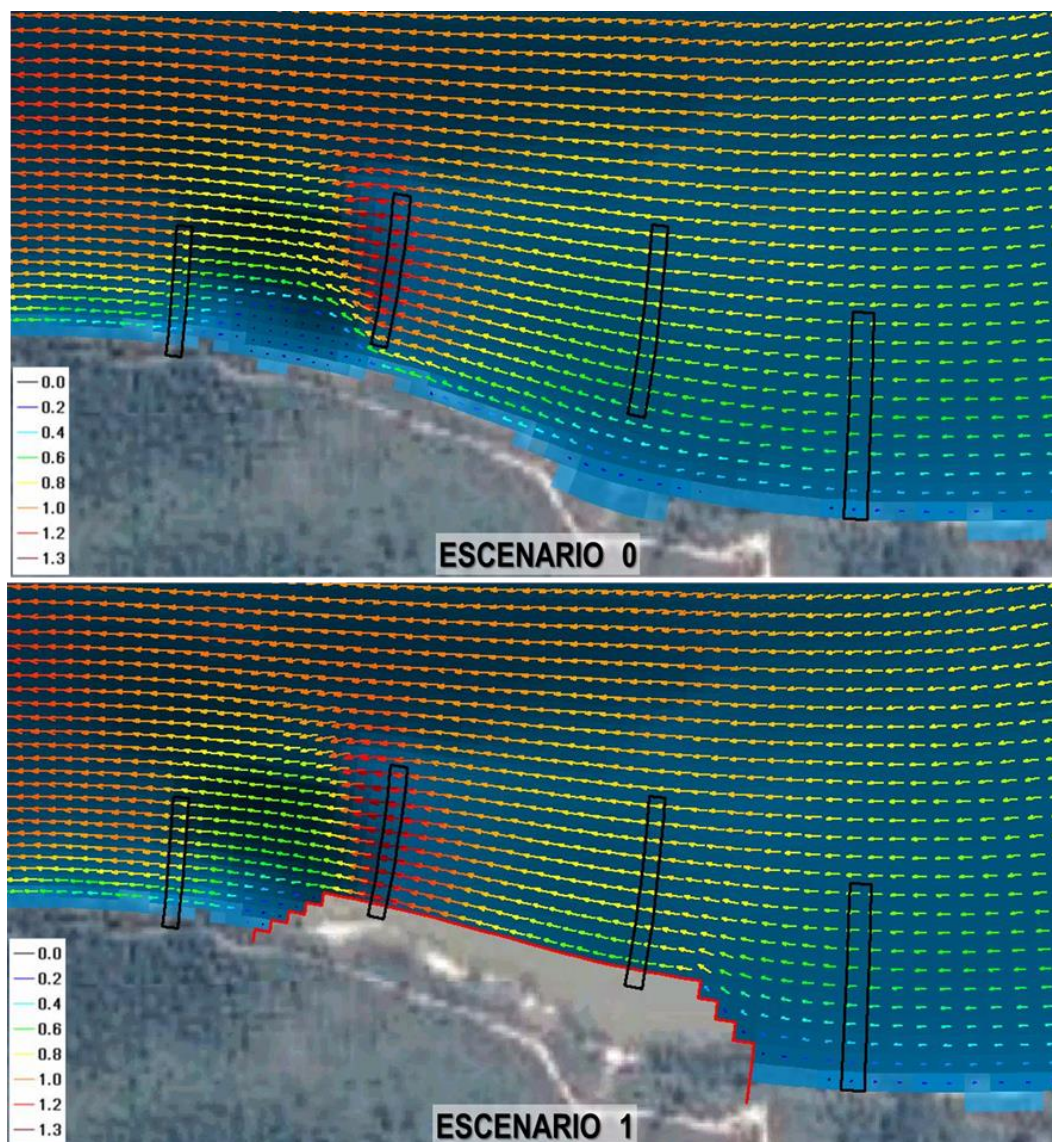


Tabla 8: Velocidades promediadas en la vertical del Escenario 1 y su variación con respecto al Escenario 0. R = 2 años

R 2 años - Velocidad media (m/s)															
Perfil	E0	E1	Dif	Perfil	E0	E1	Dif	Perfil	E0	E1	Dif	Perfil	E0	E1	Dif
A1	0,15	0,12	-24%	B1	0,55	TC	-	C1	0,87	TC	-	D1	0,00	0,00	-
A2	0,33	0,25	-23%	B2	0,60	0,65	8%	C2	1,05	1,20	14%	D2	0,00	0,00	-
A3	0,45	0,36	-19%	B3	0,65	0,73	13%	C3	1,15	1,23	6%	D3	0,37	0,45	22%
A4	0,53	0,44	-15%	B4	0,68	0,78	15%	C4	1,21	1,25	4%	D4	0,49	0,66	36%
A5	0,58	0,51	-12%	B5	0,71	0,81	14%	C5	1,24	1,27	3%	D5	0,58	0,79	35%
A6	0,62	0,57	-9%	B6	0,74	0,83	12%	C6	1,25	1,28	2%	D6	0,66	0,84	28%
A7	0,66	0,61	-7%	B7	0,75	0,84	11%	C7	1,26	1,29	2%	D7	0,73	0,87	20%
A8	0,69	0,65	-5%	B8	0,77	0,84	10%	C8	1,27	1,30	2%	D8	0,79	0,89	12%
A9	0,71	0,68	-4%	B9	0,79	0,85	9%	C9	1,28	1,30	2%	D9	0,86	0,90	5%
A10	0,72	0,70	-3%	B10	0,80	0,86	8%	C10	1,25	1,28	2%	D10	0,91	0,91	0%
A11	0,74	0,72	-2%	B11	0,81	0,86	6%	C11	1,20	1,22	2%	D11	0,94	0,92	-2%

Los porcentajes que se muestran para cada perfil representan la variación con respecto al escenario sin obras. El perfil A presenta una disminución en las velocidades, más marcada cerca de la costa. Esto se debe a que la terminal de contenedores aguas abajo actúa como “obstáculo” a la corriente en esa zona.

Los perfiles B y C, que atraviesan el tablestacado de la terminal de contenedores para el escenario 1, presentan un incremento en la velocidad media en las celdas contiguas al tablestacado. En el perfil B, dicho incremento se extiende una mayor longitud aguas adentro, producto de la aceleración del flujo por el estrechamiento de la sección debido a las obras.

Por último, el perfil D presenta un considerable incremento de velocidades medias en las celdas cercanas a la costa.

Las velocidades cercanas al tablestacado de la terminal de contenedores van de 0,65 a 1,25 m/s para las celdas vecinas, y de 0,75 a 1,30 m/s 25 m hacia el cauce.

En la Figura 19 se presenta el detalle para una crecida de 10 años de recurrencia, para ambos escenarios. Luego, se resumen los valores de velocidad en los perfiles y se realiza la comparación entre el escenario 1 y el escenario sin obras (Tabla 9).

Figura 19: Resultados de los Escenarios 0 y 1. $R = 10$ años

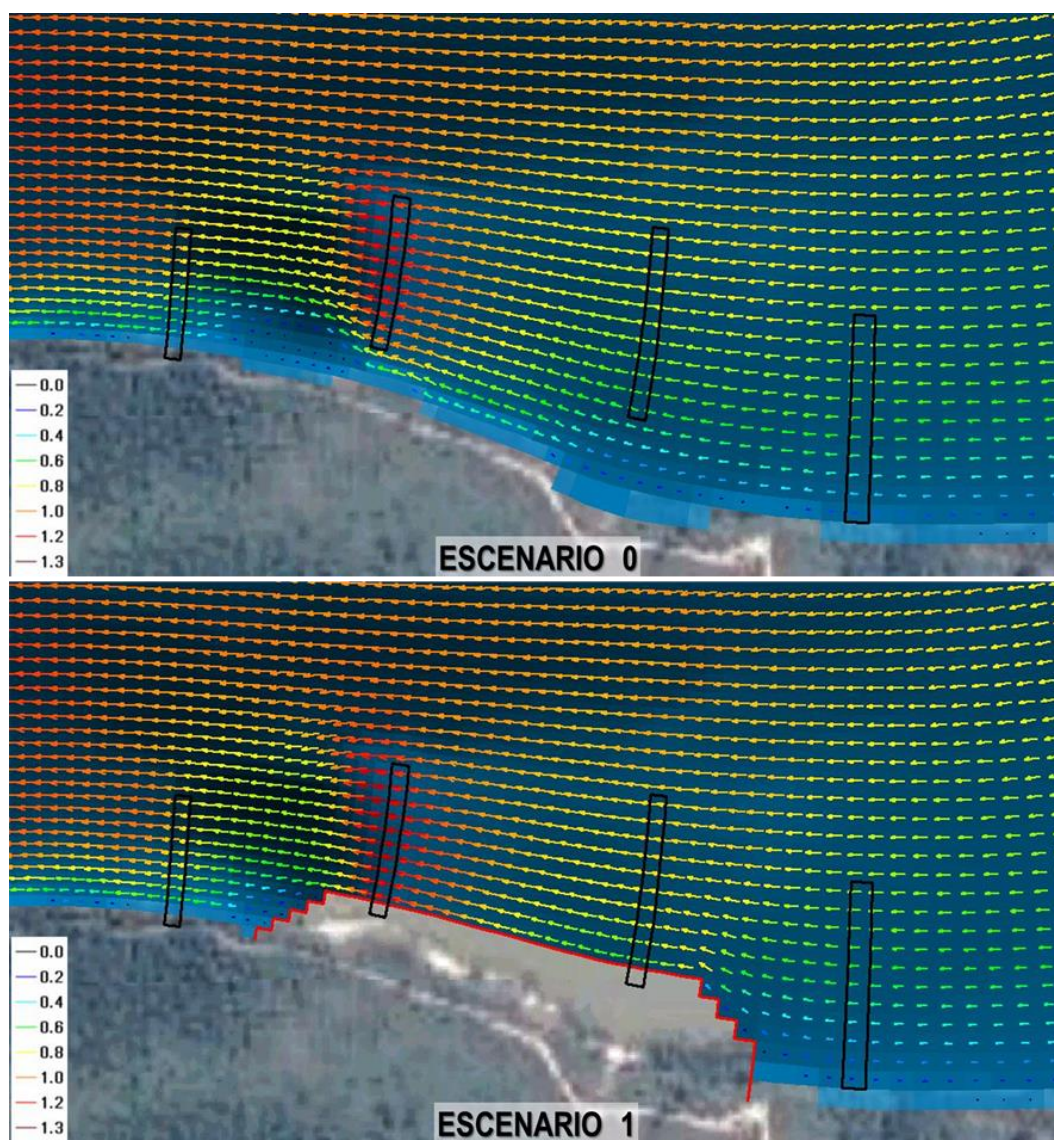


Tabla 9: Velocidades promediadas en la vertical del Escenario 1 y su variación con respecto al Escenario 0. R = 10 años

R 10 años - Velocidad media (m/s)															
Perfil	E0	E1	Dif	Perfil	E0	E1	Dif	Perfil	E0	E1	Dif	Perfil	E0	E1	Dif
A1	0,25	0,19	-25%	B1	0,56	TC	-	C1	0,96	TC	-	D1	0,00	0,00	-
A2	0,35	0,27	-24%	B2	0,62	0,66	6%	C2	1,08	1,18	9%	D2	0,00	0,00	-
A3	0,45	0,35	-21%	B3	0,66	0,74	11%	C3	1,15	1,20	5%	D3	0,48	0,61	27%
A4	0,52	0,43	-17%	B4	0,70	0,79	14%	C4	1,19	1,22	3%	D4	0,57	0,72	27%
A5	0,58	0,50	-13%	B5	0,73	0,82	13%	C5	1,21	1,24	3%	D5	0,66	0,80	22%
A6	0,62	0,56	-10%	B6	0,75	0,84	12%	C6	1,21	1,25	3%	D6	0,74	0,86	16%
A7	0,66	0,61	-8%	B7	0,77	0,85	11%	C7	1,22	1,26	3%	D7	0,81	0,89	10%
A8	0,69	0,65	-6%	B8	0,78	0,86	9%	C8	1,23	1,26	3%	D8	0,87	0,91	5%
A9	0,71	0,68	-4%	B9	0,80	0,87	8%	C9	1,23	1,26	3%	D9	0,91	0,92	1%
A10	0,73	0,70	-3%	B10	0,81	0,87	8%	C10	1,21	1,25	3%	D10	0,95	0,93	-2%
A11	0,74	0,73	-2%	B11	0,82	0,87	7%	C11	1,17	1,20	3%	D11	0,97	0,94	-3%

Este caso presenta diferencias similares entre los escenarios 0 y 1 que la crecida de 2 años de recurrencia.

La diferencia observable con respecto a la recurrencia de 2 años es el incremento de las velocidades medias en las celdas cercanas a la costa, en los perfiles A y D. Las demás velocidades no presentan grandes variaciones.

Las velocidades cercanas al tablestacado de la terminal de contenedores van de 0,65 a 1,25 m/s para las celdas vecinas, y de 0,75 a 1,25 m/s 25 m hacia el cauce.

Finalmente, la Figura 20 presenta el detalle para una crecida de 20 años de recurrencia, para ambos escenarios. Los valores de velocidad en los perfiles y la comparación entre el escenario 1 y el escenario sin obras se observan en la Tabla 10.

Figura 20: Resultados de los Escenarios 0 y 1. $R = 20$ años

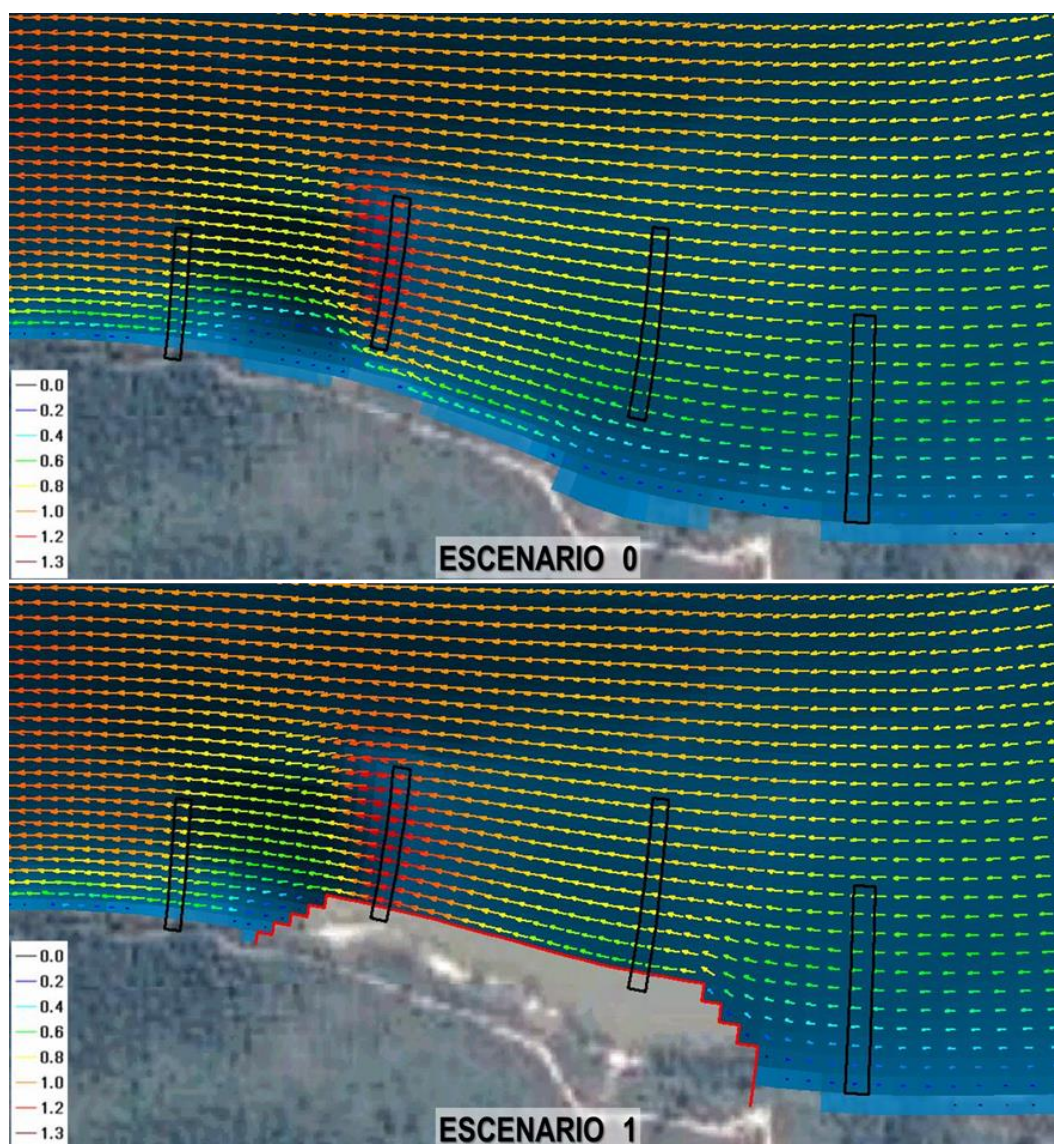


Tabla 10: Velocidades promediadas en la vertical del Escenario 1 y su variación con respecto al Escenario 0. R = 20 años

R 20 años - Velocidad media (m/s)															
Perfil	E0	E1	Dif	Perfil	E0	E1	Dif	Perfil	E0	E1	Dif	Perfil	E0	E1	Dif
A1	0,26	0,19	-25%	B1	0,55	TC	-	C1	0,95	TC	-	D1	0,00	0,00	-
A2	0,35	0,27	-24%	B2	0,61	0,64	6%	C2	1,06	1,15	9%	D2	0,00	0,00	-
A3	0,43	0,35	-20%	B3	0,65	0,72	11%	C3	1,12	1,17	4%	D3	0,49	0,62	26%
A4	0,50	0,42	-17%	B4	0,69	0,78	13%	C4	1,16	1,20	3%	D4	0,57	0,72	25%
A5	0,56	0,48	-14%	B5	0,72	0,81	12%	C5	1,18	1,21	3%	D5	0,66	0,80	20%
A6	0,61	0,54	-10%	B6	0,74	0,83	11%	C6	1,19	1,22	3%	D6	0,74	0,85	14%
A7	0,64	0,59	-8%	B7	0,76	0,84	10%	C7	1,20	1,23	3%	D7	0,81	0,88	9%
A8	0,67	0,63	-6%	B8	0,77	0,85	9%	C8	1,20	1,24	3%	D8	0,86	0,90	4%
A9	0,70	0,67	-5%	B9	0,79	0,86	8%	C9	1,21	1,24	3%	D9	0,91	0,91	0%
A10	0,72	0,69	-3%	B10	0,80	0,86	7%	C10	1,19	1,22	3%	D10	0,94	0,92	-2%
A11	0,73	0,72	-2%	B11	0,81	0,87	7%	C11	1,15	1,18	3%	D11	0,96	0,93	-3%

Este caso presenta diferencias similares entre los escenarios 0 y 1 que las crecidas de 2 y 10 años de recurrencia.

La diferencia de las velocidades medias con respecto a la crecida de 10 años de recurrencia es mínima. Las velocidades cercanas al tablestacado de la terminal de contenedores van de 0,65 a 1,20 m/s para las celdas vecinas, y de 0,75 a 1,25 m/s 25 m hacia el cauce.

Aproximadamente a 200 m aguas arriba y aguas abajo de las obras proyectadas, la influencia de las mismas produce un cambio menor al 10% en las velocidades medias en la zona costera. Por lo tanto, puede estimarse a partir de la modelación, que la influencia de las obras sobre la velocidad media de la corriente se circunscribe a la región de unos 200 m aguas adentro del cauce, y 200 m aguas arriba y abajo de las obras.

5.7 ANÁLISIS DE EROSIÓN

Existen diferentes tipos de erosión fluvial: de largo plazo por cambios morfológicos, localizada, y general. La erosión por cambios morfológicos de largo plazo se produce por cambios de la configuración del río a nivel macro por fenómenos relacionados, por ejemplo, con el crecimiento o erosión de islas o la migración del talweg. Como consecuencia, la erosión de las márgenes puede producirse por el desplazamiento del cauce, y puede darse tanto en ríos meándricos como anastomosados. En la Sección 6 se evaluará si alguno de estos procesos morfológicos tiene lugar en la zona del nuevo puerto de Ituzaingó.

Por otro lado, las erosiones localizadas son provocadas por turbulencias que pueden tener origen en la interposición de obstáculos (ej. pilotes), o por contracción del flujo (ej. estribos de puentes), entre otros.



Finalmente, la erosión generalizada tiene lugar durante una crecida debido a la mayor capacidad de transporte de material sólido que adquiere la corriente al incrementarse el caudal. Como consecuencia, se incrementa la “intensidad del flujo” expresada a través de la tensión de corte sobre el lecho (que es capaz de poner a las partículas en movimiento) y la velocidad media del agua (que mantiene a las partículas en transporte). La posterior etapa de depósito se produce cuando disminuye el caudal y la capacidad de arrastre.

El cálculo de erosión generalizada se puede realizar a partir de los resultados del modelo hidrodinámico aplicando la fórmula semiempírica de Lischtván – Lebediev. En este caso el cauce presenta un lecho predominantemente granular, por lo tanto la fórmula a aplicar es la siguiente:

$$h_s = \left(\frac{\alpha \cdot h_0^{5/3}}{0,68 \cdot \beta \cdot \mu \cdot \Phi \cdot d_m^{0,28}} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$

Donde:

h_s : profundidad del flujo luego de producida la erosión general (m),
 h_0 : profundidad inicial de la corriente, para el caudal de diseño, en (m),
 β : coeficiente de recurrencia, función del período T_R (en años), dado por:

$$\beta = 0,8416 + 0,03342 \cdot \ln(T_R)$$

μ : coeficiente de corrección por contracción de flujo, se tabula en función de la velocidad media del flujo y la distancia libre entre pilas. Si se calcula erosión en una sección donde no existe puente, se considera igual a la unidad.

Φ : coeficiente de corrección por la densidad del agua durante la creciente. Si se considera agua clara, $\Phi=1$, si existe transporte de sedimentos está en función de la densidad de la mezcla agua y sólidos en suspensión.

Para: $\gamma_{as} = 1 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \Phi = 1$

$\gamma_{as} > 1 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \Phi = -0,54 + 1,5143 \gamma_{as}$

d_m : diámetro medio de las partículas de material granular, en (mm),

X : exponente variable que depende de d_m :

$$X = 0,394557 - 0,04136 \cdot \log(d_m) - 0,00891 \cdot \log^2(d_m)$$

α : coeficiente de sección o de distribución de caudal, según la fórmula siguiente:

$$\alpha = Q_d / (H_m^{5/3} \cdot B_e)$$

Q_d : caudal para la recurrencia de cálculo

H_m : tirante hidráulico= A/B_e

B_e : ancho efectivo del canal, en (m)

A : área de flujo, en (m^2)



Con esta metodología se evaluó la erosión generalizada para una crecida de 20 años de recurrencia en la sección que corresponde al perfil C. Los resultados se muestran en las Figuras 21 y 22. La cota del lecho está referida al cero del puerto de Ituzaingó.

Figura 21: Erosión generalizada en sección C. $R = 20$ años

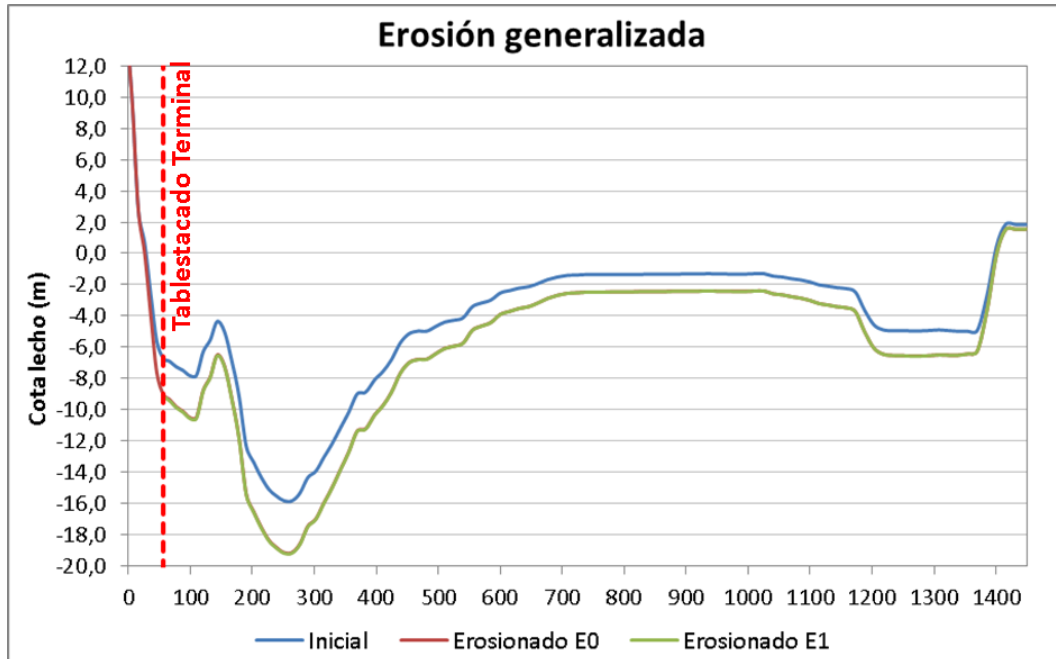
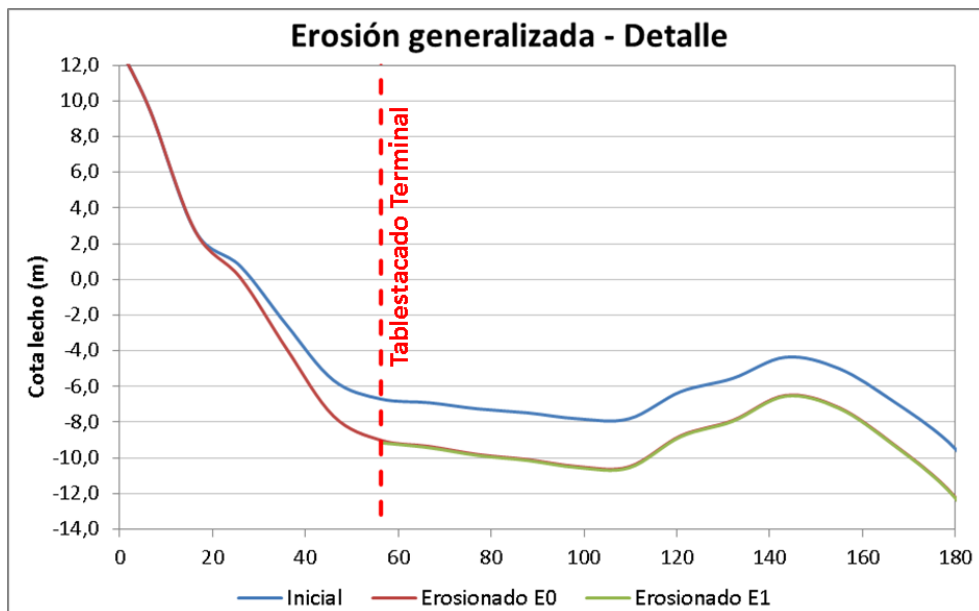


Figura 22: Erosión generalizada en Detalle. $R = 20$ años.



Prácticamente no se observan diferencias entre el lecho erosionado de los escenarios 0 y 1.

La máxima erosión para la sección analizada es del orden de 3,3 m. En el detalle de la zona del muelle se observa que la erosión fluctúa desde 2,5 m al pie a 2,75 m a unos 50 m de distancia.

5.8 CONCLUSIONES

Como resultado de los estudios hidrosedimentológicos, se concluye que en la zona de la nueva terminal de contenedores las velocidades medias en la vertical llegan hasta 1,25 m/s para una crecida de 2, 10 y 20 años de recurrencia.

Al comparar los escenarios con y sin obras, se destaca el hecho de que no se produce una aceleración del flujo como producto de las obras, sino que el mismo presenta poca variación o aun una disminución en las velocidades medias cerca de la costa.

Además, se estima que la influencia de las obras sobre la velocidad media de la corriente se circunscribe a la región de unos 200 m aguas adentro del cauce, y 200 m aguas arriba y abajo de las obras.

Finalmente, se calculó la erosión generalizada a través de la fórmula de Lischtván – Lebediev para una crecida de 20 años de recurrencia. La máxima erosión para la sección resultó del orden de 3,3 m, mientras que en la zona cercana al tablestacado del nuevo puerto, la misma va de 2,5 m al pie a 2,75 m a unos 50 m de distancia



6.0 DISEÑO DE PROTECCIONES COSTERAS

6.1 EROSIÓN Y PROCESOS MORFOLÓGICOS

Aguas abajo de Yacyretá, Valenzuela (2015)⁹ caracteriza al borde costero correntino como un dique natural de origen sedimentario, cortado espaciadamente por arroyos, activos y antiguos, de los ríos que desaguan en el Paraná; con presencia de roca arenisca que aflora espaciadamente formando salientes que se adentran en el curso fluvial, que provocan una dinámica fluvial de continuo socavamiento y depósito de sedimentos. Debido a esta dinámica, se genera un borde sinuoso e irregular, interrumpido por desembocaduras de arroyos, con entrantes y salientes, con sectores altos y bajos, donde se definen al menos tres sectores diferenciados en cuanto a sus condiciones naturales: bañados o zonas bajas cubiertas de vegetación, donde el río ingresa en las crecientes; zonas de depósitos arenosos o playas, en general, aguas abajo de las salientes rocosas, y zonas más altas del dique o albardón que forma barrancas. La zona del proyecto del nuevo puerto entraría en esta última categoría.

La llanura de inundación en el tramo bajo estudio, se desarrolla en la margen opuesta, sobre la isla Apipé Grande. La Figura 12 de la sección anterior grafica la amplitud de la llanura inundable.

Como se mencionó más arriba, los mecanismos de erosión son varios. La erosión generalizada que se estudió en la Sección 5.7 puede explicar fenómenos que se relacionan con la aceleración de los flujos y que provocan profundizaciones en ciertas áreas. Sin embargo, los estudios realizados para la modelación hidrodinámica permiten concluir que las obras no generarán corrientes de velocidades de magnitudes importantes. En otras palabras, los patrones de erosión no serán modificados de manera significativa por las obras.

El otro fenómeno erosivo es el de largo plazo que produce la expansión lateral de los cursos de agua. Para estudiar los efectos de largo plazo se debe recurrir a otro tipo de análisis basado en imágenes remotas o en comparaciones de relevamientos de la línea de costa. Ante la ausencia de estos últimos se recurrió a las imágenes satelitales del Google Earth. Aunque las mismas no se encuentran georectificadas pueden brindar una buena idea de los procesos ocurridos. Se compararon cinco imágenes correspondientes a las fechas 3/8/2010, 3/4/2011, 24/6/2014, 16/7/2016, y 2/12/2018 que se muestran en las Figuras 23 a 27. En esas fechas, los niveles del río (cero de Ituzaingó) eran:

3/8/2010	+1,50
3/4/2011	+2,70

⁹ Valenzuela, M. 2015. *El paisaje fluvial del Paraná, convergencias y divergencias entre el paisaje natural y el paisaje cultural. El caso de la ribera de la ciudad de Itatí, Corrientes*. En: "Comunicaciones científicas y tecnológicas anuales 2014". Facultad de Arquitectura y Urbanismo, UNNE. p. 133-144.



24/6/2014	+2,10
16/7/2016	+1,75
2/12/2018	+2,00

Como se aprecia, los niveles variaron poco más de un metro entre las distintas imágenes, pero como la costa correntina es escarpada, las diferencias por los distintos niveles no influye demasiado sobre el resultado.

Delineando la costa para cada año y superponiéndolas, las líneas quedan prácticamente superpuestas. Sólo en algunos puntos se pueden apreciar diferencias de seis metros, y eso muy probablemente debido a errores de paralaje de las imágenes o de interpretación durante el delineado.

Figura 23: Imagen de Google Earth del día 3/8/2010



Figura 24: Imagen de Google Earth del día 3/8/2011



Figura 25: Imagen de Google Earth del día 3/8/2014



Figura 26: Imagen de Google Earth del día 3/8/2016



Figura 27: Imagen de Google Earth del día 3/8/2018



Sólo la pequeña isla que se observa en esquina superior derecha mostró un leve cambio de longitud, habiendo perdido un poco de superficie por una posible erosión de su borde aguas arriba.

Salvo esta situación de la isla, todas las evidencias indican que la costa es muy estable. Por lo tanto, se estima que sólo será necesario proteger la zona costera bajo el muelle, principalmente para evitar erosiones localizadas por efecto de las turbulencias que provocan los pilotes y las corrientes de las hélices.

6.2 TIPOLOGÍAS DE SOLUCIONES DE PROTECCIONES COSTERAS

Las obras de margen tienen por objeto “endurecer” la costa para evitar la migración de los suelos y sedimentos. Las obras de encauzamiento tienen por fin modificar la línea de corriente para hacerlas divergir de la zona a proteger creando una zona artificial de baja energía. A su vez, ante presencia de olas, estas obras disipan la energía.

Ahora bien, para materializar la estabilización de la línea de costa se puede optar por alternativas de obras rígidas o de obras flexibles. Las obras rígidas se refieren a muros de contención, tablestacados, u otras similares. Las flexibles son de piedras (*riprap* o escollerados) y otras que evolucionaron de estas primeras como ser las mantas flexibles, los geotubos, o los pavimentos intertrabados. Sin embargo, existe una gran diferencia de costos entre las obras flexibles y las rígidas que se acentúa cuando las alturas a salvar son más grandes. Por esto, cuando se necesitan proteger longitudes extensas y no se necesitan paramentos verticales (por ejemplo para el atraque de un buque) la alternativa de los sistemas flexibles es más conveniente. Tienen la ventaja adicional de que su reparación o modificación es más sencilla.

Los *riprap* consisten en capas de piedras volcadas sobre una manta de geotextil que, debido al tamaño de la piedra exterior, resisten a su puesta en movimiento por el agua. La capa exterior se asienta sobre capas de piedras más finas y éstas a su vez sobre un geotextil para evitar que los granos finos del suelo migren a través de los intersticios de las piedras.

Las mantas flexibles y los pavimentos articulados suplen a los *ripraps*. Los primeros consisten en bloques de hormigón dispuestos en damero, separados entre sí regularmente, y vinculados inferiormente por un geotextil. Esta solución permite reemplazar a las piedras de los *ripraps* asegurando una mejor trabazón y una obra más liviana. En el caso de los pavimentos articulados, no se cuenta con el geotextil de vinculación (aunque siempre es conveniente colocar un geotextil bajo los bloques) y la intertraba se realiza con la forma de los bloques. Al no haber espacios entre los elementos termina siendo obras más pesadas que la de las mantas¹⁰.

Las obras de encauzamiento tradicionales se hacen con piedras (escollerados) de manera similar a los *riprap*. Pueden ser perpendiculares o inclinados respecto de la costa. Las mantas y pavimentos articulados pueden suplir las funciones de los *ripraps*, pero no la de los escollerados. Los tubos de geotextiles, en cambio, pueden disponerse de manera paralela a la costa, actuando como revestimientos o de manera perpendicular o inclinada, actuando como escolleras encauzadoras. Para alcanzar las cotas necesarias se pueden apilar tubos unos sobre otros. Los tubos se llenan con arena bombeando una mezcla a través de una manga, o colocando el material sobre el geotextil abierto que luego se cierra cosiendo una costura central longitudinal. A continuación la Tabla 11 compara las distintas soluciones y las Figuras 28 a 30 ilustran sobre las distintas soluciones.

Tabla 11: Comparación de soluciones constructivas para protección costera¹⁰

Solución	RipRap y escollerados tradicional	Mantas flexibles	Tubos de geotextiles	Otros pavimentos articulados
Características	Piedras sueltas formando filtros	Bloques de hormigón vinculados con geotextiles	Geotextil en forma de tubo relleno con arena	Bloques de hormigón diseñados con sistemas de trabas
Patente	no	sí	sí	Sí
Costo (U\$/m)	750	1100	600	900-1500
Mantenimiento y reparación	Fácil	Mediana (agregar)	Difícil (reemplazar)	Mediana (según donde se produzca la rotura)
Facilidad de construcción*	Piedra suelta volcada y distribuida con grúa	Colocación con grúa cuidadosa en tramos de 2x6 m	Llenado mediante bombeo	Colocación manual

¹⁰ Abramian, J.E., 2017, Proyecto Ejecutivo del Nuevo Puerto de General Lavalle, CFI, Buenos Aires

Solución	RipRap y escolleros tradicionales	Mantas flexibles	Tubos de geotextiles	Otros pavimentos articulados
Disponibilidad	En la provincia de Corrientes	Desde Fábrica	Geotextiles de fábrica o importador, arena localmente	Desde fábrica
Durabilidad	Muy durable	Muy durable	Durable	Susceptible a subpresiones y bombeo

*En todos los casos hay que perfilar el terreno

Figura 28: Tubo geotextil MacTubes utilizado como escollera (Fuente: Maccaferri)



Figura 29: Protección con mantas flexibles (Fuente: Coripa)



Figura 30: Izq. protección con bloques Bentonplan (Fuente: Coripa); der. Riprap



En el caso del Nuevo Puerto de la Ciudad de Corrientes no sería necesario realizar obras de protección extensivas, pero habrá que asegurar que el muelle se encuentre protegido. En el futuro, si se decidiera realizar las obras del astillero, probablemente sería necesario proteger la entrada al varadero para asegurar las maniobras de ingreso. También en ese caso, sería necesario proteger el pie del muelle. Dada la facilidad de colocación y la disponibilidad de material bueno en Corrientes, para la protección local del muelle se propone la utilización de *ripraps*.

6.3 DISEÑO DE LAS PROTECCIONES

6.3.1 Parámetros de diseño

Para diseñar los revestimientos se considerarán:

- Olas generadas por embarcaciones
- Corrientes fluviales
- Corrientes inducidas por embarcaciones

Dado que el *fetch* (distancia sobre la que sopla el viento generando olas) es corta y el espejo de agua tiene limitaciones de ancho y profundidad, se desprecia la generación de olas de viento.

- Olas generadas por embarcaciones

Las embarcaciones generan trenes de olas que se mueven con la misma nave. La altura de las olas depende principalmente del desplazamiento, forma, y velocidad de la nave. Y la altura de ola que alcanza la costa depende de la distancia a la que pasa la embarcación.

Si bien el patrón de dispersión de estas olas desde la roda fue resuelto analíticamente con bastante precisión, las alturas de olas generadas todavía son objeto de investigación. Aquí se utilizará el modelo de Sorensen¹¹ (1997) que fue

¹¹ Sorensen RM (1997) Prediction of vessel-generated waves with reference to vessels common to the upper Mississippi River System. ENV Report 4, US Army Corps of Engineers.

validado con experiencias de campo por Gharbi et al.¹² (2010). Esta metodología tiene como variables la velocidad del buque, la profundidad, la distancia desde el eje de crujía, y el desplazamiento.

Para el caso se tomó que frente al revestimiento o protección podrá circular un convoy de 25 barcas a una velocidad de 10 kn. A continuación se listan los parámetros de cálculo y resultados obtenidos.

Velocidad de la embarcación	V [m/s]=	5,14
Profundidad	d [m] =	20,00
Desplazamiento	W [m ³] =	24.000,00
Distancia transversal	x [m] =	50,00
Distancia adimensional	x' =	1,79
Profundidad adimensional	d' =	0,72
Froude	F =	0,37
beta	β =	-0,45
delta	δ =	-0,17
Exponente de correlación	n =	-0,48
a	a =	-1,64
	b =	2,32
	c =	-0,98
$\log \alpha$	$\log \alpha$ =	-1,99
	α =	0,0102
Altura máxima	H_m [m] =	0,22

Como se aprecia, una de las mayores embarcaciones que puede navegar la zona, prácticamente a su máxima velocidad y pasante a sólo 20 m de la margen, produce olas de 0,22 m de altura.

- Corrientes fluviales

Para una crecida de 20 años de recurrencia, el modelo hidrodinámico predice 1,3 m/s a la altura del borde del muelle, y sobre el tablestacado se reduce a 1,15 m/s (Tabla 10 de la Sección 5.6).

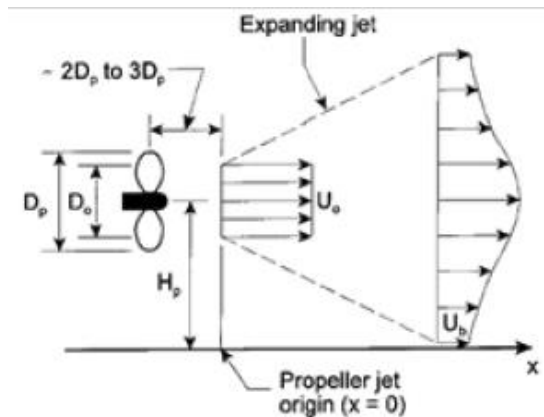
- Corrientes inducidas por embarcaciones¹³

Las hélices de los buques producen un jet con energía suficiente para producir socavaciones en el lecho. La velocidad de la corriente producida por una hélice depende de la velocidad de rotación de la misma y de su tamaño, entre los factores más importantes. Además, la velocidad varía con la distancia a la hélice (horizontal y vertical), como indica la Figura 31.

¹² Gharbi S., Hamdi S., Nistor I. Valkov G. (2010).). *Numerical and field study of ship-induced waves along the St. Lawrence Waterway, Canada*. Natural Hazards. Springer.

¹³ Extraído de Abramian, J.E., 2017, Proyecto Ejecutivo del Nuevo Puerto de General Lavalle, CFI, Buenos Aires.

Figura 31: Esquema del jet generado por una hélice (Froehlich et al.¹⁴)



La fórmula que representa el fenómeno es:

$$U_o = C_p [P_b / (\rho D_p)^2]^{0,33}$$

Donde:

C_p = coeficiente del tipo de salida de la hélice. Aquí se toma 1.48 para hélices abiertas.

ρ = densidad del agua (1.025 t/m³)

D_p = Diámetro de la hélice (2,20 m)

P_b = Potencia (4000 kw) – para considerar la potencia utilizada en muelle se toma el 10% de la instalada (PIANC, 1997)¹⁵.

Resultando:

$$U_o = 5,99 \text{ m/s}$$

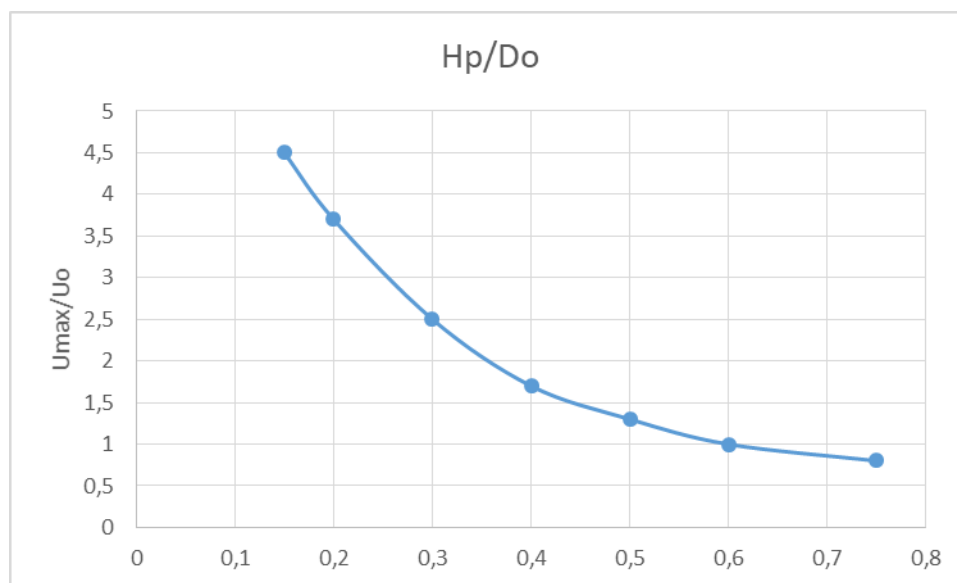
El chorro tiene inicialmente un diámetro D_o y una velocidad U_o . Pero la velocidad a la que impacta el fondo, a una distancia de la hélice, depende de la distancia entre el eje de la hélice y el fondo. La Figura 32 muestra la relación entre esa velocidad máxima que impacta al fondo y la relación entre la distancia del eje de la hélice al fondo y su diámetro.

De allí se obtiene que $U_{max} = 3 \text{ m/s}$. Y la velocidad con la que puede incidir sobre la protección bajo el muelle es la misma (por ejemplo, cuando la pala de timón se inclina desviando el chorro hacia tierra).

¹⁴ Froehlich D.C., Shea C. C., y Damigella, R. J., *Screwed-Up Riprap: Sizing Rock Riprap to Resist Propeller-Induced Erosion*, PB Notes, 4th Quarter 1998 • Issue No. 43 • Volume XII • Number 3

¹⁵ PIANC, *Guidelines for the Design of Armoured Slopes under Open Piled Quay Walls*, Working Group 22, Supplement Bulletin 96, Bruselas, 1997.

Figura 32: Variación de la velocidad respecto del diámetro de la hélice



6.3.2 Dimensionamiento del rip-rap

En un río donde la fuerza de las olas es poco significativa, para el dimensionamiento del *riprap* se puede utilizar la fórmula de Van Rijn¹⁶ tomando la velocidad orbital igual a cero. El diámetro de las piedras viene dado por:

$$D_{n,50} = \frac{\gamma_s (0.0063 \bar{u}^2 + 0.025 \hat{U}^2)}{\Delta g (K_{\alpha 1} K_{\alpha 2} \theta_{cr})}$$

Donde,

D_{n50} = diámetro de la piedra

U = velocidad orbital de la ola = 0 (la ola es muy pequeña para generar velocidades en el fondo)

u = velocidad de la corriente = 4 m/s

γ_s = factor de seguridad = 1,5

Δ = densidad relativa

$K_{\alpha 1} = \sin(\phi - a_1) / \sin(\phi)$ = factor de pendiente transversal

$K_{\alpha 2} = [\cos(a_2)][1 - \{\tan(a_2)\}^2 / \{\tan(\phi)\}^2]^{0.5}$ = factor de pendiente longitudinal

$\theta_{cr,o}$ = Tensión de corte crítico de Shields;

a_1 = ángulo transversal (talud con fondo) = 26°

a_2 = ángulo longitudinal (talud con fondo) = 0°

ϕ = ángulo de reposo = 40°

¹⁶ Van Rijn, L.C., 2010. Coastal erosion control. EU-Conscience Project, Deltares, Delft, The Netherlands

De aquí se obtiene un diámetro de piedra de 52 cm o un peso equivalente de aproximadamente 200 kg. En este cálculo se asumió actuando de manera simultánea la corriente producida por la hélice más la fluvial en condiciones extremas.

El diseño de la protección se completa con criterios de diseño del espesor de la capa de armadura de 1,10 m, una subcapa de piedras de tamaños variables entre 10 y 25 kg de 0,30 m de espesor y, bajo la misma, un geotextil no tejido. Finalmente, también se debe considerar una protección de pie.

6.3.3 Planos

Los Planos de la protección costera se encuentran en CT1904–IT-PC-01 a 03.

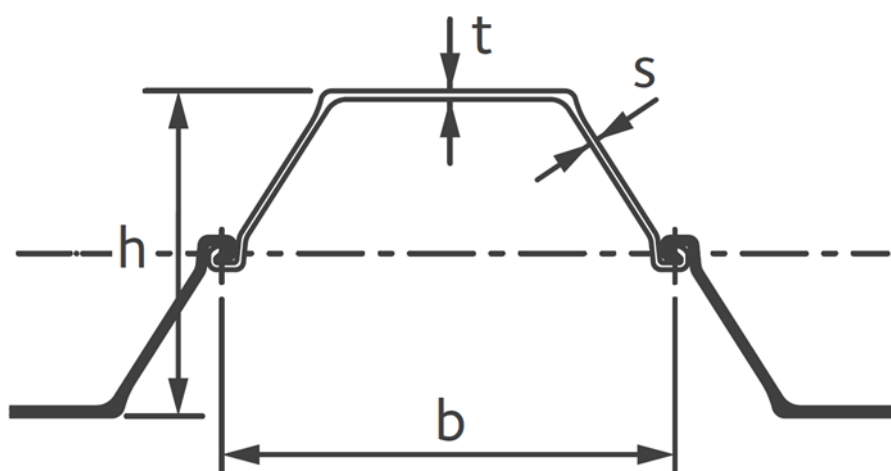


7.0 TABLESTACADO

El muelle diseñado es uno de tipo transparente que tiene un cierre posterior materializado con tablestacas. Al ser transparente, el muelle es menos intrusivo, en el sentido que al no avanzar tanto en el río no modifica demasiado las líneas de corrientes. Además, permite alcanzar mayores profundidades, es menos susceptible a socavaciones del pie y requiere menor movimiento de suelos.

El tablestacado propuesto es de tipo metálico utilizando perfiles PU18⁺¹, tal como muestra la Figura 33, de 10 m de longitud.

Figura 33: Tablestacas tipo U (PU)



Estas tablestacas tienen una viga de cintura a 2,0 m de la superficie. La viga vincula al tablestacado con las pantallas de anclaje posteriores, ubicadas a una distancia de 15 m.

El tablestacado tiene también una viga de coronamiento que fue calculada con el programa VLoad con cargas 200 kN simulando la rueda de un reachstacker cargado pasando a través. La viga de coronamiento se encuentra 50 cm por debajo del nivel de terminación del muelle y el pavimento.

El tablestacado no sólo cubre el frente del muelle, sino que también tiene cierres laterales. El cierre lateral de tablestacado debe ser llevado hasta que la cota de coronamiento de estas estructuras enrase las cotas del terreno natural. En función de la topografía de la zona, la longitud del cierre lateral norte será mayor a la del cierre sur.

El proyecto del tablestacado se completa con detalles de la fijación de tensores. Los mismos deben ser ajustados a medida que se rellena la zona posterior de las tablestacas.

El Anexo 1 incluye la memoria de cálculo del tablestacado y los Planos CT1904-IT-T-01 y 02 muestran los detalles constructivos del mismo.



Debe notarse y recalcar que el tablestacado fue diseñado para cargas operativas. El contratista que realice la obra puede optar por construir el muelle desde tierra y aprovechar el tablestacado para posicionar una grúa desde donde hincar los pilotes. Aunque está diseñado para soportar sobrecargas de 3 t/m², **el tablestacado no está diseñado para resistir sobrecargas puntuales como las de una grúa**. En ese caso, el contratista deberá verificar la resistencia del mismo y tomar las precauciones del caso.

Finalmente, para evitar sobrepresiones hidrostáticas excesivas, se deben practicar regularmente agujeros a lo largo del tablestacado y a distintas alturas, por ejemplo, a uno, dos, y tres metros del coronamiento. Para evitar que junto con el agua se escape suelo, los agujeros deberán contar con filtros adecuados (geotextil, o agregados).



8.0 DISEÑO DE MUELLE DE CONTENEDORES Y CARGA GENERAL

Esta sección incluye el diseño y dimensionamiento del muelle de contenedores y carga general. En particular, define las defensas de muelle, bolardos, el diseño geométrico de la estructura, el estudio de cargas, y finalmente el diseño estructural. El proyecto se completa con los planos correspondientes.

El muelle fue concebido como un muelle continuo, transparente sobre pilotes, con cierre posterior de tablestacas. Las tablestacas sirven de contención al suelo de relleno y fueron diseñadas y dimensionadas en la Sección 7. Sobre el muelle no se incluyen servicios más que las bombas contra incendio y la conducción eléctrica para su alimentación. Se incluye como previsión un cañero para cables y agua en el frente de muelle, en caso que en el futuro se desee proveer ese servicio a los buques.

La línea de incendio, de desagües y de energía para proveer la iluminación se colocan fuera del muelle, atrás del tablestacado. Igualmente, las torres de iluminación se instalarán fuera del muelle. El Plano CT1904-IT-M-01 muestra la ubicación del muelle en planta y la implantación del mismo en los perfiles de playa. En el Plano CT1904-IT-M-02 se muestra la planta del muelle terminado.

8.1 DEFENSAS DE MUELLES

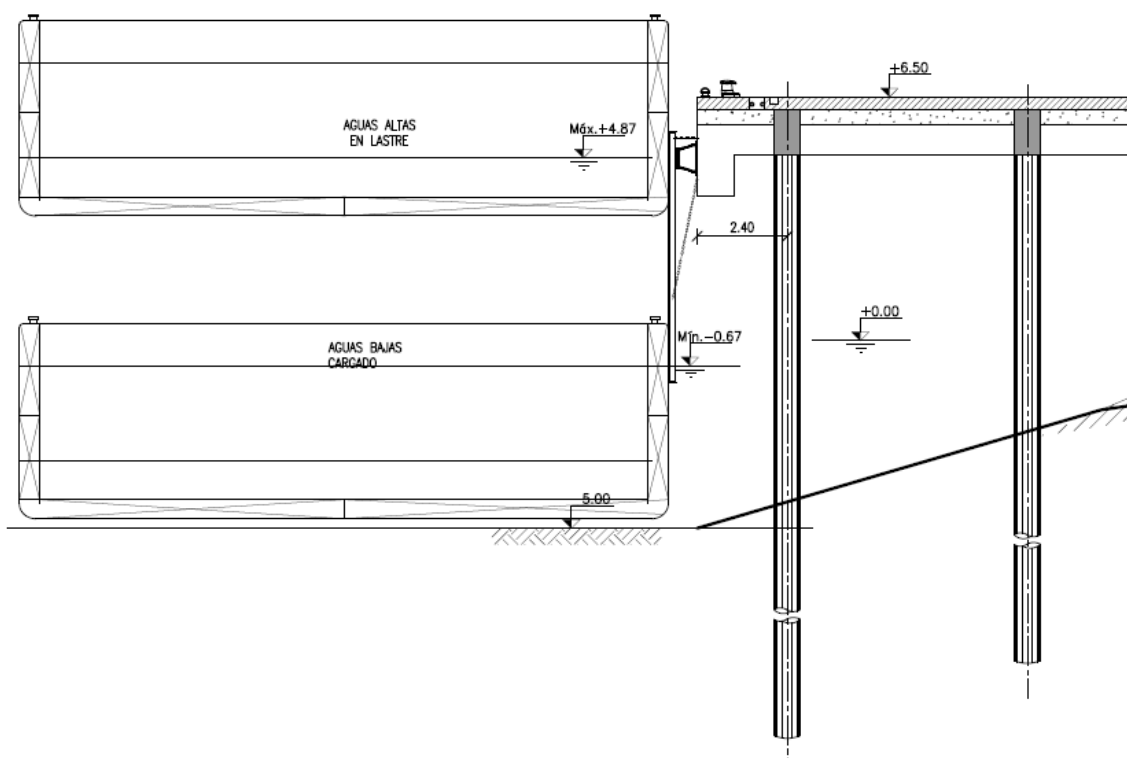
El muelle será defendido contra el impacto de las embarcaciones por defensas celulares con escudos. En el Anexo 2, Defensas de Muelle, se incluye la memoria de cálculo de las mismas.

Como resultado se proponen defensas celulares supercono SCN 1000 F1.3 de Trelleborg o similar para absorber una energía de 405 kNm colocadas sobre el muelle. Para cubrir el rango de niveles desde aguas altas con buque descargado hasta aguas bajas con buque cargado se abulonará un panel deslizante sobre el frente de la defensa y se proveerá un sistema de cadenas como muestra la Figura 34. El sistema de fijación, entonces, incluye los bulones de la defensa contra el frente del muelle y un conjunto de tres pares de cadenas (dos cadenas horizontales perpendiculares, dos a ángulos de 45° hacia abajo y dos a 45° hacia sendos laterales) que sostienen al panel. Este panel tiene por objeto reducir la fricción. Tendrá una longitud de 6,0 m de largo (desde cota +5.50 a -0,50) y un ancho de 1,20 m.

La separación entre defensas será de 7 m, medida que fija la modulación geométrica del muelle.



Figura 34: Defensas y rango de niveles (dibujo esquemático)



8.2 ESTADOS DE CARGAS

8.2.1 Escenarios

Para el diseño del muelle se adoptaron diferentes estados de carga de acuerdo a distintos escenarios. Cualquier otro escenario no analizado deberá ser verificado específicamente.

Escenario 1: Muelle a la espera de buque

Muelle vacío, impacto de atraque de buque alternativamente en tres defensas diferentes, extrema, o en segunda defensa, o en defensa intermedia. Con y sin sobrecarga en losa.

Escenario 2: Muelle operando con contenedores

Buque amarrado con tirón de bita en bolardos extremos con largos amarrados (45° horizontal), tirón de través (90°) en bolardo intermedio, y tirón de spring en segundo extremo de segmento de muelle (20° horizontal, 50% de la carga del largo). Grúa móvil operando en distintas posiciones alternativas. Contenedores acopiados. Camiones.

Escenario 3: Muelle en espera de comienzo de operaciones



Buque amarrado con tirón de bita en bolardos extremos con largos amarrados (45° horizontal), tirón de través (90°) en bolardo intermedio, y tirón de *spring* en segundo extremo de segmento de muelle (20° horizontal, 50% de la carga del largo). Grúa móvil, sin operar, en distintas posiciones (circulando).

Escenario 4: Muelle operando con madera o similares

Buque amarrado con tirón de bita en bolardos extremos con largos amarrados (45° horizontal), tirón de través (90°) en bolardo intermedio, y tirón de *spring* en segundo extremo de segmento de muelle (20° horizontal, 50% de la carga del largo). Tres grúas Sennebogen operando simultáneamente. Madera acopiada en muelle. Camiones. Reachstacker operando en dos posiciones y ausente.

8.2.2 Sobrecarga sobre losa

Además de las cargas que se enumeran a continuación se adopta una sobrecarga uniforme sobre losa de 150 kg/m². El programa calcula las solicitaciones con y sin esta sobrecarga y combinando la misma con el resto.

8.2.3 Fuerza de corrientes

Estas son fuerzas permanentes que actúan sobre los pilotes:

$$F_c [t/m] = 0.5/g C_d \Phi V^2$$

Donde el valor de $C_d = 0,7$ y $V = 1,3$ m/s² según los estudios hidrodinámicos realizados.

El diámetro fue tomado de 70 cm brindando una fuerza de 40 kg/m.

8.2.4 Tiros de amarras

Para los tiros de amarras se adoptan los sugeridos por la ROM 02/90, Tabla 3.4.2.3.5.8, "Cargas de amarre para buques con $D \leq 20.000$ ton.". Esta tabla indica para buques entre 2.000 y 10.000 t de desplazamiento tiros de 30 t en el sentido horizontal y 15 t en el vertical. La adopción de estos valores cubre todos los efectos (vientos, corrientes, buques pasantes, oleaje). Estos tiros fueron ubicados en coincidencia con el bolardo de uno de los extremos de del segmento de muelle y en el medio del tramo a ángulos que simulan un largo de proa y un través. Se lo tomaron en las hipótesis M2 y M3 en coincidencia con la operación de grúas.

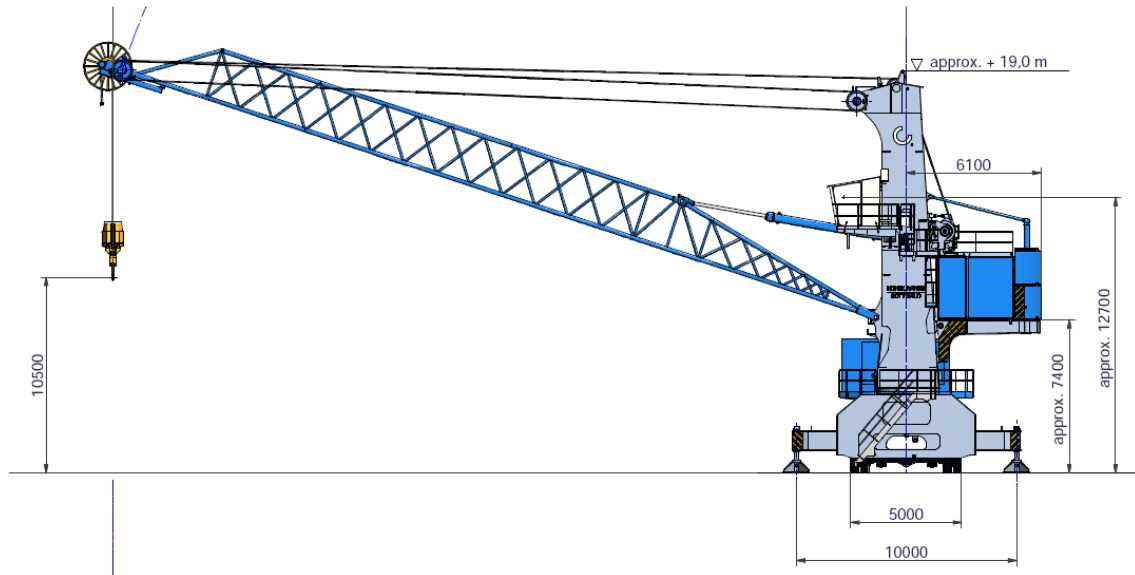
8.2.5 Grúa

Se consideró una grúa pequeña muy versátil para carga de contenedores: la



KoneCrane Modelo M50 (Figura 35). Es una grúa móvil sobre neumáticos de 180 t de peso propio, y una capacidad de 40 t a 24 m (máxima condición esperable cargando contenedores en buque de diseño). Cuando carga se apoya sobre cuatro zapatas de 1,2 m x 1,8 m separadas 7,7 m en un sentido y 11,50 m en el otro. En la posición más desfavorable (50 t a 36 m) la pata más cargada soporta 115 t.

Figura 35: Grúa móvil sobre neumáticos

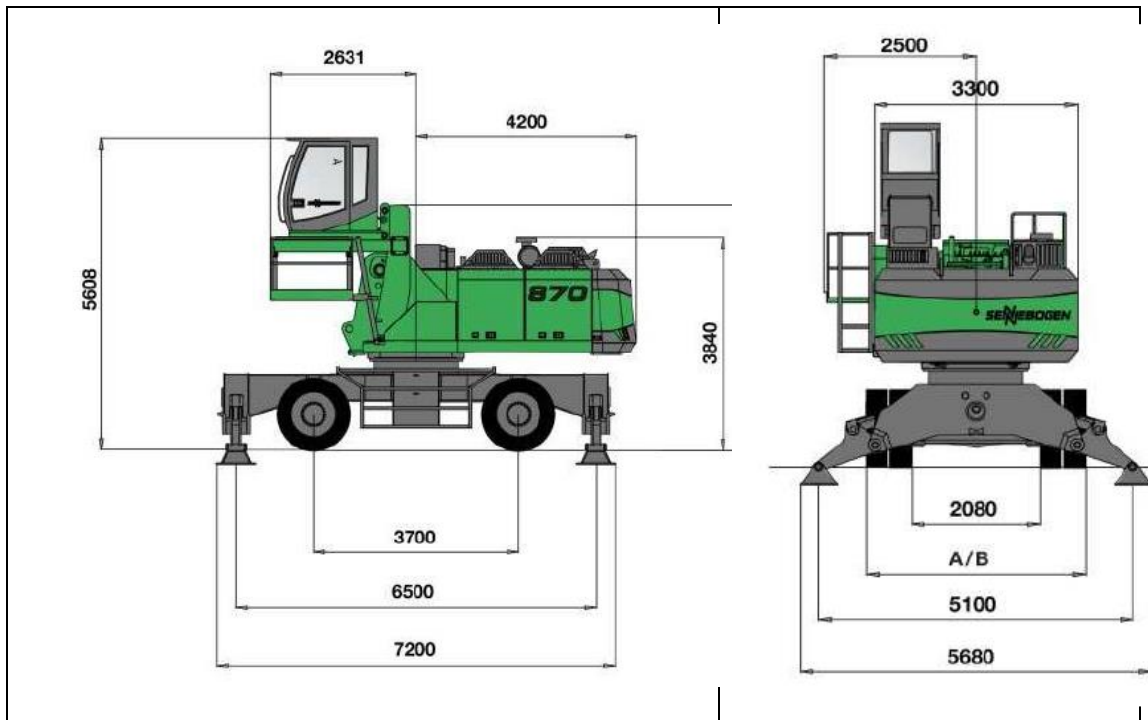


En distintas hipótesis de carga (M2 y M3) se colocó la grúa cargando al máximo cerca del borde del muelle, en las posiciones más desfavorables (con patas sobre el viga transversal, longitudinal, medio de la losa, y sobre pilote). En otras hipótesis (M6) se tomó la grúa rodando sobre neumáticos repartiendo la carga pareja entre las cuatro ruedas – 45 t – sobre una superficie de 2 m2 (efecto distributivo de la losa).

8.2.6 SENNEBOGEN 870M

Estas grúas tienen gran versatilidad para la carga de bultos y graneles y vienen con grampas especiales para la carga de madera. Se utilizan hasta tres de manera simultánea. La Figura 36 muestra las dimensiones de este equipo.

Figura 36: Dimensiones Sennebogen (mm)



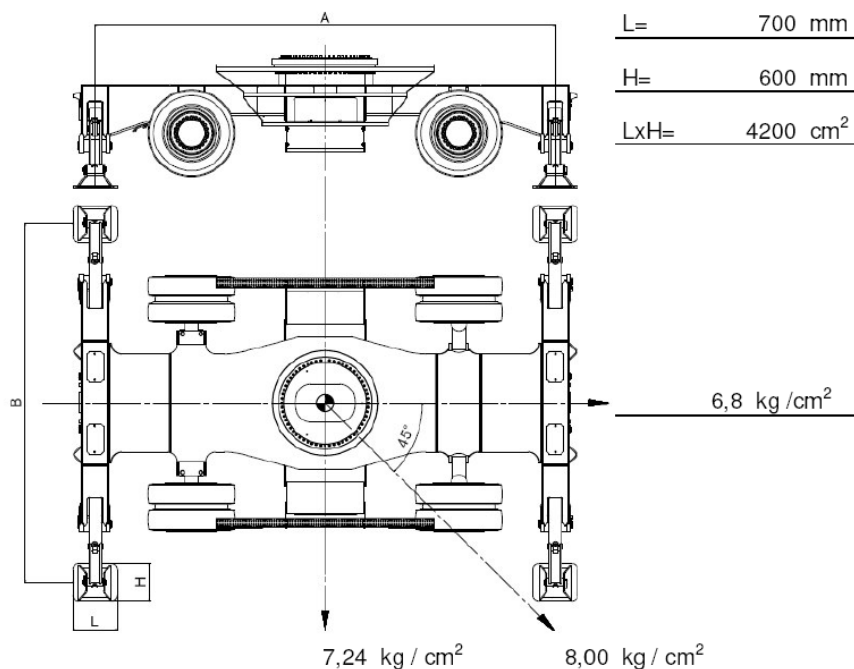
La grúa será colocada a una distancia mínima de 1.0 m del frente del muelle en distintas ubicaciones. La Figura 37 muestra la distribución de las presiones (se contactó al fabricante que indicó que el peso de la Sennebogen 870 K-18 sobre neumáticos es de 70 toneladas; debe notarse que durante la operación, este equipo tiene una carga de 3 a 4 t de material).

Como se observa en la figura, el valor de presión máximo sobre una zapata es de 8 kg/cm² y como la zapata tiene: 70 cm x 60 cm, la reacción máxima sobre el muelle resulta 33.6 t. En las hipótesis M4 y M5, se la ubicó con sus patas en el medio de tramos de vigas, en medio de la losa, y directamente sobre pilotes. No se la consideró en movimiento, ya que la carga sería inferior a la de la grúa (no actúan simultáneamente sobre un mismo segmento de muelle).

Figura 37: Distribución de cargas de las Sennebogen

Surface pressures

Model:	870M	MP70, 18t counterweight	A=	6500 mm
Attachment:	KA15	boom 10,5m, stick 8,0m	B=	5100 mm
Date:	04.04.2005			



8.2.7 Acopio

El muelle será utilizado como acopio temporal de cargas ya sea esperando para la carga o posterior a la descarga. Siendo multipropósito se podría esperar un rango amplio de sobrecargas. En el caso de contenedores, apilados en dos filas de dos capas, y con pesos de contenedores de 20 t, la carga distribuida resultante es de 1,8 t/m² a los que se suman los 0.15 kg/m² de sobrecarga en losa. Se considera que ésta sería la carga superficial más extrema y para cualquier otra que la supere se deberá verificar la estructura.

Esta sobrecarga deberá ubicarse en la parte trasera del muelle para permitir siempre el trabajo de las grúas y la circulación de camiones. Podrá tener distintas formas o ubicaciones en planta. Es decir, podrá ubicarse alternativamente de manera continua sobre varios paños, o de manera alternada. De esta manera se consideran las peores condiciones para las vigas de apoyo o para las flexiones de las losas. Se utilizaron las hipótesis de carga M2, M3, M4 y M5, simultáneamente con grúas y Sennebogen.

8.2.8 Camiones

Para el dimensionamiento del muelle se ubicarán camiones en tránsito y en espera del gancho. Se consideran camiones cargados de 5 ejes (un eje simple y un eje dual en el tractor, y un eje dual y un tandem dual en el trailer). Las cargas adoptadas por ejes son las máximas permitidas por Vialidad Nacional – es decir, puede ser diferente a la distribución real de cargas de un camión determinado. De acuerdo a Vialidad Nacional, los camiones de 5 ejes tendrían una longitud máxima de 18,6 m.

Las cargas máximas por eje a considerar son:

Eje delantero del tractor	=	6,0 t
Eje trasero del tractor	=	10,5 t
Eje dual del trailer	=	10,5 t
Eje tandem, dual del trailer	=	21,0 t

El total de la carga resultante es 48 t (excediendo en 3 t la máxima permitida). A los fines prácticos, dado que los camiones se apoyarán sobre el pavimento de hormigón, se puede suponer que la carga será repartida superficialmente sobre un rectángulo de 20 m x 2 m. Fueron utilizadas en las hipótesis M3, M4, M5 y M6.

8.2.9 Reachstackers

Para mantener el ritmo de carga la operación directa grúa-camión resulta ineficiente. Por lo tanto, debería preverse el uso de un reachstacker (Figura 38) que cargue de una estiba de contenedores en el muelle a camión. A tal fin se adopta un modelo que podrá ser utilizado indistintamente en el muelle o en los patios.

Figura 38: Reachstacker



Las características de este equipo son las siguientes:

Peso total	45 t
Capacidad de carga	41 en primera fila
Altura máxima de apilamiento	5 contenedores
Radio de curva (40')	9,4 m
Longitud	11,2 m
Ancho s/spreader	4,15 m
Reacción en eje delantero máx.	99 t
Reacción en eje trasero máx.	13 t

Esta carga es inferior a la de grúas, por lo cual no fue incluida en la simulación.

8.2.10 Cargadoras frontales

Estos equipos serán auxiliares de las Sennebogen para acercar la carga al gancho, acomodar las pilas o bajarlas de camión. Estos equipos tienen un peso aproximado a las 10 t. Se supondrá que esta carga se reparte a través de la losa de pavimento en un rectángulo con un lado igual a la distancia entre ejes del equipo (2.6 m), y en sentido transversal, en el ancho del mismo (2.3 m), resultando:

$$qcf = 1,67 \text{ t/m}^2$$

Esta carga es inferior a la de grúas, por lo cual no fue incluida en la simulación.

8.2.11 Reacciones de defensas

De acuerdo a los cálculos incluidos en el Anexo 2, la reacción de las defensas es de 68 t. Cabe destacar que estas son fuerzas horizontales al igual que las de los bolardos. Fueron tomadas en la hipótesis M8, M9, y M10.

En el sentido vertical, transmiten el peso de la misma, aproximadamente 3 t (permanente).

8.3 DISEÑO GEOMÉTRICO

En las secciones anteriores ya se estableció que la longitud del muelle para el amarre de cuatro barcas debería alcanzar los 300 m. Por otro lado, también se indicó que la separación entre defensas debería ser como máximo de 7 m. También se estableció que la cota de coronamiento fuese +6,50 m y las cotas a pie de muelle a -4,5.



En este caso, el cerramiento posterior del muelle será una explanada contenida por un tablestacado, de tal manera que se presente una superficie continua. En consecuencia el ancho del muelle puede ser elegido de acuerdo a ciertas pautas. Por ejemplo, por su pendiente y la altura a salvar, la protección costera exigiría un ancho mínimo de 18 m. Esta medida permitiría una modulación de 6 m en el sentido transversal. Pero, por otro lado, es aconsejable que los pilotes se encuentren retirados del frente, por ejemplo dos metros, para reducir las posibilidades de que una embarcación que haga una mala maniobra en aguas bajas pase parte de su casco entre dos defensas golpee los pilotes.

De este modo, se adopta un ancho total de 22 m, definido por cuatro filas de pilotes separadas seis metros y dos voladizos de dos metros.

Con respecto a las definiciones en altura, la cota de coronamiento establecida en +6,50 está definida por la superficie del pavimento. Para permitir un desagüe conducido del agua de lluvia es menester crear pendientes hasta bocas de descarga. En este caso se prefiere llevar el agua hacia atrás, para que no vuelque directamente al río. Si se adoptan pendientes del 1% y se conduce el agua hacia atrás del tablestacado, a 30 m del frente de atraque, la cota de coronamiento de la estructura debe ubicarse alrededor de 30 cm por debajo de la de coronamiento del muelle. A estos fines se adopta la cota de coronamiento de la losa a +6,15.

Para terminar de definir la geometría del muelle si se establecen cuatro juntas de dilatación de 10 cm, quedarán definidos cinco segmentos de 60 m para una longitud total de 300,40 m. Cada segmento tendrá 9 pórticos separados 7 m dejando voladizos extremos de 2,0 m.

En cada segmento se disponen bolardos en coincidencia con los pórticos extremos correspondientes y en uno intermedio (ver Plano CT1904-IT-M-02).

8.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el diseño se utilizó el programa Tricalc 11.0. Este programa permite resolver estructuras 3D y cuenta con diversas herramientas que facilitan la evaluación de distintos escenarios de cargas. El modelo incorpora las normas de dimensionamiento explicitadas por la última norma CIRSOC en vigencia (2005) y resuelve los hiperestáticos con el método analítico de la matriz de rigideces.

El programa permite definir distintas hipótesis de carga y varias combinaciones entre éstas que son analizadas simultáneamente en una misma corrida ya que brinda como resultado tanto la envolvente de las solicitaciones de cada una de ellas como la de cada hipótesis de carga por separado. Esta facilidad permite introducir cargas en distintas ubicaciones a lo largo de la extensión del muelle combinándose en cada caso sólo con las restantes cargas que actúan en simultáneo. Esta propiedad del programa permite evaluar rápidamente el efecto combinado de tiros de amarras actuantes en los bolardos con las cargas



correspondientes a los diferentes esquemas de operación de los equipos sobre el muelle.

Para representar la resistencia lateral del suelo se incluyeron apoyos elásticos (resortes) con las constantes establecidas en el estudio de suelos. El hormigón utilizado es H30 en todos los casos.

La cota de fundación de los pilotes quedó determinada fundamentalmente por la capacidad del terreno para resistir las reacciones de la estructura. Las primeras dos filas fueron diseñadas a -22 m y las dos siguientes a -21 m. Los pilotes serán protegidos contra la erosión a través de un *riprap* que alcanza la cota -22 m.

En el Anexo 3, Modelación estructural, se incluye la memoria técnica de la modelación.

8.5 OPTIMIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Una vez concluido el diseño estructural se procede a la optimización de la estructura para facilitar los procedimientos de obra y agilizar la construcción.

Las optimizaciones más importantes corresponden a la sistematización de la construcción de las vigas cabezales y longitudinales con vigas premoldeadas. Esto permite avanzar paralelamente con la construcción de vigas en tierra y la ejecución de pilotes en agua. Para ello se proyectan capiteles premoldeados que deben ser colocados y hormigonados en sus sitios previamente. Finalmente, también se proyectan losetas premoldeadas que se apoyan en uñas diseñadas en las vigas premoldeadas para que sean montadas en el muelle y sirvan de encofrado del tablero. La losa, junto con las uniones entre vigas, son hormigonadas en segunda etapa. Para vincular este último hormigonado in situ con los premoldeados en estos últimos se dejan armaduras en espera.

8.6 PLANOS

Como se había mencionado, el Plano CT1904-IT-M-01 muestra la ubicación del muelle en planta, la topobatimetría de la zona y los perfiles respecto al eje de replanteo. El Plano CT1904-IT-M-02 es la planta general del muelle ya terminado. Los planos de la estructura, la superficie de rodamiento (pavimentos y juntas), y terminaciones y detalles varios son los nominados CT1904-IT-M-03 a 13.



9.0 DISEÑO DE OBRAS VIALES

9.1 CAMINO DE ACCESO

Este proyecto incluye la planimetría del camino con la definición de las curvas horizontales, sobreanchos, y peraltes, la altimetría con curvas verticales, el proyecto de los desagües, el estacionamiento de camiones y la entrada al puerto. Además, incluye la definición del paquete estructural de pavimentos.

9.1.1 Definiciones

El acceso terrestre al nuevo puerto se realiza directamente desde la Ruta Nacional N° 12 desde la cual la costa se encuentra aproximadamente 2,6 km y la entrada a la terminal, donde se ubicarían los “*gates*”, a 2,416 m.

La topografía del predio es muy plana. Se desarrolla prácticamente como una meseta a la misma altura desde la ruta hasta unos 100 m antes de llegar a la costa. En ese punto, presenta pendientes más importantes, descendiendo alrededor de 10 m en menos de 100 m. Es decir que mientras que la parte alta del terreno es muy plana, la zona costera tiene pendientes dominantes hacia el río.

El estacionamiento se encuentra fuera del área primaria aduanera, entre el ingreso al predio del puerto y la terminal propiamente dicha, en la zona alta del predio. Allí se instala una oficina de control de ingresos. Por no tener las restricciones del área aduanera, la operación es más rápida y no se requieren alambrados. Tampoco resulta necesario establecer un control de ingreso físico (barrera).

9.1.2 Diseño geométrico

De acuerdo a las normas de Diseño geométrico de Carreteras la Dirección Nacional de Vialidad, el camino de acceso podría ser clasificado como Categoría V, ya que el volumen de tránsito esperado es menor a 150 vehículos/día:

Para esta categoría de camino, la normativa sugiere:

- Carriles = 2
- Velocidad directriz = entre 30 y 90 km/h
- Distancia mínima de visibilidad para detención = 60 m
- Distancia mínima de visibilidad para adelantamiento = 330 m
- Peralte máximo = entre 8 y 10%, se adopta 8%
- Radio mínimo deseable = 180 m para $V_d = 60$ Km/h
- Radio mínimo absoluto = 120 m para $V_d = 60$ km/h
- Pendiente máxima deseable = 6% en 190 m



- Pendiente máxima absoluta = 8%
- Valor k mín. convexa = 8
- Valor k mín. cóncava = 12

Además, se adoptan los siguientes parámetros de diseño:

- Ancho de carril: 3,50 m
- Ancho de banquetas: 3,00 m
- Velocidad directriz: 60 km/h; 40 km/h en intersecciones (rotonda)
- Capa de rodadura: carpeta de concreto asfáltico
- Perfil de camino: pendiente transversal de 2% para la carpeta y de 4% para las banquetas.

El diseño del camino fue realizado con asistencia del programa Autocad Civil 3D creando una superficie a partir de los puntos topográficos relevados. Es decir, se genera un MDT (Modelo Digital de Terreno) a partir de una red TIN (Triangular Irregular Network), creada a partir de tres puntos no colineales del relevamiento topográfico citado.

Por otra parte, esto permite la generación de curvas de nivel con la equidistancia acorde al proyecto, para luego avanzar con el diseño de la planimetría y la elaboración del perfil longitudinal del terreno y diseñar la rasante del camino.

A su vez del modelo se obtienen las secciones transversales y mediante la definición del perfil tipo de obra básica (denominado ensamblaje en el Civil 3D) se genera el denominado corredor de la estructura lineal, que permite calcular superficies y volúmenes para cómputo de movimiento de suelos y realizar su compensación.

Estos modelos disponen de la creación de vistas en 3D que facilitan apreciar el camino en el entorno y problemas de visibilidad en el trazado.

Este proyecto incluye la planimetría del camino con la definición de las curvas horizontales, sobreanchos, y peraltes, la altimetría con curvas verticales, el proyecto de los desagües, el estacionamiento de camiones y la entrada al puerto. Además, incluye la definición del paquete estructural de pavimentos.

9.1.3 Circulación propuesta

Según el layout general del proyecto, se define un camino de acceso desde la intersección con la Ruta Nacional N° 12 aproximadamente en la PK 1239+349 de la misma, donde se parte del fin de la intersección canalizada entregada como dato de proyecto.

Luego, el camino avanza hasta una rotonda que distribuye los flujos vehiculares hacia los “gates” del Puerto y por otro lado hacia la entrada al Parque Industrial

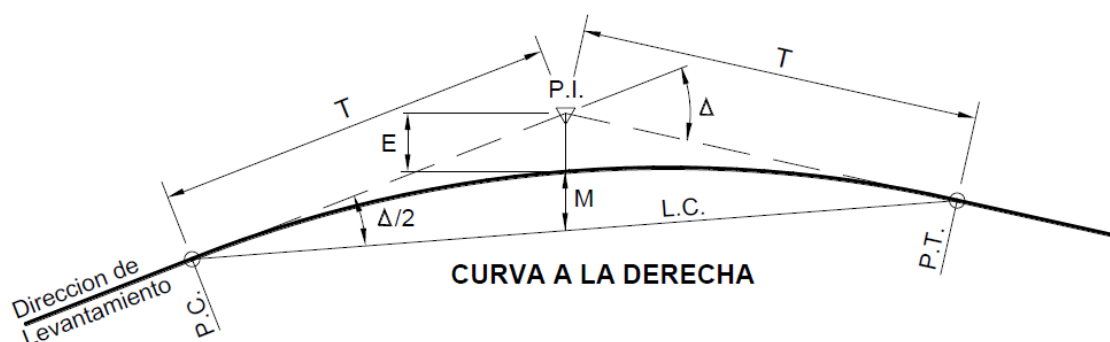


donde se conforma el recorrido interno por medio de una avenida de circunvalación de dos sentidos de circulación compuesta por las denominadas calles 3, 10, 7 y 4 y por calles internas en damero de doble sentido de circulación.

La rasante del camino de acceso se encuentra en promedio 2 m sobre el nivel del terreno natural en la mayor parte de la traza; en otro sector más corto, a 3,5 m sobre la cota del terreno natural. Sólo en el último tramo, antes de llegar al puerto, se encuentra en desmonte.

Se adoptó el criterio de respetar una pendiente longitudinal mínima del 0,10 % y pendientes transversales del 2% a fin derivar el agua pluvial hacia las cunetas. La Figura 39 muestra las definiciones de las características y nomenclatura utilizada para las curvas horizontales.

Figura 39: Características de la curva horizontal



P.C. = Punto de Inicio de la Curva

P.I. = Punto de Intersección

P.T. = Punto de Tangencia

E = Distancia a Externa (m.)

M = Distancia de la Ordenada Media (m.)

R = Longitud del Radio de la Curva (m.)

T = Longitud de la Subtangente (P.C. a P.I. a P.T.) (m.)

L = Longitud de la Curva (m.)

L.C. = Longitud de la Cuerda (m.)

Δ = Ángulo de Deflexión

$$T = R \tan \frac{\Delta}{2}$$

$$L.C. = 2 R \sin \frac{\Delta}{2}$$

$$L = 2\pi R \frac{\Delta}{360}$$

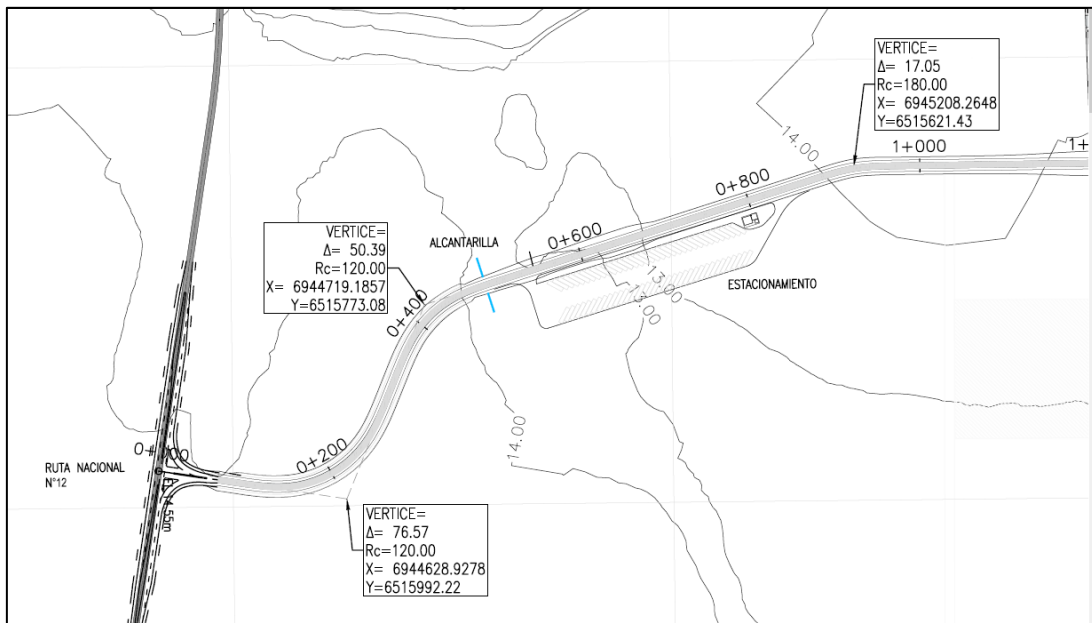
$$M = R[1 - \cos(\Delta/2)]$$

$$E = R[\sec(\Delta/2) - 1]$$

El trazado presenta cuatro curvas, las dos primeras desde el acceso de la RN N° 12 hacia el Parque Industrial con un radio de 120 m y las dos siguientes con un radio de 120m, para ambas se adoptó un peralte de 8% y $L_e = 60$ m que verifican según normativa para la $V_d = 60$ km/h.

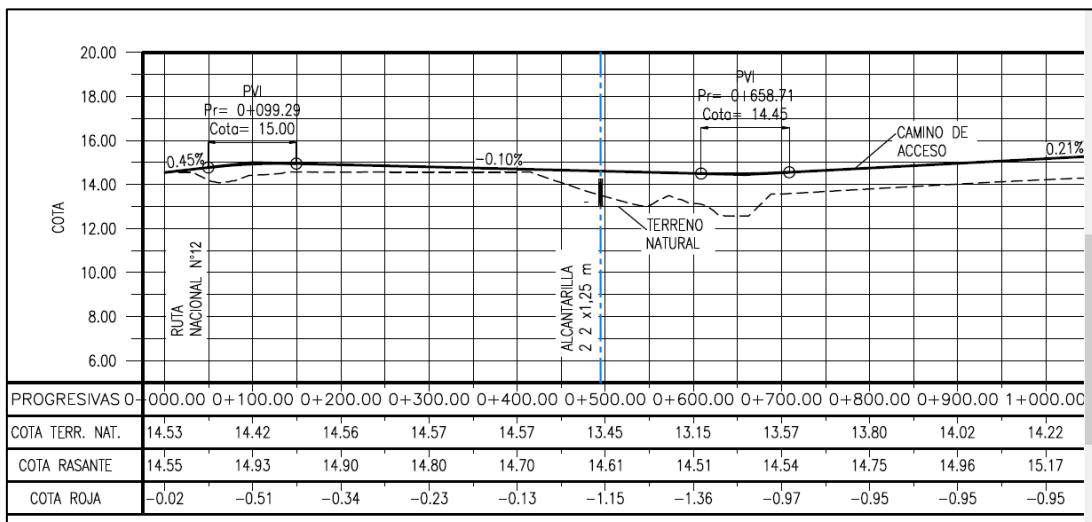
En la Figura 40 se aprecia, como ejemplo, el comienzo del camino, donde las dos primeras curvas se diseñaron con el radio mínimo absoluto para poder ubicar el acceso del estacionamiento.

Figura 40: Curvas horizontales del primer tramo del camino



En tanto, el alineamiento vertical presenta cuatro curvas verticales en el camino de acceso y pendientes longitudinal máxima de 0,75% y mínima de 0,10 %, de tal forma de disponer de curvas de longitud 100 m que verifican los parámetros de diseño para la $V_d = 60$ km/h. En la Figura 41 se muestra un ejemplo de la rasante adoptada.

Figura 41: Altimetría del primer tramo del camino



Los Planos CT1904-IT-PV-01 a 08 muestran la planimetría y altimetría del camino y las secciones del mismo.

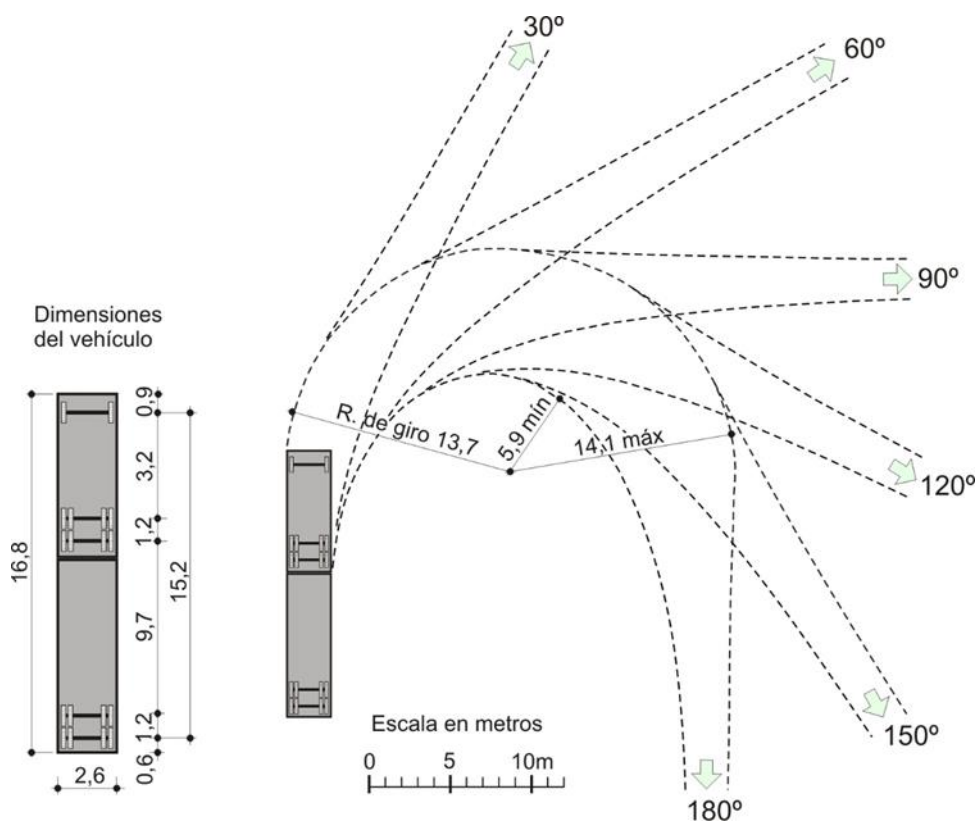
Además, se adjuntan los planos de la rotonda CT1904-IT-PV-09, y el de alcantarilla CT1904-IT-PV-10 y los de señalización, CT1904-IT-PV-11 y 12.

9.1.4 Vehículo de diseño

En el “Estudio de Prefactibilidad para la Construcción del Parque Industrial en el Departamento de Ituzáingó Provincia de Corrientes “Programa Multisectorial de Preinversión III - Préstamo BID 1896/OC-AR ESTUDIO 1. EE.569”, donde en el tomo III (pág. 20), antecedente de este proyecto, se menciona que la demanda se ha estimado en base a consultas realizadas a industrias a instalarse en el parque y a instalarse en otros parques industriales. Adoptando la clasificación del tránsito citada en dicho estudio para el diseño geométrico y estructural, es decir dos tipos de vehículos: 1) camión de cinco ejes (11-12), unidad tractor y acoplado y, 2) semirremolque grande de cinco ejes (122). Por lo expuesto se adopta como vehículo de diseño a un vehículo pesado tipo semirremolque grande.

En la Figura 42 se indican las dimensiones y radios mínimos necesarios por su trayectoria en curva a velocidad de maniobra (15 km/h), según la Norma AASHTO del denominado “W15”, que representa adecuadamente al semirremolque de 18,60 m de longitud total, el máximo permitido por la Ley 24.449, Ley Nacional de Tránsito, y también citado en la normativa de la DNV actualización 2010 (en proceso de aprobación, como documento de consulta).

Figura 42: Características Mínima trayectoria para vehículo de diseño W15



Fuente: AASHTO y DNV – Normas y Recomendaciones de Diseño Geométrico y Seguridad Vial Act 2010 (en proceso de aprobación)



9.1.5 Perfiles Transversales Tipo

A continuación se definen los perfiles tipo de la obra básica (Figura 43):

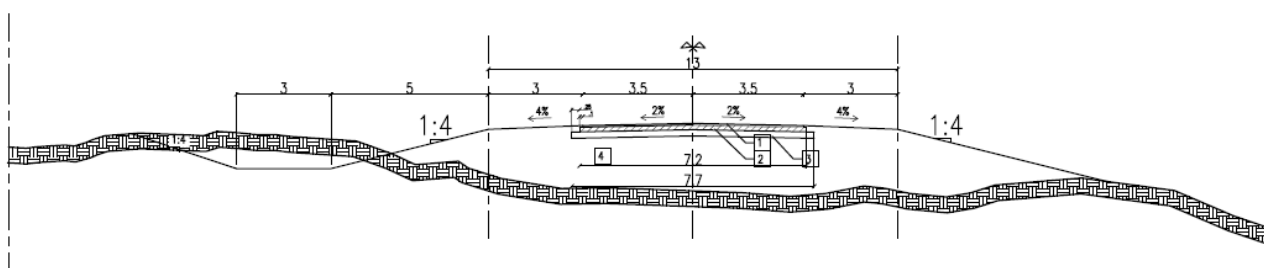
Configuración= calzada con un carril por cada sentido de circulación

Ancho de calzada = 7,00m

Banquinas de suelo = 3,00 m

Calzada de pavimento flexible de concreto asfáltico

Figura 43: Perfil tipo del camino de acceso



9.1.6 Pavimento

Para el cálculo del diseño estructural de pavimentos se utilizó el método AASHTO' 93 para lo cual se debió proyectar el tránsito y definir otros parámetros, según se indica a continuación.

9.1.6.1 Definición de parámetros

- Confiabilidad

Para arteria colectora rural, como es el caso del camino de este proyecto, AASHTO recomienda utilizar niveles de confiabilidad, es decir la probabilidad de que el pavimento se comporte satisfactoriamente durante la vida útil adoptada entre 50 y 80 %. Se adopta un valor $R = 70 \%$.

- Desvío estándar

Según AASHTO este valor que está en función de la estimación del tránsito y la performance del pavimento entre 0,35 y 0,45, se toma el valor $S_0 = 0,40$.

- Valor soporte de la subrasante

De acuerdo a los resultados de ensayos de laboratorio realizados en abril del 2019, para calicatas en la zona del camino existente se determinaron los pozos

Donde el suelo encontrado es de tipo A2 (0) para clasificación HRB y tipo SP,



son arenas mal graduadas amarillas clara medianamente densas)

Pozos C1 y C2 con VS =13,9 %, hinchamiento máximo = 0.07%

Pozos C4 y C5 con VS =11,2 %, hinchamiento máximo = 0,06%

Valor soporte de diseño para la subrasante adoptado = 13 %

Módulo resiliente:

$M_r (\text{psi}) = 970 \times \text{CBR} (\%) = 970 \times 13 = 12610 \text{ psi}$

Correlación CBR (Kentucky)/Mr s/AASHTO 93

- Niveles de serviciabilidad

Se adoptan los siguientes valores de serviciabilidad recomendados por AASHTO:

- Serviciabilidad inicial $p_0 = 4,2$ (pavimentos flexibles)
- Serviciabilidad final $p_t = 2,0$ (tipo de camino rural)

9.1.6.2 Tránsito

La demanda fue estimada a partir del antecedente “Estudio de Prefactibilidad para la construcción del Parque Industrial en el Departamento de Ituzaingó Provincia de Corrientes “Programa Multisectorial de Preinversión III - Préstamo BID 1896/OC-AR ESTUDIO 1. EE.569”, donde en el tomo III (pág. 20), se cita que ha sido estimado en base a consultas realizadas a industrias a instalarse en el parque y a instalarse en otros parques industriales.

“El peso máximo para la combinación de un camión con uno o varios remolques o con un semirremolque con eje triple es de 45 toneladas, cualquiera sea la distancia entre centros de ruedas externas. Con los datos suministrados en el párrafo anterior, se ha supuesto la clasificación del tránsito para el diseño geométrico y estructural que influyen en la determinación de aquellos. Se consideran dos tipos: 1) camión de cinco ejes (11-12), unidad tractora y acoplado y, 2) semirremolque grande de cinco ejes (122) ambos vehículos con un total de 18 ruedas cada uno. El tránsito diario medio inicial se supone igual a setenta (70) unidades. A efectos del dimensionamiento, se supone idéntico tránsito, tanto para las calles internas como para la intersección”.

A partir de esta premisa del estudio del 2012 se ha supuesto un tránsito medio diario anual inicial en el 2019 de 90 v/d destinados al parque industrial.

Por otro lado, de acuerdo a los estudios mencionados de Airaldi y Borjas (2006), la demanda de servicios portuarios podría ascender a 400.000 t en el 2027 desde 210.000 t iniciales, lo que se traduce en alrededor de 20 viajes de camión diarios



(iniciales) que se sumarían al flujo del Parque Industrial. Ahora bien, ambos emprendimientos interactuarán entre sí. Con la presencia del Parque, los flujos de carga de exportación se dividirán hacia el puerto o hacia el Parque para su procesamiento previo a la exportación. Por ejemplo, parte de la carga de rollizos que se esperaba en el puerto, será procesada en algún establecimiento del Parque que podría exportarla como madera aserrada. Esto significaría que ya no llegarían los 20 vehículos diarios al puerto, sino una cantidad menor. En cambio, esos camiones estarían siendo contados entre los 90 que se destinan a las industrias. Ahora bien, como se mencionó, también se generará un flujo de camiones desde el Parque hacia el puerto que restituirá parcialmente los vehículos esperados del puerto. Sin mayores precisiones de las industrias y sus procesos, se adopta un criterio conservador, asumiendo que la cantidad de vehículos que circulará, tanto por el camino de acceso como por el Parque serán la suma de los estimados para el Parque Industrial y el puerto, aumentados en un 20%. Esto significa un total diario de 135 vehículos.

Entonces, a partir de la demanda inicial esperada $TMDA_{2019} = 135$ camiones diarios, se supuso específicamente (para el camino de acceso y el Parque Industrial) una participación del 50% para el camión con acoplado 11-12 y 50% para el semirremolque 122, resultando estos últimos de mayor factor de carga coeficiente "C", es decir aquellos ejes con mayor efecto destructivo sobre el pavimento.

Se adoptó una tasa de crecimiento anual acumulativa resultante de la demanda esperada para los primeros 15 años, de un 1% hasta el fin de la vida útil.

- Factores de equivalencia de carga

El tránsito se reduce a un número de pasadas de ejes tipo de 18 kips (80 kN) aplicando los Factores equivalentes de carga indicados por la Dirección Nacional de Vialidad (Tabla 12).



Tabla 12: Factores de equivalencia de ejes de 8,2 t por tipo de vehículos, según DNV, para pavimento flexible

TIPO DE VEHICULO	Distribucion por Ejes	Numero de Ejes	Factor "C" /ejes/ DNV	Ejes de 10 t / vehículo	Ejes de 8,2 t / vehículo
			(1)		(2)
Automóviles					
Jeep	1 - 1	2	0,01	0,02	0,044
Camionetas					
Omnibus	1 - 1	2	0,07	0,14	0,308
Camiones Sin Acoplados	1 - 1	2	0,60	1,20	2,640
	1 - 2	3	0,38	1,14	2,508
Camiones con Acoplados	11 - 11	4	0,60	2,40	5,280
	11 - 12	5	0,39	1,95	4,290
	12 - 11	5	0,47	2,35	5,170
	12 - 12	6	0,32	1,92	4,224
Semi - remolques	1 - 1 - 1	3	0,54	1,62	3,564
	1 - 1 - 2	4	0,45	1,80	3,960
	1 - 1 - 3	5	0,41	2,05	4,510
	1 - 2 - 2	5	0,35	1,75	3,850
	1 - 2 - 3	6	0,40	2,40	5,280
Notas: (1) para ejes de 10 t					
(2) Ejes de 8,2 t = 2,2 x Ejes de 10 t (para pavimento flexible)					

- Factor de distribución direccional

Se asume que la carga y volumen de tránsito se distribuyen para cada sentido de circulación en aproximadamente el 50 %.

- Factor de distribución por carril

Teniendo en cuenta que se trata de una calzada bidireccional de 2 carriles, corresponde un factor de distribución = 1,00.

- Ejes equivalentes para camino de acceso al Parque Industrial Ituzaingó

Con los datos mencionados se obtiene la reiteración de ejes equivalentes de diseño N 8,2 t, según indica la Tabla 13.

Tabla 13: Cantidad de ejes equivalentes

CALCULO DE N: EJES EQUIVALENTES DE 10 tn y 18000 lbs					
OBRA: PARQUE INDUSTRIAL ITUZAINGO			Ituzaingo - Corrientes		
				146	
(1) VIDA UTIL EN AÑOS			(m)		15
(2) ULTIMO AÑO DE TMDA CONOCIDO:					2019
(3) TMDA CONOCIDO:					135
(4) AÑO DE INAUGURACION:					2020
(5) TASA DE CRECIMIENTO HASTA AÑO DE INAUGURACION			(i)		1,00
(6) Nº DE AÑOS PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE (a) = (4) - (2) + 1 (n)					2,00
(7) COEFICIENTE (a) (Ver referencia)					1,010
(8) TMDA PRONOSTICO PARA EL AÑO DE INAUGURACION (3) X (7)					136
(9) TASA DE CRECIMIENTO DURANTE LA VIDA UTIL			(k)		1,00
(10) COEFICIENTE (b) PARA LOS AÑOS DE VIDA UTIL (Ver referencias)					1,073
(11) TMDA PRONOSTICADO DURANTE LA VIDA UTIL : = (8) X (10)					146
(12) FACTOR POR NUMERO DE TROCHAS					1,00
(a) = (1 + i) ^ (n - 1)					
(b) = (1 + k) ^ m - 1					
m * k					
TIPO DE VEHICULO	Distribucion por Ejes	Numero de Ejes	Porcentaje de cada Tipo de	Factor " C "	(17) = (14) x (15) x (16) / 100
		(14)	(15)	(16)	(17)
Automóviles					
Jeep	1 - 1	2	0,00	0,01	0,00
Camionetas					
Omnibus	1 - 1	2	0,00	0,07	0,000
Camiones Sin Acoplados	1 - 1	2	0,00	0,60	0,0000
	1 - 2	3	0,0	0,38	0,00
Camiones con Acoplados	11 - 11	4	0,0	0,60	0,00
	11 - 12	5	50,0	0,39	0,98
	12 - 11	5	0,0	0,47	0,00
	12 - 12	6	0,0	0,32	0,00
Semi - remolques	1 - 1 - 1	3	0,0	0,54	0,00
	1 - 1 - 2	4	0,0	0,45	0,00
	1 - 1 - 3	5	0,0	0,41	0,00
	1 - 2 - 2	5	50,0	0,35	0,88
	1 - 2 - 3	6	0,0	0,40	0,00
Porcentaje total de vehiculos			100,0		
Factor de contribucion Combinada (18) CT =					1,85
					Ejes de 10Tn / Vehiculos
Factor direccional			0,5		
NUMERO DE EJES EQUIVALENTES DE 10Tn :					
N 10tn = 0,5 x (1) x 365 x (11) x (12) x (18) =					739.399
ADOPTADO:					
Nº DE EJES DE 10 Tn:					739.399
Nº DE EJES DE 18000 lbs = Nº DE EJES DE 10 tn x 2,2					
Nº DE EJES DE 18000 lbs :					1.626.677

9.1.6.3 Determinación del número estructural de diseño

Definidas todas las variables, surge el número estructural SN necesario, conforme se indica en la Figura 44.

Figura 44: Determinación del número estructural SN

Ecuación AASHTO 93

Tipo de Pavimento:
☒ Pavimento flexible ☐ Pavimento rígido

Confiability (R) y Desviación estándar (So):
 70 % $Z_r = -0.524$ So: 0.4

Serviciabilidad inicial y final:
 PSI inicial: 4.2 PSI final: 2

Módulo resiliente de la subrasante:
 Mr: 12610 psi

Información adicional para pavimentos rígidos:
 Módulo de elasticidad del concreto - E_c (psi):
 Módulo de rotura del concreto - S_c (psi):
 Coeficiente de transmisión de carga - (J):
 Coeficiente de drenaje - (Cd):

Tipo de Análisis:
☒ Calcular SN ☐ Calcular W18

Número Estructural:
 SN = 2.62

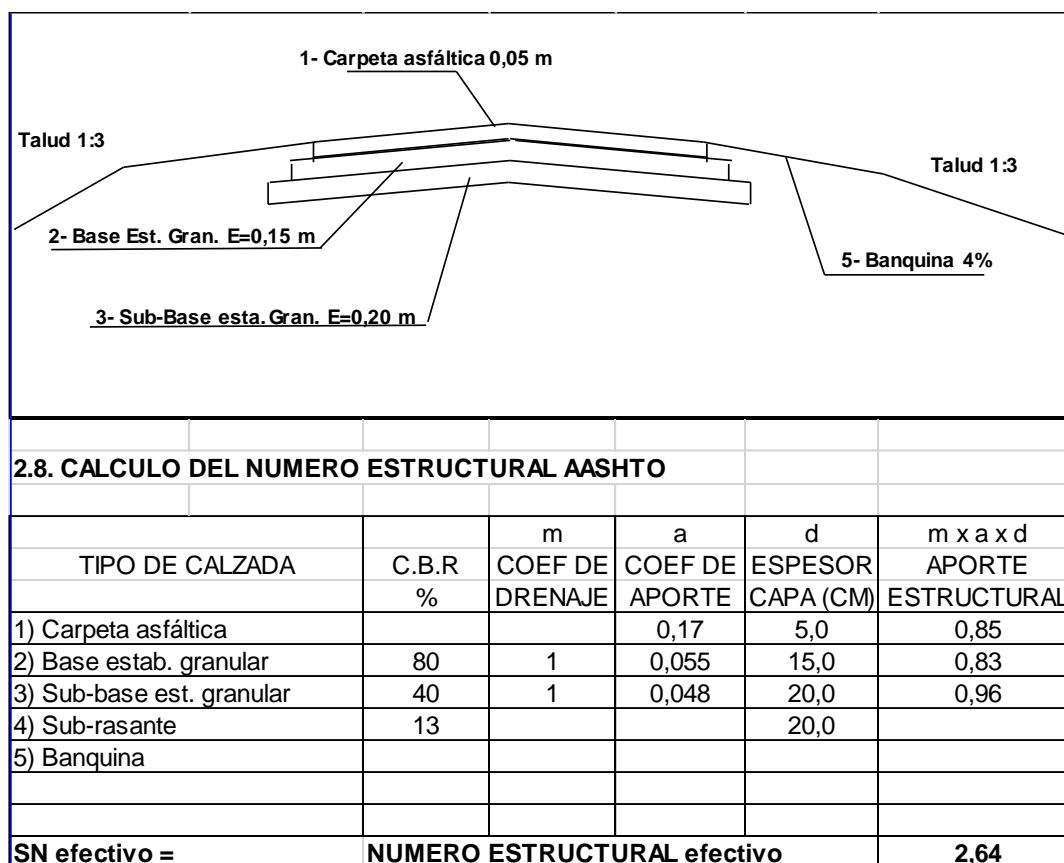
W18 = 1626677

Calcular Salir

9.1.6.4 Estructura resultante

La Figura 45 resume las características de la estructura del pavimento diseñado.

Figura 45: Estructura del pavimento del camino de acceso



SN efectivo= 2,64 > SN diseño = 2,62 VERIFICA

9.2 ENTRADA AL PUERTO

Para el control de ingreso al puerto se incluyen dos *gates* de entrada y dos de salida en la esquina sudoeste de la terminal. En ese lugar se diseña una expansión de los caminos de acceso y salida para que se puedan atender a dos camiones de manera simultánea en cada sentido. Adicionalmente, también se prevé un cambio de material del camino para pasar de un pavimento flexible (camino de acceso) a uno rígido (pavimentos portuarios). Dentro del puerto, dada las cargas y tipo de maniobras que se realizan (ejes pesados con radios de giros limitados) se aconseja el uso de pavimentos rígidos, y las cabinas de entrada, donde los camiones deben frenar, parar, y arrancar, son lugares donde también se someten a los pavimentos a tratos intensivos. Por esa razón, se especifica un cambio de pavimento a unos 90 m antes de los *gates*. Las curvas de transición para el ensanche del camino son de 60 m (mayor a las recomendadas para curvas a 40 km/h). Los planos CT1904-IT-PT-02 y 03 muestran el diseño de la entrada.

9.3 ESTACIONAMIENTO DE CAMIONES



En el camino de acceso, entre las progresivas 0+500 y 0+900 se proyectó un estacionamiento para 70 camiones que puede ser expandido en etapas sucesivas si resulta necesario (ya sea a lo largo o a lo ancho). Esta cantidad de camiones resulta de considerar:

- La carga total máxima esperada en el año 2027 de 400.000 t
- Una carga promedio de 29 t por camión
- Un factor de día pico de 1.20
- Ingresos seis días por semana concentrados en seis horas diarias
- El agregado de un 20% adicional de camiones con cargas atraídas por el parque industrial

En suma, la cantidad de camiones máxima esperada en un día es de 65. Si bien habrá camiones que se irán despachando a medida que otros vayan llegando, para evitar la formación de colas y mantener una reserva de lugares por eventualidades, se adopta una capacidad de diseño para 70 camiones.

Para el diseño se recurrió a simulaciones con el programa Vehicle Tracking que muestra las huellas de los camiones. Los criterios de diseño se basaron en que los camiones debían estar estacionados a 45° y marcha atrás para que la salida sea franca por cuestiones de seguridad.

La Figura 46 muestra la simulación del estacionamiento marcha atrás y las Figuras 47 y 48 muestran las huellas de los camiones en el paso por la entrada y la salida del estacionamiento.

Figura 46: Estacionamiento marcha atrás de semirremolque

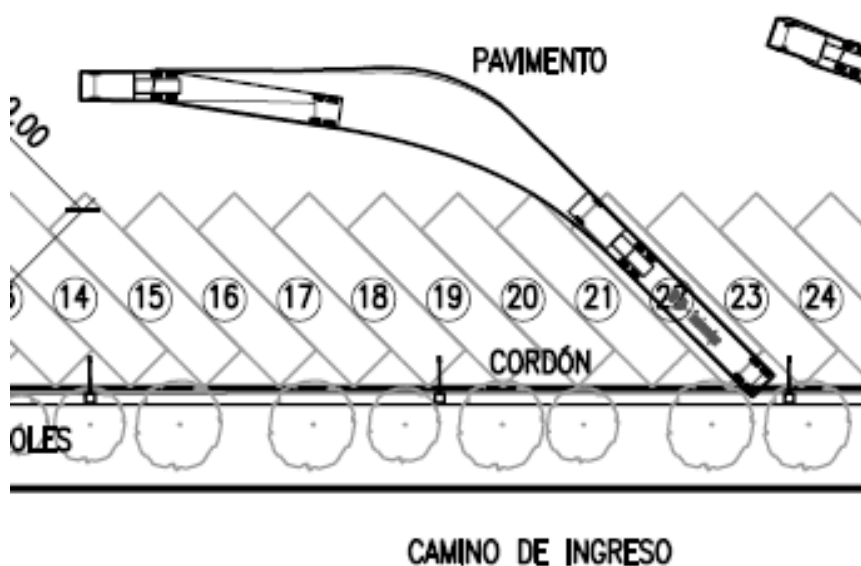


Figura 47: Maniobra de entrada a estacionamiento

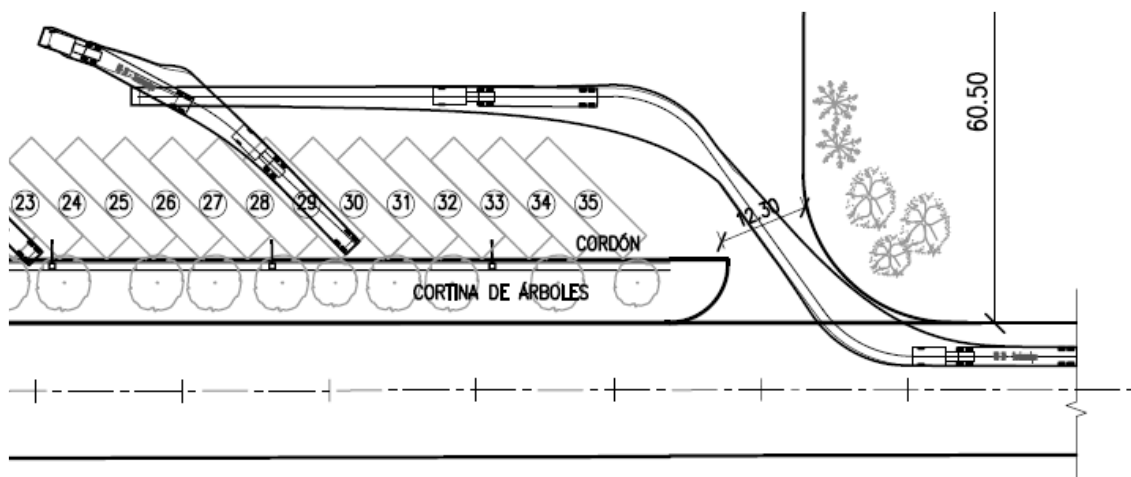
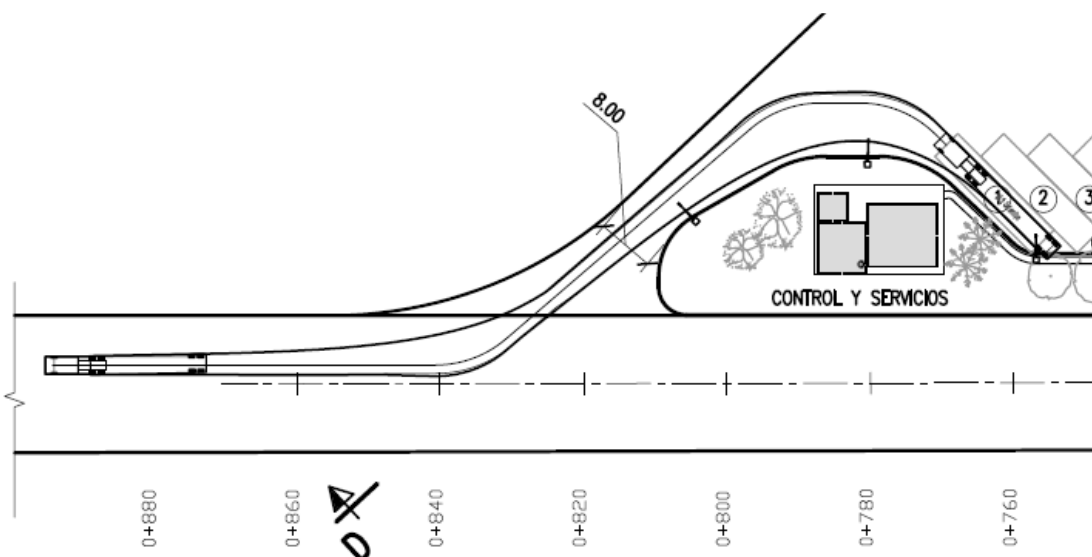


Figura 48: Maniobra de salida del estacionamiento



Acorde con los resultados obtenidos se adoptó la siguiente geometría final:

Ancho de calle =	19,8 m
Ancho de slot =	4,5 m
Largo de slot =	19,0 m
Ancho de entrada =	12,3 m
Ancho de salida =	8,0 m

Al estacionamiento también se le dio pendientes para asegurar el desagüe hacia la cuneta del camino que, eventualmente, descargaría a través de una alcantarilla hacia el arroyo lindero. El pavimento proyectado es de hormigón armado. Los planos CT1904-IT-E-01 a 03 incluyen la planta general, cortes, pavimentos, desagües, y otros detalles del estacionamiento.

9.4 PAVIMENTOS DE LA TERMINAL

9.4.1 Zona de circulación de camiones

Desde los *gates* se extiende una zona de circulación de camiones donde no se espera, más que ocasionalmente y descargados, equipos pesados de patio y muelles. La zona incluye una calle de alrededor de 60 m de largo y 27 m de ancho y una explanada donde los camiones circulan hacia el patio de cargas o maniobran para estacionarse frente a los muelles del galpón de 80 m de largo y 57 m de ancho. La calle de ingreso presenta una amplia curva de transición hacia el final, para que los camiones se puedan acomodar mejor, marcha atrás, en el galpón. La forma de esta calle, como el ancho y forma del cantero lateral, fue estudiada modelando la huella de los camiones que entran y salen hacia los gates.

Para el diseño del pavimento de esta calle y la explanada se utilizan las pautas de la AASHTO para pavimentos rígidos, ya que es lo recomendado para áreas de maniobras de camiones arrancando y frenando.

Primero se calculó el número de ejes de 18.000 kps que circularán en 15 años. Para ello se adoptaron los valores del estudio de demanda (Airaldi y Borjas) para el tráfico inicial del puerto (210.000) y el de 20 años (400.000), hipótesis optimistas – que son más desfavorables para el cálculo de los pavimentos. Con estos años se calculó la cantidad de camiones iniciales y la tasa de crecimiento anual (24 camiones iniciales y una tasa de crecimiento del 3,2%). A ese tránsito de camiones no se le agregan vehículos livianos ya que distorsionan el resultado de la cantidad de ejes equivalentes (el porcentaje de vehículos livianos se reducirá en el tiempo y sus factores de carga son una fracción de aquél de los camiones). La Tabla 14 muestra el resultado del cálculo de los ejes equivalentes.



Tabla 14: Cantidad de ejes equivalentes en la terminal portuaria

TIPO DE VEHÍCULO	Distribución	N° de Ejes (14)	% de c/tipo (15)	Factor C (16)	(17)=(14)x(15)x(16)/199 (17)
Automóviles					
Jeep					
Camionetas	1-1	2	0	0,01	-
Ómnibus	1-1	2		0,07	-
Camiones sin acoplados	1-1	2		0,6	-
	1-2	3		0,38	-
Camiones con acoplados	11-11	4		0,6	-
	11-12	5	0	0,39	-
	12-11	5		0,47	-
	12-12	6		0,32	-
	1-1-1	3		0,54	-
Semi remolques	1-1-2	4		0,45	-
	1-1-3	5	50	0,41	1,03
	1-2-2	5	50	0,35	0,88
	1-2-4	6		0,4	-
Porcentaje total de vehículos			100		
Factor de contribución combinada					1,90
					Ejes de 10 Tn/Veh.
Factor direccional					0,5
N 10 t = $0,5 \cdot (1) \cdot 365 \cdot (11) \cdot (12) \cdot (18) =$					681.084,55
N° Ejes de 10 tn					681.084,55
N° Ejes de 18.000 kps = N° Ejes de 10 tn x 2.2					1.498.386,01

Además del tránsito también se deben definir los siguientes parámetros:

- Índices de serviciabilidad: Inicial = 4,2
Final = 2,5 (recomendado por AASHTO)
- Módulo de rotura del Hormigón a 28 días: determinado a partir de la expresión:
Para un Hº tipo H-30 ($f'_c = 5.296$ Psi)
 $M_r = 47$ kg/cm² (planta elaboradora) , $Sc'_r = 669$ Psi
- Módulo elástico del Hº: $E_c = 57000 \times (f'_c)^{0,5} = 4.148.299$ Psi
- Coeficiente de reacción K combinado: Determinado para una subrasante con CBR 13% (con un módulo resiliente $MR = 12.610$ psi) y una capa de suelo granular-arena de 15cm de espesor.
- Siendo entonces Subrasante Tipo III (CBR 10 a 15%) Buena calidad, que le corresponde un $k = 5,4$ kg/cm³, que equivale a 54 Mpa/m, una pérdida de soporte nula, para Base no tratada de 150 mm se obtiene un valor de K combinado subrasante/base de $k = 62.1$ Mpa/m , es decir $k = 226,66$ pci.
- Confiabilidad: 75%, desvío estándar: 0,40
- Coeficiente de transferencia de carga (J): 3,2
- Coeficiente de drenaje: 1,00 (se considera por características del lugar)

La Figura 49 muestra el procesamiento de los datos.

Figura 49: Salida de la calculadora de pavimentos

The screenshot shows a software window titled "Diseño de Pavimento Rígido" with the subtitle "Ecuación AASHTO 93". The interface is divided into several sections:

- Serviciabilidad Inicial y Final:** PSI Inicial: 4.2, PSI Final: 2.5.
- Confiabilidad [Zr] y Desviación Estandar [So]:** Zr: -0.674, So: 0.4.
- Información Adicional:**
 - Módulo de Elasticidad del Concreto Ec [psi]: 4148299
 - Coefficiente de Transmisión de Carga [J]: 3.2
 - Módulo de Rotura de Concreto Sc [psi]: 669
 - Coefficiente de Drenaje [Cd]: 1
- Selección de datos:**
 - ☐ Espesor D, ☒ Eje W18
 - W18: 1498386
 - Módulo de Reacción de la Subrasante K: 226,66 pci
- Resultado:** D: 8.43054 plg
- Conversiones:**
 - pci = Libras /pulgadas^3 [lb/plg^3]
 - psi = Libras /pulgadas^2 [lb/plg^2]
 - plg = Pulgadas
- Botones:** Calcular, Insertar, Limpiar.

El espesor obtenido por cálculo es = 8,4 pulgadas ~22 cm

El espesor de hormigón adoptado es de 22 cm. Adicionalmente se consideró como medida de seguridad la adición de una malla de acero $\phi 6$ 15x15 en la parte superior del pavimento, medida que está comprobado que mejora la performance de los pavimentos portuarios.

Las juntas longitudinales son cosidas con barras de unión para soportar por metro de camino el peso del ancho del carril. Se dispuso juntas longitudinales con barras de unión $\Phi 10$ c/70 cm y 105 cm de longitud. Las juntas transversales se realizan cada 6,0 m (se prescriben entre 5 y 10 m) con pasadores $\Phi 28$ c/30 cm de 50 cm de longitud. Los detalles de estas juntas se pueden observar en los planos CT1904-IT-PT- 01 a 04.

9.4.2 Patio de cargas

Las prescripciones de la ROM 4.1.94 sobre pavimentos portuarios abarcan recomendaciones de pavimentos estándar para los distintos tipos de usos en el puerto. En el caso de Ituzaingó, y de acuerdo a estas recomendaciones, el tráfico se categoriza como de Tipo C (bajo) y a la calidad de la explanada como Tipo

E1 (adecuada). A estas condiciones corresponden una subbase granular de 25 cm de espesor y una base de suelo-cemento también de 25 cm.

Con respecto a la superficie de rodadura, para uso comercial y contenedores, de hormigón vibrado, el espesor indicado es de 0,30 m.

En todos los casos de juntas de pavimentos en ángulo, uniones entre paños rectangulares y paños oblicuos, y uniones con otras estructuras (por ejemplo, edificios) corresponde colocar juntas de expansión. Además, los bordes libres de los pavimentos tienen que ser reforzados.

Los paños o losas de pavimentos se trataron de orientar de acuerdo al sentido general de circulación. Las dimensiones generales tratan de mantenerse igual que en la zona de circulación de camiones (6,0 m x 3,5 m), las medidas, principalmente en los bordes y en la unión de paños oblicuos, pueden variar para ajustarse a la geometría del contorno. En general se tratará de que el lado más corto del paño no sea menor a 3 m y el mayor no más de 8 m. Cabe recordar que en esta zona pueden circular grúas cargadas, *reachstackers*, con pesos importantes sobre el eje delantero y que es importante distribuir la carga sobre la losa. En todos los casos se dispusieron mallas superiores e inferiores ($\phi 8$ 15x15) que se deben interrumpir en las juntas.

Todos los paños de pavimentos, llevan juntas transversales y longitudinales que en este caso resultan barras de $\Phi 12$ separadas cada 75 cm de 1,25 m y barras $\Phi 38$ de 65 cm de longitud cada 30 cm. Contra las estructuras se materializarán juntas de expansión y a alrededor de 30 m, juntas de dilatación. Los planos CT1904-IT-PT-01 a 04 muestran los detalles del pavimento.

9.4.3 Pavimentos de muelle

En el muelle se proveen pavimentos que no requieren resistencias especiales, ya que la estructura de soporte es la estructura propia del muelle. Sin embargo, dada la circulación de vehículos pesados, se han diseñado juntas de dilatación perimetral y juntas transversales y longitudinales intermedias similares a la de la zona de grúas. El pavimento en estos casos tiene varios objetos: a) ofrecer una buena superficie de circulación de vehículos pesados y también para el apoyo de mercaderías en acopio temporal, b) proteger a la estructura del muelle contra la abrasión, c) ayudar a distribuir las cargas de los equipos pesados, y d) desarrollar pendientes para el desagüe. Fundamentalmente por el objeto c) estos pavimentos son armados con mallas de $\Phi 8$ 15x15 superior e inferior. El espesor de este pavimento es variable entre 10 y 7 cm para permitir el desagüe pluvial. El Plano CT1904-IT-M-12 muestra los detalles del pavimento del muelle.



9.5 DESAGÜES PLUVIALES

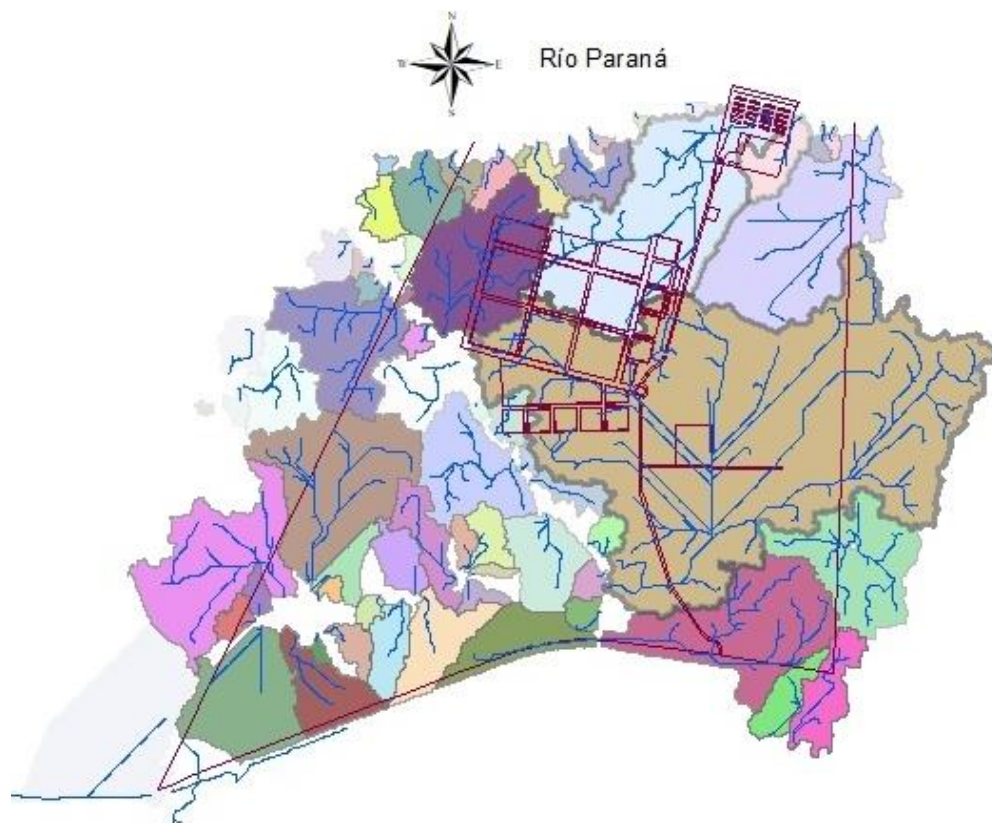
9.5.1 Desagües pluviales de la terminal portuaria

La superficie del terreno en las inmediaciones del proyecto se caracteriza por presentar una topografía plana, al norte limita con el río Paraná y al sur con la ruta nacional RN12. Debido a la baja pendiente predominante en el área, resulta difícil delimitar las cuencas para definir de manera adecuada el diseño de los desagües. Como existe la probabilidad de que las cuencas de aporte excedan los límites relevados con la topografía, para su delineación se recurre a la información cartográfica del IGN.

Este instituto desarrolló un modelo digital de terreno (DEM), aerofotogramétrico (2757-28-3-d) que posee una resolución espacial de 5 m y una precisión vertical submétrica. Este DEM fue procesado con las herramientas de Análisis Espacial del programa ArcGis10 y QGis para identificar líneas de escurrimiento y delinear cuencas del área de estudio.

Como se observa en la Figura 50, las cuencas no se extienden mucho más allá del área relevada y que la mayoría drena hacia el oeste del camino y el nuevo parque industrial. Sólo pequeñas subcuencas costeras drenan directamente hacia el Paraná. La cuenca más grande ubicada hacia el este del camino de acceso, drena en sentido sur y hacia la RN 12.

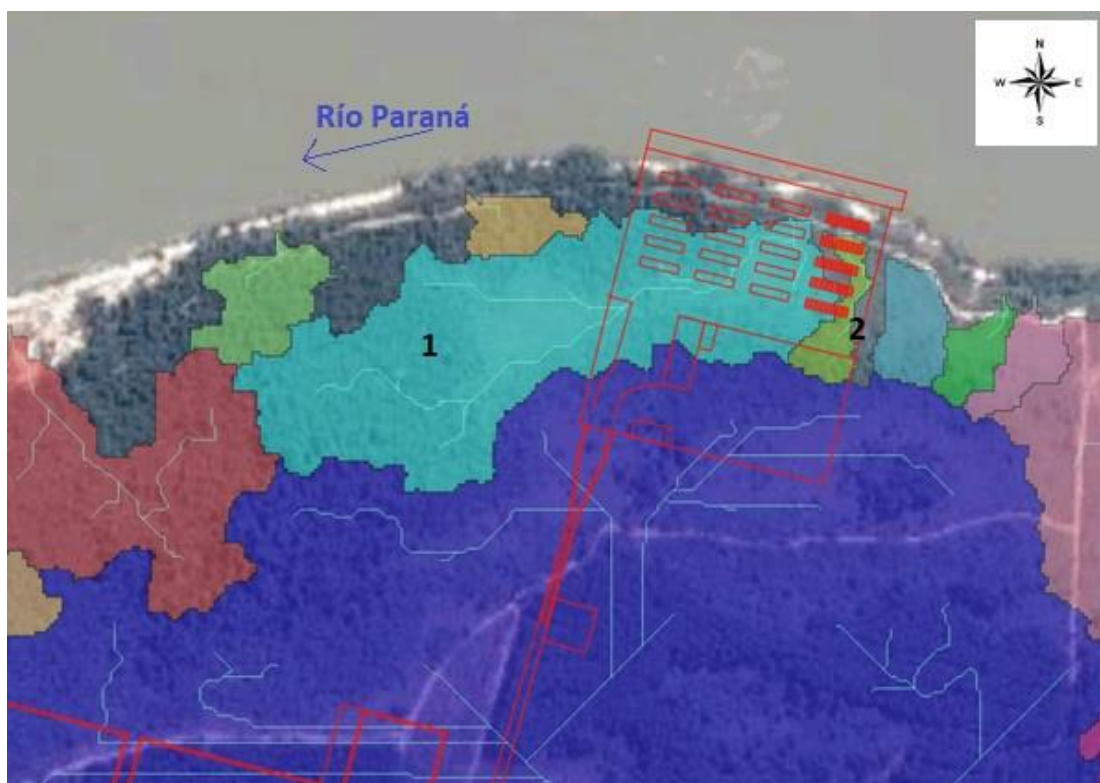
Figura 50: Delineación de subcuencas a partir del DEM del IGN



Dado que las cuencas analizadas con el DEM de IGN quedan circunscriptas al área relevada para este proyecto, se elaboró un nuevo DEM a partir de los puntos obtenidos del levantamiento topográfico, que otorgan una mayor precisión y definición. La Figura 51 muestra el resultado de este procesamiento.

En las inmediaciones del Puerto, se observan dos cuencas que aportan directamente al puerto (las cuencas 1 y 2 de la figura). Otras pequeñas cuencas drenan directamente hacia el Paraná y la mayor, en color violeta, drena hacia el sur.

Figura 51: Detalle de las cuencas en la zona del puerto (DEM del proyecto)



La cuenca 2 queda incluida totalmente dentro del área a ser modificada por la terminal portuaria, donde se nivelarán las superficies y se cambiarán las cotas y pendientes. Por lo tanto, el análisis de esta cuenca deja de tener interés. En cambio, la cuenca 1 aportará agua a la terminal desde donde deberá ser evacuada. La Tabla 15 muestra las características de ésta cuenca.

Tabla 15: Características de la cuenca 1

Área (m ²) =	76607.03
Longitud del tramo más largo (m) =	454.78
%S =	1.48%
Tipo de superficie	Bosque

Para desaguar la terminal se proyectaron dos canales laterales, este y oeste, perpendiculares al Río Paraná y que bordean al puerto. Como se mencionó,

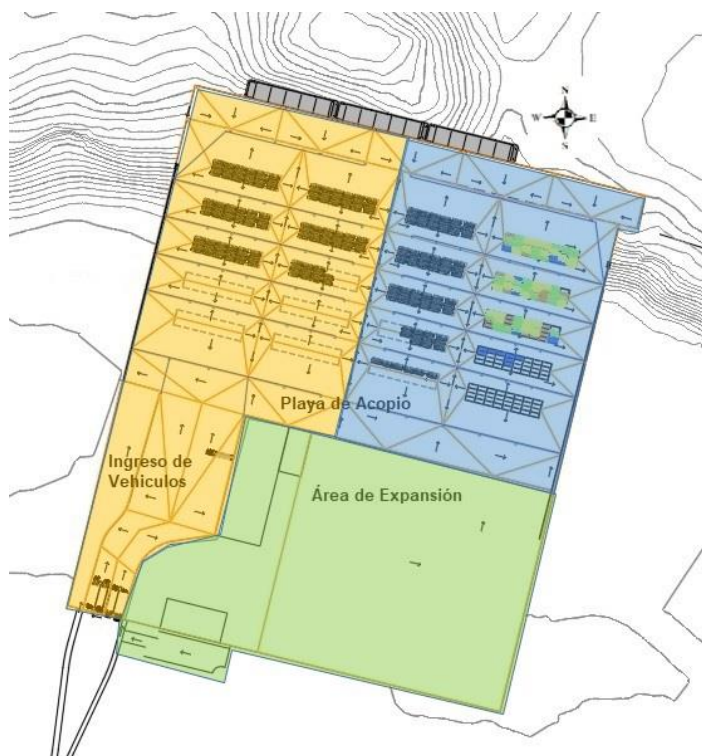


debido a las pendientes naturales, el canal este sólo recibirá los aportes pluviales de la propia terminal. El canal oeste recibirá tanto el aporte de la cuenca 1 mencionada, como también parte de las superficies de muelle, playas de acopio, estacionamiento de vehículos particulares y los caudales traídos por las cunetas del camino de acceso. El tramo del camino que aportará a la terminal es el que se extiende por 1060 m desde la rotonda hasta los *gates*, con una pendiente negativa de 0,65%. La superficie de aporte del camino incluye la propia superficie del mismo y los taludes de ambos lados (1:2), ya que el camino se desarrolla en desmonte.

Para evacuar los excesos pluviales en el patio de contenedores, se proyectaron pavimentos con pendientes transversales y longitudinales de acuerdo a las prescripciones de la ROM 4.1.94¹⁷. Estas recomendaciones indican que la pendiente mínima transversal al cantil debería ser 0,5%, mientras que la pendiente transversal máxima de 1,25% en las zonas de depósito y de 1,75% en las de circulación de equipos. Por otro lado, la pendiente longitudinal (paralela al cantil) máxima recomendada es de 0,8% en las zonas de depósito y de 1,25% en las de circulación de equipos.

Utilizando estas premisas se delinearon las pendientes en los pavimentos que definen el escurrimiento superficial en el puerto (Plano CT1904-IT-DE-01) y se delimitaron las subcuencas de aporte al interior de la terminal: Ingreso de Vehículos, Área de Expansión, y Playa de Acopio, como se observa en la Figura 52.

Figura 52: Áreas de aporte en la terminal portuaria



¹⁷ Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente. ROM4.1-94 PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS PORTUARIOS. Puertos del Estado. España 1994

De acuerdo con el canal receptor, la primera subcuenca incluye los gates, la zona de circulación de camiones y aproximadamente la mitad de la playa de acopio y del muelle que drenan al canal oeste. La segunda incluye la reserva de espacios para futuras expansiones y el estacionamiento de vehículos particulares que drenan al canal este. Finalmente, la tercera incluye la otra mitad de la playa de acopio y del muelle que también drenan al canal este.

Estas subcuencas fueron a su vez subdivididas en microcuencas que descargan a sumideros y conducen el escurrimiento pluvial hacia los canales, a través de cañerías enterradas. Tanto los canales, como las tuberías se dimensionaron para un caudal que se determinó utilizando el método racional, cuya expresión es la siguiente:

$$Q = 0.275 * C * I * A$$

Siendo:

- Q: Caudal (m³/s)
- C: Coeficiente de escorrentía adimensional
- I: Intensidad de lluvia (mm/h)
- A: Área de la cuenca (Km²)

Este método es el más difundido para el cálculo de caudales en cuencas pequeñas no aforadas. Los valores del coeficiente de escorrentía C, se encuentran tabulados para distintos tipos de superficies como se muestran en la Tabla 16.

La intensidad de lluvias se obtuvo a partir de curvas IDF (Intensidad Duración y Frecuencia) del estudio de la comisión mixta Argentino – Paraguaya del río Paraná¹⁸ (COMIP, 1987), el cual contiene los datos de diversas estaciones, tanto de la provincia de Misiones, como de la República del Paraguay. Este informe presenta las curvas de intensidad–duración-recurrencia para las estaciones Posadas Aero, Iguazú Areo e INTA Cerro Azul, a través de una función ajustada por mínimos cuadrados de tipo hiperbólica, cuyas constantes se presentan en la Tabla 17.

$$i = \frac{a}{D^{0.82} + c}$$

Donde:

i = Intensidad en mm/hr

D = Duración de la tormenta en minutos

a y *c* = son las constantes tabuladas

¹⁸ Litwin C. y Franco P. (1987). “Estudio Hidrológico e Hidráulico de Tributarios del Río Paraná en el Tramo Comprendido entre el Río Iguazú y la Sección Encarnación – Posadas”. Informe para la Comisión mixta Argentino – Paraguaya (COMIP). CABA, 245 p.



Tabla 16: Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional¹⁹

Característica de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Tabla 17: Constantes de las Curvas IDF (Litwin y Franco, 1987)

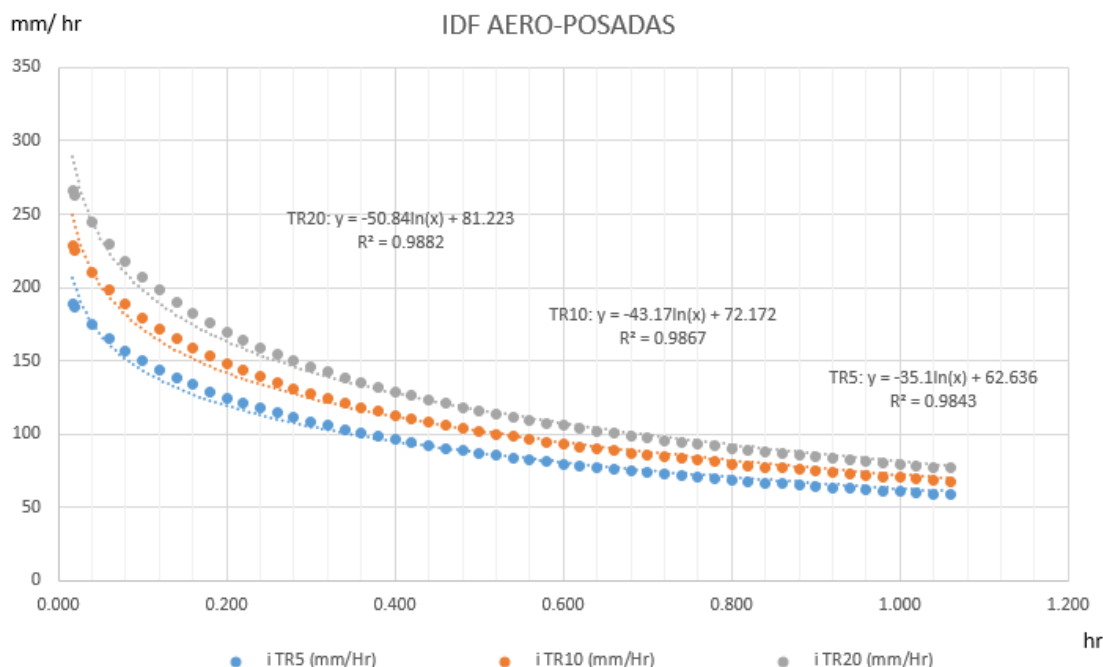
Recurrencia	INTA Cerro Azul		Posadas Aero		Iguazú Aero	
	Serie 1966-1984		Serie 1951-1985		Serie 1952-1953 y 1961-1985	
[años]	a	c	a	c	a	c
2	1948.01	18.06	1951.19	13.82	1585.57	12.44
5	2530.53	21.12	2462.74	12.07	2117.9	14.04
10	2916.41	22.6	2800.06	11.26	2470.3	14.8
20	3285.62	23.68	3125.74	10.73	2809.15	15.4
50	3765.52	24.87	3546.46	10.17	3249.19	16.13
100	4123.72	25.57	3862.16	9.84	3578.25	16.57
200	4481.44	26.19	4176.13	9.58	3907.65	16.95

Con esta información, los autores determinaron las curvas IDF para El aeropuerto de la ciudad de Posadas que se encuentra a 133 msnm y a 90 km de

¹⁹ Ven Te Chow y otros, "Hidrología Aplicada", Mc.Graw Hill Interamericana, Bogotá, 1994. ISBN 958-600-171-7

la terminal portuaria proyectada en Ituzaingó. La Figura 53 muestra estas curvas para diferentes períodos de recurrencia.

Figura 53: Curvas IDF de Posadas Aero



De acuerdo con Rodríguez²⁰, “Dicha estación releva una gran cantidad de variables climáticas, contando con datos pluviométricos desde 1908 y pluviográficos desde 1951. Los datos de la estación Posadas Aero fueron utilizadas para innumerables trabajos, pero han tenido una participación particular en los proyectos de obras complementarias de la represa de Yacyreta”, que se encuentra cercana al sitio del proyecto.

Para el diseño de los canales y cañerías de desagües, se adoptó un periodo de recurrencia de 5 años recomendado para el cálculo de caudales de diseño de estructuras menores²¹. Con éste período de recurrencia y una duración de la tormenta igual al tiempo de concentración, se determina la intensidad de la lluvia en mm/hr a partir de la curva IDF.

La determinación del tiempo de concentración difiere entre métodos, puesto que cada autor estima su ecuación para cuencas con características muy particulares. Una práctica común en la hidrología aplicada es utilizar el valor medio. En este caso las ecuaciones para el cálculo de los tiempos de concentración se seleccionaron tomando en cuenta el área de las cuencas

²⁰Rodríguez, D.T., Riccardi, G.A., Ruberto, A.R., 2014, “Análisis de una Tormenta Extrema Registrada en la Ciudad de Oberá, Misiones. Presentado en el IV taller sobre Regionalización de precipitaciones Máximas. Tucumán, Argentina 15 y 16 de Mayo 2014

²¹ Villón B M., 2002, “Hidrología Estadística”. Segunda edición, Enero 2002, Lima-Perú.

(cuencas pequeñas menores a 2 Km²). En la Tabla 18 se muestran las ecuaciones y los resultados obtenidos.

Tabla 18: Tiempos de Concentración

Ecuación Tc	Hr	min
Federal Aviación Administración	0.305	18.32
Kirpich	0.183	10.981
Temez	0.211	12.658
Pizarro	0.929	55.714
Kerby-Hathaway	0.886	53.154
Bransby Williams (INVIAS)	0.323	19.369

Debido a que las características del suelo en la cuenca 1 difieren a las características de las subcuencas del interior de la terminal, se optó por determinar el tiempo de concentración de la cuenca 1 como un promedio de las ecuaciones de Kirpich, Temez, Pizarro y Kerby. Para las subcuencas interiores se promediaron las ecuaciones de la Federal Aviación Administración, que se emplea para cuencas urbanas asociadas a aeropuertos, y la ecuación de Bransby, usada en desagües viales.

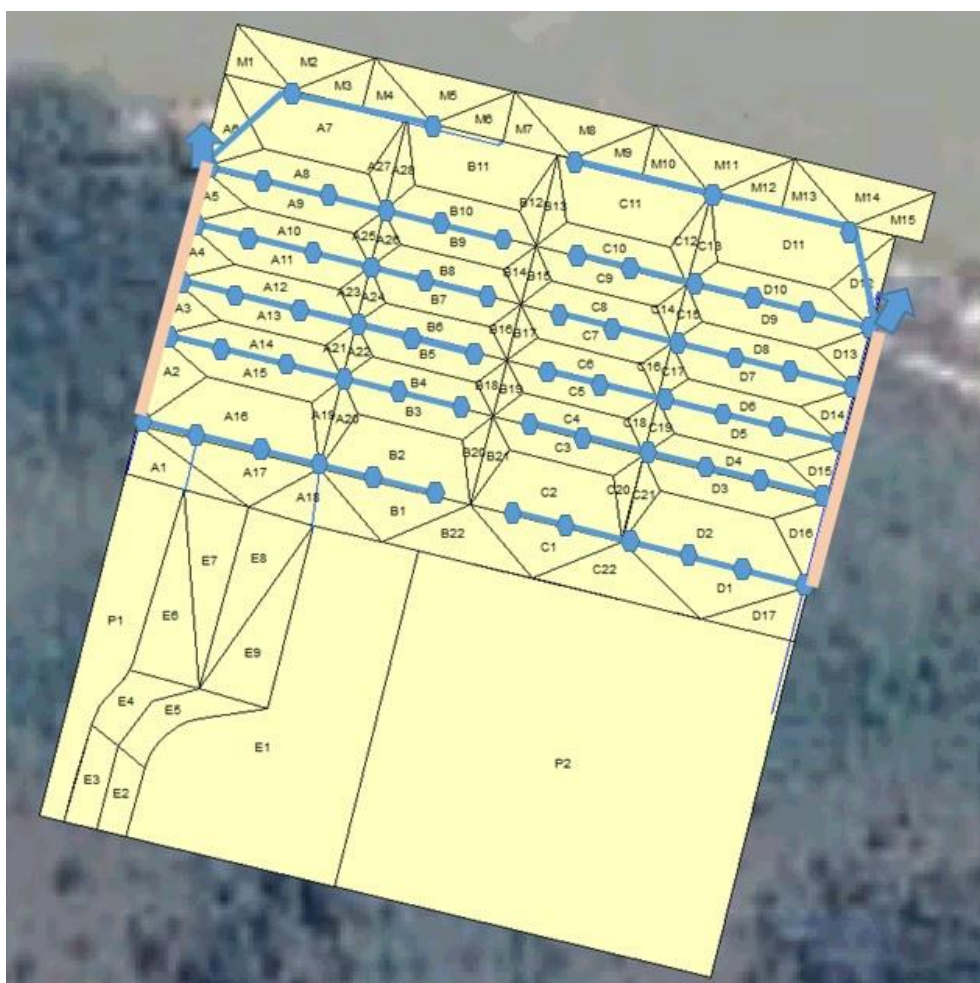
En la Tabla 19 se presenta el resumen de los parámetros hidrológicos para el dimensionamiento del drenaje pluvial en la terminal portuaria.

Tabla 19: Parámetros Hidrológicos para 5 años de recurrencia

Aporte a la terminal	Tc (Hr)	I (mm/Hr)	C
Cuenca 1	0.55	86.92	0.25
Tramo del Camino	0.31	100.55	0.8
Ingreso de Vehículos	0.31	100.55	0.77
Área de Expansión	0.31	100.55	0.34
Playa de Acopio	0.31	100.55	0.77

Para calcular los caudales resta determinar las áreas de aporte. La Figura 54 señala las áreas que aportan a cada sumidero.

Figura 54: Microcuencas de Aporte



Los conductos desde los sumideros a los canales se calcularon, usando la ecuación de Manning y asumiendo tubería con sección llena por lo tanto el radio hidráulico, $R_h = D/4$. La ecuación de Manning para sección circular en función del diámetro queda expresada de la siguiente forma:

$$Q = \frac{0,312}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Q = Caudal en m³/s

D = Diámetro en m

S= pendiente del conducto m/m

n = Coeficiente de rugosidad (0.09, para tuberías lisas como PVC)

Los resultados de los diámetros obtenidos en el diseño se muestran en la Tabla 20 y en los planos CT1904-IT-DE-02 y 03, donde también se muestra la altimetría de los conductos y terreno. La nomenclatura utilizada identifica a los distintos tramos de cañerías como COi a los que vuelcan al canal oeste y como CEi a los que lo hacen hacia el este.

Tabla 20: Conductos Pluviales

PLAYA DE ACOPIO ZONA OESTE											
TRAMO CONDUCTO		APORTE	DESCARGA	Q (m3/s)	DN (mm)	L (m)	S %	VELOC (m/s)	INVERTIDO ARRIBA	INVERTIDO ABAJO	TAPADA
T6O	C1	S1_T6O	C2	0.062	300	60.10	0.3	1.03	5.74	5.55	0.4
	C2	C1 S2_T6O	T5O_C6	0.132	350	47.40	0.3	1.24	5.55	5.41	0.4
T5O	C1	S1_T5O	C2	0.017	200	24.25	0.3	0.74	5.93	5.86	0.5
	C2	C1 S2_T5O	C3	0.027	200	24.17	0.3	0.84	5.86	5.78	0.4
	C3	C2 S3_T5O	C4	0.045	250	24.17	0.3	0.95	5.78	5.71	0.4
	C4	C3 S4_T5O	C5	0.057	250	24.17	0.3	1.00	5.71	5.64	0.4
	C5	C5 S5_T5O	C6	0.069	300	29.54	0.3	1.05	5.64	5.55	0.4
	C6	C5 S6_T5O T6O_C2	CANAL	0.229	350	3.27	0.3	1.42	5.41	5.40	CANAL
T04	C1	S1_T4O	C2	0.013	200	24.25	0.3	0.69	6.02	5.95	0.5
	C2	C1 S2_T4O	C3	0.023	200	24.17	0.2	0.69	5.95	5.90	0.5
	C3	C2 S3_T4O	C4	0.039	250	24.17	0.2	0.79	5.90	5.85	0.4
	C4	C3 S4_T4O	C5	0.050	300	24.17	0.3	0.97	5.85	5.80	0.4
	C5	C4 S5_T4O	C6	0.061	300	29.54	0.3	0.88	5.80	5.74	0.4
	C6	C5 S6_T4O	CANAL	0.079	300	3.27	0.3	1.09	5.74	5.71	CANAL
T03	C1	S1_T3O	C2	0.012	200	24.25	0.3	0.69	6.17	6.10	0.5
	C2	C1 S2_T3O	C3	0.022	200	24.17	0.3	0.79	6.10	6.02	0.5
	C3	C2 S3_T3O	C4	0.037	250	24.17	0.3	0.90	6.02	5.95	0.5
	C4	C3 S4_T3O	C5	0.048	300	24.17	0.3	0.96	5.95	5.88	0.4

PLAYA DE ACOPIO ZONA ESTE											
TRAMO CONDUCTO		APORTE	DESCARGA	Q (m3/s)	DN (mm)	L (m)	S %	VELOC. (m/s)	INVERTIDO ARRIBA	INVERTID O ABAJO	TAPADA
T6E	C1	S1_T6O	C2	0.034	250	60.10	0.3	0.88	5.74	5.55	0.4
	C2	C1 S2_T6O	C3	0.101	300	60.10	0.3	1.16	5.55	5.37	0.4
	C3	C1 S2_T6O	T5E_C6	0.169	400	41.33	0.3	1.32	5.37	5.25	0.4
T5E	C1	S1_T5O	C2	0.014	200	25.25	0.3	0.71	5.93	5.85	0.5
	C2	C1 S2_T5O	C3	0.025	200	25.24	0.3	0.82	5.85	5.78	0.4
	C3	C2 S3_T5O	C4	0.043	250	25.24	0.3	0.93	5.78	5.70	0.4
	C4	C3 S4_T5O	C5	0.055	300	25.24	0.3	1.00	5.70	5.63	0.4
	C5	C5 S5_T5O	C6	0.067	300	27.09	0.3	1.05	5.63	5.55	0.4
	C6	C5 S6_T5E T6E_C2	CANAL	0.264	400	3.88	0.3	1.91	5.25	5.23	CANAL
T4E	C1	S1_T4O	C2	0.013	200	25.25	0.3	0.69	6.02	5.94	0.5
	C2	C1 S2_T4O	C3	0.023	200	25.24	0.3	0.80	5.94	5.87	0.5
	C3	C2 S3_T4O	C4	0.039	250	25.24	0.3	0.91	5.87	5.79	0.5
	C4	C3 S4_T4O	C5	0.051	300	25.24	0.3	0.98	5.79	5.72	0.4
	C5	C4 S5_T4O	C6	0.063	300	27.09	0.3	1.03	5.72	5.64	0.4
	C6	C5 S6_T4O	CANAL	0.080	300	3.88	0.3	1.09	5.64	5.62	CANAL
T3E	C1	S1_T3O	C2	0.012	200	25.25	0.3	0.69	6.17	6.09	0.5
	C2	C1 S2_T3O	C3	0.022	200	25.24	0.3	0.79	6.09	6.02	0.5
	C3	C2 S3_T3O	C4	0.037	250	25.24	0.3	0.90	6.02	5.94	0.5



PLAYA DE ACOPIO ZONA OESTE											
TRAMO CONDUCTO		APORTE	DESCARGA	Q (m3/s)	DN (mm)	L (m)	S %	VELOC (m/s)	INVERTIDO ARRIBA	INVERTIDO ABAJO	TAPADA
	C5	C4 S5_T30	C6	0.059	300	29.54	0.3	1.02	5.88	5.79	0.4
	C6	C5 S6_T30	CANAL	0.077	300	3.27	0.3	1.08	5.79	5.78	CANAL
T02	C1	S1_T20	C2	0.014	200	24.25	0.3	0.70	6.25	6.18	0.5
	C2	C1 S2_T20	C3	0.024	200	24.17	0.3	0.81	6.18	6.10	0.4
	C3	C2 S3_T20	C4	0.041	250	24.17	0.3	0.93	6.10	6.03	0.4
	C4	C3 S4_T20	C5	0.052	250	24.17	0.3	0.98	6.03	5.96	0.4
	C5	C4 S5_T20	C6	0.064	300	29.54	0.3	1.03	5.96	5.87	0.4
	C6	C5 S6_T20	CANAL	0.085	300	3.27	0.3	1.11	5.87	5.86	CANAL
T01	C1	S1_T10	C2	0.027	250	24.25	0.2	0.72	6.38	6.33	0.4
	C2	C1 S2_T10	C3	0.044	250	24.17	0.2	0.81	6.33	6.28	0.4
	C3	C2 CO1a S3_T10	C4	0.160	400	24.17	0.3	1.30	6.15	6.08	0.4
	C4	C3 S4_T10	C5	0.179	400	24.17	0.3	1.34	6.08	6.01	0.4
	C5	C4 CO1b S5_T10	C6	0.197	400	29.54	0.2	1.18	6.01	5.95	0.4
	C6	C5 S6_T10	CANAL	0.229	400	3.27	0.2	1.22	5.95	5.94	CANAL
NEXO	CO 1a	S1_T10	C3	0.080	300	23.98	0.2	0.94	6.20	6.15	0.4

PLAYA DE ACOPIO ZONA ESTE											
TRAMO CONDUCTO		APORTE	DESCARGA	Q (m3/s)	DN (mm)	L (m)	S %	VELOC. (m/s)	INVERTIDO ARRIBA	INVERTID O ABAJO	TAPADA
	C4	C3 S4_T30	C5	0.049	250	25.24	0.3	0.97	5.94	5.87	0.5
	C5	C4 S5_T30	C6	0.060	300	27.09	0.3	1.02	5.87	5.79	0.4
	C6	C5 S6_T30	CANAL	0.077	300	3.88	0.3	1.08	5.79	5.77	CANAL
T2E	C1	S1_T20	C2	0.014	200	25.25	0.3	0.70	6.25	6.17	0.5
	C2	C1 S2_T20	C3	0.024	200	25.24	0.3	0.81	6.17	6.10	0.4
	C3	C2 S3_T20	C4	0.041	250	25.24	0.3	0.93	6.10	6.02	0.4
	C4	C3 S4_T20	C5	0.053	300	25.24	0.3	0.99	6.02	5.95	0.4
	C5	C4 S5_T20	C6	0.065	300	27.09	0.3	1.04	5.95	5.87	0.4
	C6	C5 S6_T20	CANAL	0.085	300	3.88	0.3	1.11	5.87	5.85	CANAL
T1E	C1	S1_T10	C2	0.027	200	25.25	0.3	0.84	6.38	6.30	0.5
	C2	C1 S2_T10	C3	0.044	250	25.24	0.3	0.94	6.30	6.23	0.4
	C3	C2 CO1a S3_T10	C4	0.084	300	25.24	0.3	1.11	6.23	6.15	0.4
	C4	C3 S4_T10	C5	0.103	300	25.24	0.3	1.17	6.15	6.08	0.4
	C5	C4 CO1b S5_T10	C6	0.122	350	27.09	0.3	1.22	6.08	6.00	0.4
	C6	C5 S6_T10	CANAL	0.159	350	3.88	0.3	1.12	6.00	5.99	CANAL



Para el cálculo de los canales se utilizó la fórmula de Manning para canales abiertos con sección trapezoidal ($Z=1$):

$$V = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V = Velocidad en m/s

R_h = Radio Hidráulico en m

S = pendiente del Canal m/m

n = Coeficiente de rugosidad (0.02, para hormigón in situ)

Los canales este y oeste también se proyectaron para una precipitación de cinco años de recurrencia, una duración de lluvia igual al tiempo de concentración, revestimiento de hormigón proyectado (mortero – cemento, hormigón in situ), y pendiente del 1%. Como se explicó, además de las descargas de las cañerías de desagüe del interior de la terminal, el canal oeste tiene en cuenta el caudal de la Cuenca 1 y el camino de acceso (inicio); el canal este el área de expansión. En la Tabla 21 se presentan los resultados del diseño y en el plano CT1904-IT-DE-04 se pueden consultar los detalles de las secciones.

Tabla 21: Dimensionamiento de canales

CANAL OESTE										
Sección	Q	Z	b	S	n	Y (tirante)	Revancha	H	H adopt	V
	m³/s	H:V	m	m/m		m	m	m	m	m/s
Inicio	0.834	1:1	0.6	0.010	0.02	0.39	0.1	0.49	0.70	1.87
Canal T1 Oeste	1.062	1:1	0.6	0.010	0.02	0.45	0.1	0.55	0.70	2.01
Canal T2 Oeste	1.147	1:1	0.6	0.010	0.02	0.47	0.1	0.57	0.70	2.05
Canal T3 Oeste	1.224	1:1	0.6	0.010	0.02	0.49	0.1	0.59	0.70	2.09
Canal T4 Oeste	1.303	1:1	0.6	0.010	0.02	0.51	0.1	0.61	0.70	2.12
Canal T5 Oeste	1.532	1:1	0.6	0.010	0.02	0.56	0.1	0.66	0.70	2.22
CANAL ESTE										
Sección	Q	Z	b	S	n	Y (tirante)	Revancha	H	H adopt	V
	m³/s	H:V	m	m/m		m	m	m	m	m/s
Inicio	0.375	1:1	0.6	0.010	0.02	0.27	0.1	0.37	0.60	1.56
Canal T1 Este	0.534	1:1	0.6	0.010	0.02	0.33	0.1	0.43	0.60	1.72
Canal T2 Este	0.620	1:1	0.6	0.010	0.02	0.36	0.1	0.46	0.60	1.79
Canal T3 Este	0.697	1:1	0.6	0.010	0.02	0.38	0.1	0.48	0.60	1.84
Canal T4 Este	0.777	1:1	0.6	0.010	0.02	0.41	0.1	0.51	0.60	1.90
Canal T5 Este	1.041	1:1	0.6	0.010	0.02	0.47	0.1	0.57	0.60	2.05

Cada canal descarga en un interceptor de naftas y aceites que mediante un sistema de separación gravitacional y aprovechando la diferencia de densidad entre el agua y el aceite, permite remover, aceite, gasolina y otros líquidos sobrenadantes. También tiene una pequeña capacidad de acumulación de sedimentos previo a la descarga al Río.



El interceptor contempla un separador o tabique a la salida que lo divide en dos compartimientos. Este tabique o separador no alcanza a tocar el fondo de la caja lo que permite la comunicación de las aguas contenidas en los compartimientos.

Uno de los compartimientos denominado compartimiento de entrada, recibe superficialmente las aguas contaminadas con aceites (provenientes del canal). Por diferencia de densidades, las grasas y aceites flotan. El agua pasa al segundo compartimiento mientras que los sobrenadantes quedan retenidos en el primero desde donde se pueden rescatar con materiales absorbentes o *skimmers*.

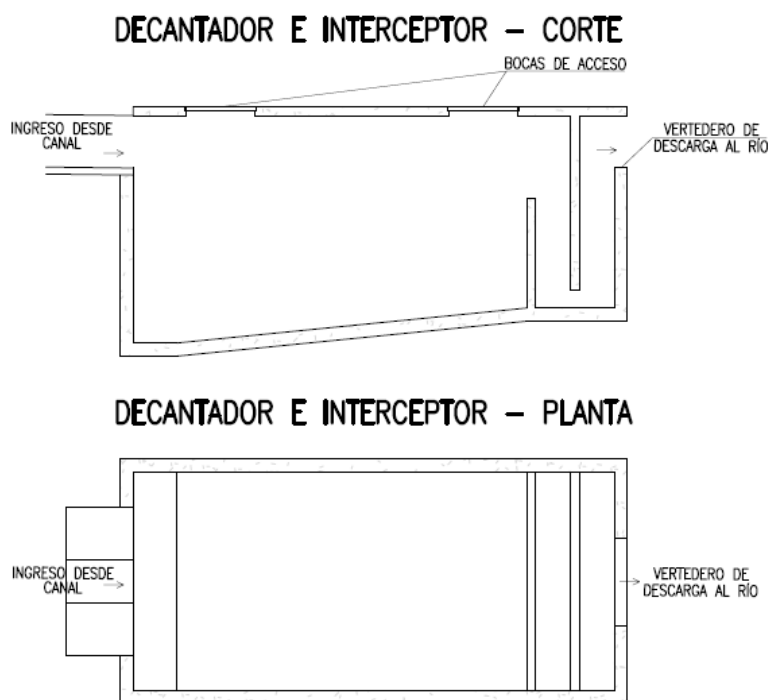
Para su correcto funcionamiento es necesario que el interceptor permanezca siempre con un nivel alto de agua. Adicionalmente es importante recolectar periódicamente el aceite flotante. Así mismo, es importante regularmente vaciar la caja y extraer los sedimentos que han podido depositarse en el fondo. El diseño se realizó teniendo en cuenta la velocidad del flujo del agua (V , m/s) y la velocidad de sedimentación (V_s , m/s). En la Tabla 22 se presenta los resultados.

Tabla 22: Dimensionamiento de los interceptores

Canal	OESTE	ESTE	Unidades.
Q (Caudal)=	1.532	1.041	m ³ /S
H (Profundidad máxima)=	1.2	1.2	m
V_s (velocidad de sedimentación)=	0.04	0.02	m/s
Velocidad líquido=	0.37	0.25	m/s
Longitud=	12	12	m
Área=	3.8	5.2	m ²
Ancho=	3.5	3.5	m

En la Figura 55 se muestra un ejemplo de este tipo de estructura y en el Plano CT1904-IT-DE-05 se especifican las dimensiones y ubicación.

Figura 55: Interceptor tipo



La cota de solera del final de ambos canales es +4,80, esta misma coincide con la descarga de los interceptores para mantener un nivel de agua alto y con los niveles extremos de 20 años de recurrencia. El interceptor se apoyará en una extensión de la protección costera y su pie también deberá quedar revestido.

9.5.2 Diseño de desagües del camino

Para evitar la acumulación de aguas pluviales debido a la ejecución del camino de acceso, que hará de contención al natural escurrimiento de las aguas, se proyecta la ejecución de una alcantarilla de hormigón en la progresiva 0+488.

Para ello, primero se determina la superficie de la cuenca de aporte a considerar (obtenida del procesamiento del DEM de la Figura 51), luego la intensidad de la tormenta de diseño en mm/h y el tiempo de concentración, para alimentar la fórmula del método racional explicada más arriba. Finalmente por medio del Método Racional se calculan los caudales de diseño para tres períodos de recurrencia, 5, 10 y 20 años (Tabla 23).

En base al caudal calculado, utilizando el programa Hydraflow Express Extension for Autodesk® AutoCAD® Civil 3D®, pudo calcularse y verificarse el funcionamiento de la alcantarilla propuesta tipo cajón de hormigón, recta, cuyas dimensiones son:

Tabla 23: Cálculo de los caudales de cada subcuenca con el método racional

Caudales de diseño para un periodo de retomo de 5 años - Metodo Racional

CUENCA	ÁREA (ha)	L (m)	Cota1 (m)	Cota 2 (m)	s (pendiente)	C	TC (min)	i mm/h	$Q = CiA/360$ [m3/s]
A1	138,442	1782	16	14	0,00112	0,25	84,91	49,01901464	4,71

Caudales de diseño para un periodo de retorno de 10 años - Metodo Racional

CUENCA	ÁREA (ha)	L (m)	Cota1 (m)	Cota 2 (m)	s (pendiente)	C	TC (min)	i mm/h	$Q = CiA/360$ [m3/s]
A1	138,442	1782	16	14	0,00112	0,25	84,91	56,64639797	5,45

Caudales de diseño para un periodo de retorno de 20 años - Metodo Racional

CUENCA	ÁREA (ha)	L (m)	Cota1 (m)	Cota 2 (m)	s (pendiente)	C	TC (min)	i mm/h	$Q = CiA/360$ [m3/s]
A1	138,442	1782	16	14	0,00112	0,25	84,91	63,92040462	6,15

Luz L= 2,00 m, altura H= 1,25 m, J= 16 m según plano tipo DNV O-41211 modificado.

Régimen de funcionamiento: Control de entrada.

La Figura 56 muestra la salida del programa de verificación.

Además, como parte del diseño, debe contemplarse la interacción entre el camino y el escurrimiento superficial de las aguas. Para ello, a partir del estudio de cuencas desarrollado, se dispone de cunetas laterales que interceptan el flujo superficial, hacia la alcantarilla descripta que permite atravesar el camino en condiciones controladas, manteniendo la integralidad estructural.

Figura 56: Resultados del programa de verificación

Culvert Report

Hydraflow Express Extension for Autodesk® AutoCAD® Civil 3D® by Autodesk, Inc.

domingo, ago 18 2019

Box Culvert

Invert Elev Dn (m)	= 12,5700
Pipe Length (m)	= 16,0400
Slope (%)	= 0,0125
Invert Elev Up (m)	= 12,5720
Rise (mm)	= 1250,0
Shape	= Box
Span (mm)	= 2000,0
No. Barrels	= 2
n-Value	= 0,013
Culvert Type	= Flared Wingwalls
Culvert Entrance	= 30D to 75D wingwall flares
Coeff. K,M,c,Y,k	= 0,026, 1, 0,0347, 0,81, 0,4

Embankment

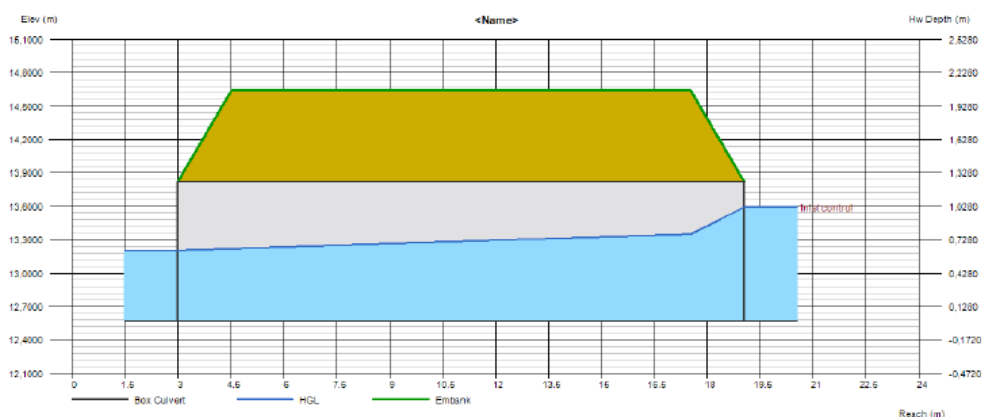
Top Elevation (m)	= 14,6430
Top Width (m)	= 13,0000
Crest Width (m)	= 10,0000

Calculations

Qmin (cms)	= 0,5000
Qmax (cms)	= 6,5000
Tailwater Elev (m)	= Critical

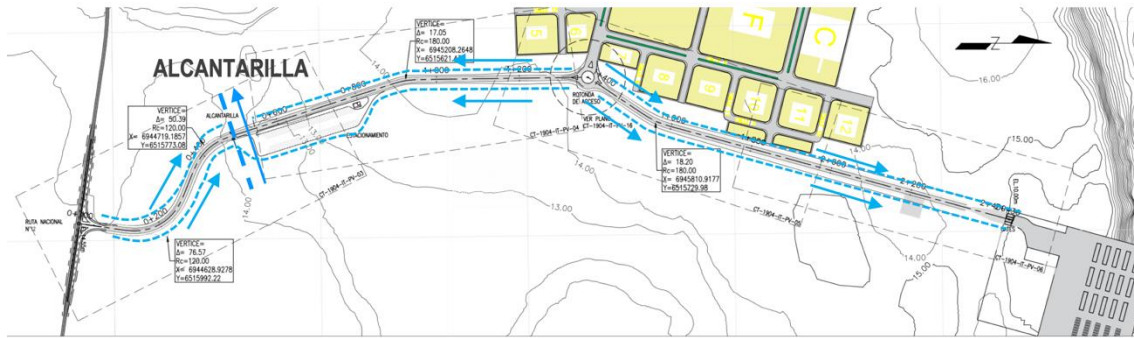
Highlighted

Qtotat (cms)	= 6,3500
Qpipe (cms)	= 6,3500
Qovertop (cms)	= 0,0000
Veloc Dn (m/s)	= 2,4984
Veloc Up (m/s)	= 1,9989
HGL Dn (m)	= 13,2054
HGL Up (m)	= 13,3662
Hw Elev (m)	= 13,5926
Hw/D (m)	= 0,8165
Flow Regime	= Inlet Control



Las cunetas se diseñan de modo de captar los escurrimientos, que como fuera descriptos recorren el terreno predominantemente hacia el oeste. En el tramo entre la progresiva 0+000 y 1+400 (rotonda), se tiene como criterio no aportar caudales hacia la Ruta Nacional N° 12. Por esto mismo, las pendientes de las cunetas convergen hacia el punto bajo donde se ubica la obra de arte. Mismo criterio utilizado en el tramo delimitado por la alcantarilla y la rotonda de acceso. Mientras que las cunetas ubicadas entre esta intersección, y los gates del puerto, poseen una pendiente que desagua hacia el río Paraná (Figura 57).

Figura 57: Esquema de desagües por cunetas



Las características principales de la sección transversal de la conducción son las que se listan a continuación y la Figura 58 muestra la sección transversal:

- Ancho de solera: 3,00 m
- Taludes: 1:4
- Profundidad variable según pendiente.
- Pendiente longitudinal: máx 1 % - min 0,1 %
- Material de revestimiento: cubierta vegetal

Figura 58: Sección transversal de cuneta



La adopción del ancho de la cuneta responde a criterios hidráulicos, como así también brindar espacio físico para el mantenimiento. La materialización de los taludes respeta las propiedades geotécnicas del suelo presente. Las pendientes longitudinales adoptadas se encuentran acotadas, al ubicar el trazado en un terreno característicamente plano. Considerar una cubierta vegetal, se considera apropiado al tener cuenta las características del terreno, y climática de la zona. Se descarta otro tipo de recubrimiento, pétreo o de hormigón, al no ser factible económicamente teniendo en cuenta la longitud de las cunetas diseñadas.

10.0 INSTALACIONES AUXILIARES DEL PUERTO

10.1 ENERGÍA E ILUMINACIÓN

10.1.1 Línea de alimentación, terminal portuaria y parque industrial

El proyecto requerirá la instalación de dos subestaciones eléctricas de transformación desde donde se alimenten en baja tensión la terminal portuaria y el Parque Industrial. La primera cubrirá a todo el puerto y a parte del alumbrado del camino de acceso; la segunda, los edificios de administración y servicios, la planta de tratamiento de desagües cloacales, la planta de tratamiento de residuos, el estacionamiento de camiones y la iluminación de las calles y camino de acceso.

Para el suministro eléctrico de los usuarios del parque industrial, la empresa distribuidora de energía deberá construir una tercera estación transformadora de 33KV/13.2KV para alimentar en media tensión a sus futuros clientes. De acuerdo a los estudios preliminares, el tipo de empresa a instalarse en el parque industrial será en su mayoría aserraderos, que requieren una potencia eléctrica del orden de 315 KVA, lo que hace necesario que el suministro sea realizado en media tensión.

Para llegar con energía a estas subestaciones, la empresa distribuidora deberá instalar una línea de alimentación en 33 KV desde la nueva estación transformadora “Villa Olivari”, en proyecto, en las cercanías de la RN 12. En estas subestaciones se deberá construir salas de medición y operación. Normalmente, el diseño de estas salas y su operación es realizado por la empresa distribuidora, pero la construcción de la infraestructura queda a cargo del usuario.

Desde las mencionadas salas de medición se alimentarán a las subestaciones transformadoras que a su vez alimentarán en baja tensión los tableros generales de distribución tanto para el parque industrial como para la terminal portuaria. Desde estos tableros partirán las líneas de baja tensión para la alimentación a los diferentes consumos eléctricos.

10.1.2 Iluminación

Desde la subestación de la terminal portuaria se deberá iluminar el muelle, la playa de acopio, los caminos internos y parte del camino de acceso.

La iluminación del muelle está prevista que se efectúe por medio de cinco columnas de alumbrado (ver Plano CT1904-IT-SE-01). Cada una tendrá ocho luminarias, montadas sobre las mismas a una altura de 20 metros sobre el plano de muelle. Dichas luminarias, distribuidas radialmente en un círculo, serán del tipo led de 1000 W de potencia y un flujo lumínico de 120.000 lúmenes (ver Figura 59).



Figura 59: Proyector LED de alta potencia (Artelum)



74556

CÓDIGO	POT.	LM	TEMP. COLOR	APERTURA
74553	600 w	72000	4000-6500K	25°/55°/90°
74556	1000 w	120000	4000-6500K	25°/55°/90°

Las columnas de alumbrado serán metálicas confeccionadas con caño de sección circular con escala de acceso y plataforma superior, marca Dismet (torre de 20 metros) o similar (Figura 60).

De acuerdo a las técnicas standard para las instalaciones portuarias, publicadas por el O.C.D.I. (The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan) coincidentes con las normas europeas, se especifican 30 Lux como nivel de iluminación suficiente para una operación nocturna segura. El estudio de los niveles de iluminación con las luminarias propuestas se realizó con el programa Dialux Evo. El resultado sobre la superficie del muelle se puede observar en la Figura 61.

Figura 60: Columna de alumbrado

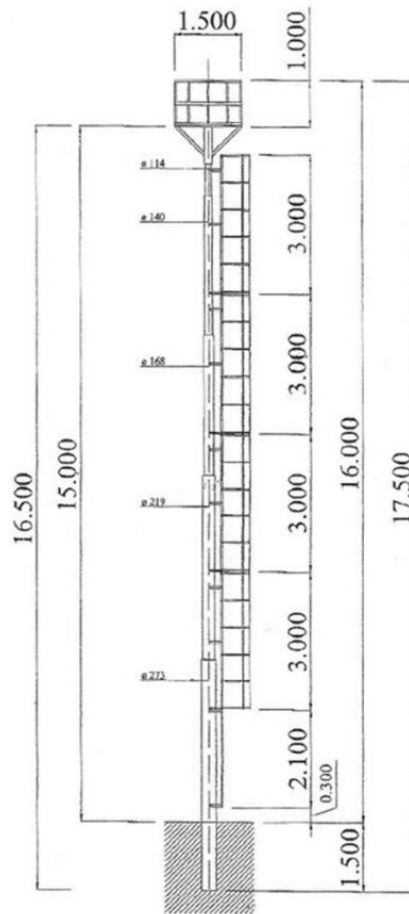
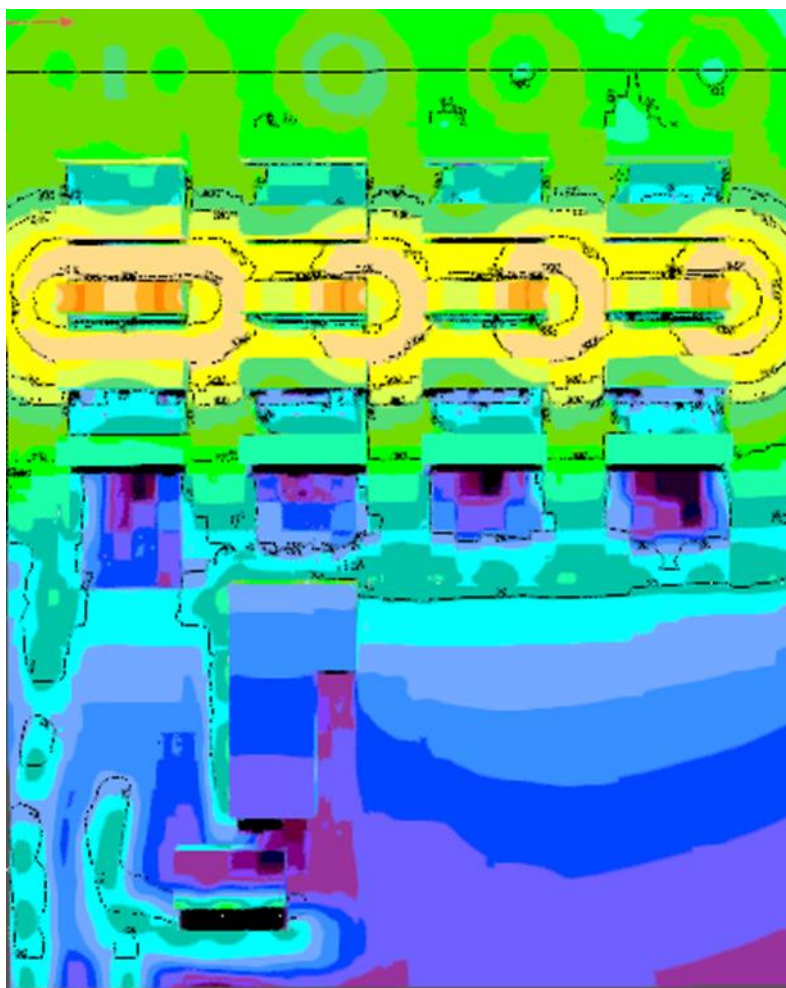


Figura 61: Nivel de iluminación del muelle



En la playa de acopio se agregan cinco columnas adicionales de 20 m similares a las anteriores (CT1904-IT-SE-01). Para la iluminación del predio se utilizó el mismo software con niveles de iluminación de 30 lux en las zonas de trabajo y 10 lux en áreas de fondo. La Figura 62 muestra las líneas de igual intensidad lumínica.

Figura 62: Iluminación de la terminal portuaria



Para la iluminación de caminos internos y de acceso se seleccionaron columnas del tipo alumbrado público de 10 metros de altura, marca Obrelectric Mod: B-1260/2 o similar, provista de luminaria del tipo Led de 120 w de potencia con un flujo luminoso de 14.400 lúmenes marca Artelum Urban (o similar) cuya ficha técnica se observa en la Figura 63. La distribución de luminarias se muestra en el plano CT1904-IT-SE-01 para el caso de los caminos internos y en el plano CT1904-IT-SE-02 para el caso del camino de acceso. El nivel de iluminación de los caminos internos se incluye en la Figura 62; y el del camino de acceso en la Figura 64.

En caso de iluminación alrededor de edificios se aprovechan sus estructuras para montar los proyectores evitando las columnas.

Figura 63: Luminaria LED



Figura 64: Distribución lumínica en el camino de acceso desde rotonda del Parque Industrial



La distancia entre columnas será de 25 metros dentro de la terminal portuaria. En el camino de acceso desde la rotonda del parque industrial hasta el ingreso a la terminal portuaria la distancia entre columnas será de 30 m.

10.1.3 Consumos eléctricos terminal portuaria

En esta sección se calculará la potencia eléctrica necesaria para las distintas instalaciones previstas en la terminal portuaria, lo que permitirá el dimensionamiento de la subestación y de las líneas de distribución. La tabla 24 muestra el consumo de los equipos en la terminal portuaria.

Tabla 24: Consumos de los equipos eléctricos de la terminal portuaria.

Sector		Consumo (Kw)
Iluminación muelle y playa de acopio:		
Diez columnas de alumbrado con 8 luminarias led de 1000 W c/u. Total 80 luminarias.		80
Iluminación resto de la terminal y camino de salida de la misma.		
61 luminarias led de 0.12Kw c/u sobre columna de 10 metros.		7.32
Edificio de consolidación - desconsolidación:		
Iluminación interior: 50 luminarias led de 0.1 Kw		5
Iluminación exterior: 10 luminarias led de 0.12 Kw.		1.2
Tomas		5
Aire acondicionado oficina		2
Varios		5
Taller:		
Iluminación interior: 15 luminarias led de 0,1 Kw.		1.5
Iluminación exterior: 5 luminarias led de 0.12 Kw.		0.6
Equipos y tomas. Considerando factor de utilización 0,3		15
Aire acondicionado frio calor		2.5
Varios		5
Administración:		
Iluminación interior:		6
Iluminación exterior: 7 luminarias de 0.12 Kw.		8.4
Aire acondicionado frio calor:		10
Tomas		20
Varios		10
Servicios:		
Iluminación		6
Calentamiento de agua		100
Bombas extracción de agua		5
Gates:		
Iluminación:		5
Tomas		5
Varios		2
Equipos de lucha contra incendio:		
Bomba principal		75
Bomba jockey		5
Varios		3
Totales KW		541
Tomando Cos Fi = 0.8	KVA	677
Potencia de diseño de la subestación transformadora de la terminal portuaria:		1000 KVA.

10.1.4 Dimensionamiento de la subestación transformadora terminal portuaria

Como se había indicado más arriba, la sala de medición y la subestación estarán próximos a los *gates* de entrada de la terminal y se alimentarán con una línea de 33 Kv proveniente de la nueva subestación “Villa Olivari”.

En la subestación se requerirá la instalación de una celda seccionadora en media tensión con fusibles en 33 Kv de 50 A. Esta celda operará sobre la entrada al transformador, el cual alimentará los consumos de baja tensión (3 x 380 V + N). El transformador de potencia tendrá una relación de transformación $33 \pm 2 / 0,4$ Kv y una potencia de 1000 KVA (1,00 MVA), de acuerdo a los consumos calculados. La celda seccionadora y el transformador serán instalados cerca uno de otro y bajo techo con paredes de tejido metálico, que permita la circulación de aire, para su refrigeración.

El transformador será montado sobre perfiles tipo UPN amurados al piso, para permitir su desplazamiento en el caso de mantenimiento y/o reparación. La Figura 65 muestra un transformador de distribución típico.

10.1.5 Tablero general de distribución

La salida en baja tensión del transformador (3 x 380 V +N), alimentará al tablero general de distribución, el cual será el encargado de suministrar la energía eléctrica a los tableros seccionales correspondientes a los diferentes consumos. El Plano CT1904-IT-SE-03 muestra el esquema unifilar.

Figura 65: Transformador de distribución



10.1.6 Líneas de distribución de energía

Se dimensionó la alimentación de los consumos correspondientes a la iluminación del muelle, la playa de acopio, caminos, sistema de lucha contra incendio, bomba de agua de pozo, y los distintos edificios.

A partir del tablero general de energía eléctrica, adyacente a la estación transformadora, se distribuirán las líneas de alimentación hacia los diferentes consumos (tableros seccionales). Estos cables se instalarán de manera subterránea por medio de cañeros y sus correspondientes cámaras de paso y derivación. Este sistema será utilizado en todas las líneas situadas en tierra. Para el caso del muelle se utilizarán canaletas bajo el nivel del plano de los mismos que serán cubiertas con tapas dimensionadas acorde a las cargas a las que serán sometidas.

Las cámaras de paso y derivación situadas sobre terreno natural y sobre las banquetas de los caminos de acceso serán del tipo prefabricadas (Marca Celottimod DV2 o similar). Aquellas que estén montadas en pavimentos de hormigón, sobre las que circulen vehículos, deberán ser diseñadas y dimensionadas por el contratista encargado de la ingeniería de detalle.

Las cámaras se interconectarán por medio de caños de PVC, extra pesados, de diámetro de 150 mm, cantidad según detalle en planos. Se prevé un caño para la instalación de fibra óptica, comunicaciones u otros tendidos auxiliares.

Los conductores eléctricos en cañeros y trincheras serán del tipo subterráneo (Sintenax) dimensionados de acuerdo a lo que estipula la Tabla 25.



Tabla 25: Conductores eléctricos

Den.	Tens.	Recorrido		Long.	Cos fi	Potencia	Pot.apar.	Corriente	Cable	R unit.	X unit.	I nom.	R .	X .	Z unit.	Caída V	Caída V	Factor	I adm.																			
	[V]	Desde	Hasta	[km]		[kW]	[kVA]	[A]		Ohm/km	Ohm/km	[A]	cos fi	sen fi	Ohm/km	[V]	%	apilam.	cable (A)																			
LINEA PRINCIPAL SET-TG (Subestación transformadora-Tablero general)																																						
x P-010-1	380	SET	TG	0,01	0,8	200,00	250,00	380,29	Subt. (3x185/95mm2).	0,123	0,073	386	0,10	0,03	0,13	0,86	0,23	1	386																			
P-010-2		(cuatro conductores en paralelo)				200,00	250,00	380,29	Subt. (3x185/95mm2).	0,123	0,073	386	0,10	0,03	0,13	0,86	0,23	1	386																			
P-010-3		(cuatro conductores en paralelo)				200,00	250,00	380,29	Subt. (3x185/95mm2).	0,123	0,073	386	0,10	0,03	0,13	0,86	0,23	1	386																			
P-010-4		(cuatro conductores en paralelo)				200,00	250,00	380,29	Subt. (3x185/95mm2).	0,123	0,073	386	0,10	0,03	0,13	0,86	0,23	1	386																			
Total general																				800,00	1000,00	1521,14																1544
LINEA ALIMENTACIÓN SALA DE BOMBAS ANTINCENDIO																																						
P-011	380	TG	TS-01-1/2/3	0,41	0,8	83,00	103,75	157,63	Subt. (3x185/95mm2).	0,123	0,073	386	0,10	0,05	0,15	16,41	4,32	1	386																			
LINEA ALIMENTACIÓN TALLER																																						
P-012	380	TG	TS-02	0,173	0,9	24,60	27,33	41,53	Subt. (4x16mm2).	1,43	0,084	83	1,29	0,04	1,32	16,47	4,34	1	83																			
LINEA ALIMENTACIÓN COLUMNAS DE ILUMINACIÓN UNO A DIEZ DESDE TG HASTA CAMARA DE DERIVACIÓN 1																																						
P-013	380	TG	CAM. DER. 1	0,241	0,9	80,00	88,89	135,05	Subt. (3x70/35mm2).	0,332	0,075	206	0,30	0,03	0,33	18,70	4,92	1	206																			
LINEA ALIMENTACIÓN COLUMNAS DE ILUMINACIÓN SEIS, SIETE Y OCHO DESDE CAMARA DE DERIVACIÓN 1																																						
P-014	380	CAM. DER. 1	TS-03-6/7/8	0,19	0,9	24,00	26,67	40,52	Subt. (4x16mm2).	1,43	0,084	83	1,29	0,04	1,32	17,65	4,65	1	83																			
LINEA ALIMENTACIÓN COLUMNAS DE ILUMINACIÓN NUEVE Y DIEZ DESDE CAMARA DE DERIVACIÓN 1																																						
P-015	380	CAM. DER. 1	TS-03-9/10	0,06	0,9	20,00	22,22	33,76	Subt. (4x6mm2).	3,82	0,093	48	3,44	0,04	3,48	12,21	3,21	1	48																			
LINEA ALIMENTACIÓN COLUMNAS DE ILUMINACIÓN , UNO A CINCO, DESDE CÁMARA 1 HASTA CAMARA 2																																						
P-016	380	CAM. DER. 1	CAM DER 2	0,08	0,9	40,00	44,44	67,53	Subt. (4x16mm2).	1,43	0,084	83	1,29	0,04	1,32	12,39	3,26	1	83																			
LINEA ALIMENTACIÓN COLUMNAS DE ILUMINACIÓN UNO, DOS Y TRES, DESDE CAMARA DE DERIVACIÓN 2																																						
P-017	380	CAM DER 2	TS-03-1/2/3	0,19	0,9	24,00	26,67	40,52	Subt. (4x16mm2).	1,43	0,084	83	1,29	0,04	1,32	17,65	4,65	1	83																			
LINEA ALIMENTACIÓN COLUMNAS DE ILUMINACIÓN CUATRO Y CINCO DESDE CAMARA DE DERIVACIÓN 2																																						
P-018	380	CAM DER 2	TS-03-4/5	0,125	0,9	10,00	11,11	16,88	Subt. (4x10mm2).	2,27	0,088	64	2,04	0,04	2,08	7,61	2,00	1	64																			
LINEA ALIMENTACIÓN LUMINARIAS SOBRE COLUMNA DE ILUMINACIÓN DESDE TS-3 AL PIE DE CADA COLUMNA																																						
P-019-1	380	TS-03-1	8 LUMINARIAS	0,025	0,9	10,00	11,11	16,88	Subt. (4x4mm2)	5,72	0,099	36	5,15	0,04	5,19	3,79	1,00	1	36																			
P-019-2	380	TS-03-2	8 LUMINARIAS	0,025	0,9	10,00	11,11	16,88	Subt. (4x4mm2)	5,72	0,099	36	5,15	0,04	5,19	3,79	1,00	1	36																			
P-019-3	380	TS-03-3	8 LUMINARIAS	0,025	0,9	10,00	11,11	16,88	Subt. (4x4mm2)	5,72	0,099	36	5,15	0,04	5,19	3,79	1,00	1	36																			
P-019-4	380	TS-03-4	8 LUMINARIAS	0,025	0,9	10,00	11,11	16,88	Subt. (4x4mm2)	5,72	0,099	36	5,15	0,04	5,19	3,79	1,00	1	36																			
P-019-5	380	TS-03-5	8 LUMINARIAS	0,025	0,9	10,00	11,11	16,88	Subt. (4x4mm2)	5,72	0,099	36	5,15	0,04	5,19	3,79	1,00	1	36																			
P-019-6	380	TS-03-6	8 LUMINARIAS	0,025	0,9	10,00	11,11	16,88	Subt. (4x4mm2)	5,72	0,099	36	5,15	0,04	5,19	3,79	1,00	1	36																			
P-019-7	380	TS-03-7	8 LUMINARIAS	0,025	0,9	10,00	11,11	16,88	Subt. (4x4mm2)	5,72	0,099	36	5,15	0,04	5,19	3,79	1,00	1	36																			
P-019-8	380	TS-03-8	8 LUMINARIAS	0,025	0,9	10,00	11,11	16,88	Subt. (4x4mm2)	5,72	0,099	36	5,15	0,04	5,19	3,79	1,00	1	36																			
P-019-9	380	TS-03-9	8 LUMINARIAS	0,025	0,9	10,00	11,11	16,88	Subt. (4x4mm2)	5,72	0,099	36	5,15	0,04	5,19	3,79	1,00	1	36																			
P-019-10	380	TS-03-10	8 LUMINARIAS	0,025	0,9	10,00	11,11	16,88	Subt. (4x4mm2)	5,72	0,099	36	5,15	0,04	5,19	3,79	1,00	1	36																			
LÍNEA ALIMENTACIÓN ILUMINACIÓN RESTO DE LA TERMINAL PORTUARIA.																																						
P-020	380	TG	18 LUMINARIAS	0,344	0,9	2,16	2,40	3,65	Subt. (4x4mm2)	5,72	0,099	36	5,15	0,04	5,19	11,28	2,97	1	36																			
LÍNEA ALIMENTACIÓN ILUMINACIÓN CAMINO DE ACCESO DESDE ROTONDA PARQUE INDUSTRIAL HASTA GATES DE ENTRADA.																																						
P-021	380	TG	43 LUMINARIAS	1,05	0,9	5,16	5,73	8,71	Subt. (4x6mm2).	3,82	0,093	48	3,44	0,04	3,48	55,11	14,50	1	48																			
LINEA ALIMENTACIÓN EDIFICIO DEPÓSITO/ CONSOLIDACIÓN-DESCONSOLIDACIÓN																																						
P-022	380	TG	TS-04	0,062	0,9	18,20	20,22	30,72	Subt. (4x10mm2).	2,27	0,088	64	2,04	0,04	2,08	6,87	1,81	1	64																			
LINEA ALIMENTACIÓN ADMINISTRACIÓN Y SERVICIOS																																						
P-023	380	TG	TS-05	0,041	0,9	165,40	183,78	279,22	Subt. (3x120/70mm2).	0,19	0,073	292	0,17	0,03	0,20	4,03	1,06	1	292																			
LINEA ALIMENTACIÓN GATES																																						
P-023	380	TG	TS-06-1/2/3	0,052	0,9	10,00	11,11	16,88	Subt. (4x4mm2)	5,72	0,099	36	5,15	0,04	5,19	7,89	2,08	1	36																			



10.2 SISTEMA CONTRA INCENDIO

Para el diseño de la instalación contra incendio se tomó como base la aplicación de las normas NFPA:

Nº 14 - Standpipe and hose Systems.

Nº 20 – Centrifugal Fire Pumps.

Las instalaciones constan de una sala de bombas contraincendio, una cañería troncal (parte aérea y parte subterránea) y un sistema de bocas contra incendio. La distribución de la red se puede observar en el Plano CT1904-IT-SI-01.

10.2.1 Sala de bombas

Consta de un recinto cerrado de 6,1 x 4 m y 3,0 m de altura ubicado sobre el muelle en su esquina noroeste. En este recinto se instalarán dos bombas para incendios, una electrobomba principal y una diesel de reserva para el caso de corte de energía. También se instalará una electrobomba de sobrepresión (“Jockey”). Estas bombas se instalarán de tal manera que la succión se efectúe directamente del río. Para lograr esto, las rejas de entrada a sus turbinas deberán estar al nivel -1.80 respecto del hidrómetro de la ciudad de Ituzaingó, para que exista una sobrealtura del nivel del agua que garantice el funcionamiento de las bombas (nivel mínimo histórico del río -0,67 m). La instalación se encuentra descripta en los Planos CT1904-IT-SI-02 y 03.

La electrobomba principal, del tipo de turbina vertical sumergible, deberá tener un caudal aproximado de 100.000 litros hora a una presión de 80 m de columna de agua (marca Peerless modelo 12 MBF o similar) con cañería de succión de 9,5 m.

La motobomba diesel de reserva ante la falta de energía, tendrá las mismas prestaciones que la electrobomba, pero para ser accionada por medio de un motor diesel (tipo Peerless modelo 12 MBF Rightanglegear drive + motor MWM D 229,6 de 110 Hp a 2100 rpm).

La electrobomba jockey será del tipo sumergible de caudal 4000 litros/hora a una altura de elevación de 100 metros. Los tableros de las bombas deben cumplir con los requisitos de la norma NFPA 20. El conjunto de bombas se completa con:

- Colector de salida de agua
- Colector de refrigeración y pruebas
- Cuadro presostático para arranque en cascada
- Cámara para amortiguar golpes de ariete
- Tablero eléctrico para arranque de bombas



En la descarga de las bombas se montarán una válvula de retención, una válvula de corte y un cuadro de refrigeración compuesto por una válvula de diámetro 2" para prueba y una de diámetro ½" para refrigeración, con una cañería de 2" con salida libre hacia el río. Además se debe instalar un cuadro presostático de 3 presostatos con sus respectivas válvulas, cada uno vinculado con el arranque de una bomba; un manómetro con válvula para poder calibrar los presostatos y un tanque pulmón amortiguador para evitar golpes de ariete (capacidad aproximada 100 lts).

Teniendo en cuenta que estos equipos producen una sensible vibración. Se deberá montar amortiguadores de vibración a la entrada y salida de la bomba principal y la de reserva. Las bombas principales pueden arrancar manualmente o automáticamente por medio del presostato correspondiente, pero su parada es exclusivamente manual.

La bomba Jockey puede arrancar manualmente o automáticamente y su parada es manual o automática (en este caso por medio del presostato correspondiente).

10.2.2 Cañería troncal exterior y subterránea

El sistema de distribución de agua para incendios se realizará por medio de cañería aérea en zona del muelle, y subterránea en el resto del terreno, en principio el sistema será no anillado (se podrá construir un anillo cerrado en etapas posteriores). El diámetro de la cañería es de 6" en el troncal y de 4" desde el troncal hasta los hidrantes. El troncal tendrá una derivación hacia la estación de bomberos ubicada en el edificio de servicios del Parque Industrial a sólo efecto de proveer agua a las autobombas que allí se destinen. Esta cañería también es de 6" de diámetro.

El asentamiento y cobertura de la cañería debe cumplir las condiciones de la norma ANSI A-21.50. El material de la cañería debe ser de acero ASTM A53 Sch40. La protección anticorrosiva y de terminación de la cañería será con pintura epoxi.

10.2.3 Bocas de incendio

En la terminal portuaria se distribuyeron 17 bocas de incendio o hidrantes de manera estratégica para poder llegar a todos los posibles focos de incendios. Estas bocas están alimentadas desde la cañería troncal. Adicionalmente se colocará una boca en la estación de bomberos del Parque Industrial a donde se extiende un ramal de la cañería.



Los hidrantes consisten en una columna de 3" de diámetro con salida de 2 ½" en la que se montará la boca de incendio (válvula). Las válvulas estarán situadas a 1,20 m del piso. Cada hidrante estará equipado con un gabinete de medidas 600 x 600 x 300 mm como mínimo, para uso exterior, construido en chapa BWG 18 con frente de vidrio y cerradura tipo cuadrada.

Este gabinete debe constar de:

- 2 Mangueras Ø 2 ½" x 30 m, con uniones mandriladas.
- 1 Lanza chorro y niebla Ø 2 ½".
- 1 llave para ajustar uniones.

10.2.4 Características de los materiales

10.2.4.1 Cañerías

Se utilizará en toda la instalación, caño de hierro negro ASTM A 53, grado A o B con costura, Schedule 40. Serán en su totalidad soldados para diámetros 2 ½" y mayores, los de medidas inferiores son roscados.

10.2.4.2 Accesorios

Los codos, tes, reducciones, refuerzos, sellos casquetes, etc. serán adecuados a las condiciones operativas para las que se destinan, ajustándose a las indicaciones de las normas ANSI B-16.9. Los accesorios serán en su totalidad soldados para diámetros 2 ½" y mayores, los de medidas inferiores son roscados.

10.2.4.3 Bridas

Son del tipo Slip-on para soldar serie 150, de acero forjado ASTM A 181-Gr 1 y dimensiones según normas ANSI B 16.5.

10.2.4.4 Válvula mariposa

Diseño de vástago pasante. Asiento de caucho (Buna "N") reemplazable que aísla completamente el interior del cuerpo y hace sello con las bridas de montaje. Apta para montaje entre bridas ANSI 150/125. Accionamiento de 1/4 de vuelta mediante palanca manual de fundición nodular ASTM A 536, con cuerpo de fundición gris ASTM A 126 Gr. B y disco de fundición nodular ASTM A 536.

10.2.4.5 Válvula Esclusa



Serán de cuerpo de hierro fundido, extremos bridados, bonete abulonado, vástago ascendente, cuña sólida, asientos renovables e internos de bronce, dimensionada según serie ANSI 150.

10.2.4.6 Manómetros

Serán de bronce de 76 mm de diámetro con rango hasta 20 atm, con su correspondiente válvula esférica de 12,7 mm de diámetro serie ANSI 300.

10.2.4.7 Suspensión de cañerías

La cañería aérea estará suspendida de soportes especialmente diseñados y sujetos con brocas químicas.

10.2.4.8 Amortiguadores de vibración

Serán de caucho con telas interiores de nylon bridados Serie 150 y se montarán en la impulsión de las bombas.

10.2.4.9 Válvulas de retención

Las válvulas de retención serán de bronce ASTM B 62, a clapeta, con eje y asientos de acero inoxidable AISI 304 y extremos roscados para una presión de trabajo de 14 Kg/cm², para diámetros hasta 2" y de hierro fundido, bonete bridado, disco y asiento renovables, extremos bridados, serie 150, según normas ANSI para una presión de trabajo de 10 Kg/cm², para diámetros 2 ½" y mayores.

10.2.4.10 Juntas de dilatación

Serán de caucho con telas interiores de nylon bridados Serie 150 y se montarán de acuerdo a la distribución mostrada en plano CT1904-IT-SI-01.

10.2.4.11 Bocas De Incendio

Compuesta por válvula tipo teatro, de bronce con descarga a 45 grados reforzadas, con tapa y cadena, y de diámetro 2 ½", manguera de poliéster con uniones mandriladas y una resistencia a la rotura de 42 Kg/cm², con sello IRAM y una longitud de 30 m, lanza de cobre; boquilla de chorro-niebla y llave para ajustar uniones de acero. Todo alojado en gabinete de chapa BWG 18 de medidas y color reglamentarios con frente de vidrio y cerradura cuadrada.



10.3 SUMINISTRO DE AGUA POTABLE

Durante los estudios de campo se realizaron pozos para la extracción de agua a -10 y -15 m. La Tabla 26 muestra los resultados obtenidos.

Tabla 26: Análisis de calidad de agua subterránea

ANÁLISIS	resultado Promedio	Valores Máx. permitidos
PH	6,21	7.5 máx
Sólidos Totales	133	----
Sólidos Disueltos	133	1000 mg/L.máx
Sólidos Suspendedos	< 5 mg/L	—
Turbidez	< 0.1 NTU	1 NTU máx
Conductividad Eléctrica	141 μ S/cm	400 μ S/cm
Alcalinidad	77 mg/L	—
Dureza Total (expresada como CaCo ₃)	55 mg/L	500 mg/L.máx.
Dureza de Carbonatos (expresada como CaCo ₃)	55 mg/L	----
Dureza de NO Carbonatos (expresada como CaCo ₃)	< 1 mg/L	—
Calcio (Ca)	13.2 mg/L	100 mg/L
Magnesio (mg)	2.5 mg/L	50 mg/L máx.
Cloruros (Cl)	2.8 mg/L	250 mg/L.máx.
Sulfatos (SO ₄)	1.00 mg/L	250 mg/L.máx.
Hierro (Fe)	0.01 mg/L	0.3 mg/L.máx.
Nivel de Arsénico	<0.10 μ g/L	No detectable
Color Aparente	< 2 CU	5 máx.
DBO (demanda Biológica de Oxígeno)	0.88 mg/L	0.75 a 1.5 mg/L
Coliformes Totales	<3	límites permitidos/100 ml
Color Aparente	< 2 CU	5 máx.

Como se puede observar, la calidad del agua subterránea es apta para consumo.

El agua potable deberá ser provista para una dotación de alrededor de 51 personas trabajando en la terminal portuaria y 45 en el estacionamiento de camiones, incluyendo empleados permanentes y una población temporaria de choferes.

Para atender a esta población se instalarán tanques elevados aprovechando las estructuras de los edificios de la terminal portuaria y del estacionamiento. Para el cálculo de la reserva total diaria (RTD) de cada una de estas se consideró un consumo promedio de:

- 80 litros por persona para personal
- 30 litros por persona para choferes en el estacionamiento de camiones
- 1.500 litros para limpieza de maquinarias y equipos
- 2.500 - 2000 litros para riego



A partir de estos valores se obtuvieron los volúmenes de las RTD que se indican en la Tabla 27.

Tabla 27: Consumos de agua

Unidad	Dotación	Consumo unitario	Consumo	Otros consumos	RTD
	hab	l/hab/día	l/día	l/día	l/día
Administración, taller, depósito y servicios	51	80	4080	4000	8080
Estacionamiento	41	30	1230	2000	3230

El almacenamiento de estos volúmenes se realizará en tanques cilíndricos de acero inoxidable de 2.000 litros (cuatro en la terminal y dos en el estacionamiento). Estos tanques tendrán alimentación superior y se apoyarán sobre los edificios de manera que el fondo de tanque quede a una altura de 8 metros en el puerto y de 5 metros en el estacionamiento de camiones.

Los tanques elevados serán alimentados desde bombas sumergibles. El caudal de bombeo será tal que los tanques sean llenados diariamente en un lapso de 2 horas.

Esto resulta en un caudal medio de 1,11 l/s para la bomba de la terminal y 0,42 l/s para el estacionamiento de camiones. Suponiendo una velocidad de circulación cercana a 1 m/s, se determina el diámetro del caño de PP que alimenta cada tanque: PP PN 25 Φ 40 mm y 25 mm para la bomba del estacionamiento de camiones. La determinación de cada equipo de bombeo se realizó en función del caudal y la altura manométrica a salvar con la calculadora de Xylem. Se consideró una instalación con la bomba a 20 m de profundidad, una altura estática de 15 m (pelo napa mínima a eje de bomba) y una altura de impulsión de 12 m. Las pérdidas fueron tomadas alrededor de 1 m, considerando 6 codos, una válvula, una te, y una válvula de retención. Con estos datos, resulta suficiente una bomba de 1.5 HP para la terminal portuaria y una de 1 HP para el estacionamiento. Las bombas seleccionadas son para pozos profundos, tipo Grundfos SP 3 A y 2 A, o similares.

Los planos CT1906-IT-SS-01 y 02 muestran las distintas instalaciones de provisión de agua.

Cabe señalar que no se proveerá de agua a las embarcaciones.

10.4 DESAGÜES CLOACALES



Cada edificio deberá contar con un sistema de desagües cloacales que colecten las aguas servidas hacia una cámara séptica que a su vez descarga en un lecho de infiltración. El edificio de servicios y administración tendrán una cámara séptica y zanjas de infiltración; el galpón y el taller compartirán otra instalación similar; y el estacionamiento de camiones tendrán su propio sistema. Para el caso particular del taller, se prevé una cámara interceptora de hidrocarburos cerca de la entrada, cuya descarga será conducida junto a las aguas servidas. Los Planos CT1904-IT-SS-01 y 02 muestran las instalaciones de saneamiento.

10.4.1 Cámara séptica

El diseño del sistema consideró un caudal base de 100 l/hab/día para el personal la terminal y uno de 30 l/hab/día para los choferes en el estacionamiento (personal transitorio). Por otro lado, se consideró una permanencia óptima de los efluentes de 36 horas. A partir de estos valores y de la dotación de personal de cada módulo (ver Sección 4.2.1.4) se calculó el volumen de las correspondientes cámaras que se resumen en la Tabla 28.

Tabla 28: Volúmenes para dimensionado de cámaras sépticas

Unidad	Dotación	Consumo unitario	Consumo	Permanencia	Volumen
	hab	l/hab/día	l/día	h	m3
Administración y servicios	33	100	3300	36	4,95
Taller, depósito	18	100	1800	36	2,7
Estacionamiento	45	30	1350	36	2,03

El volumen de barros se determina para períodos normales de limpieza (al menos una limpieza anual, mediante descarga a través de camión atmosférico). Durante ese tiempo, parte de estos barros son digeridos por el proceso biológico que se produce en la cámara. Se considera que la producción residual de barros es de aproximadamente 36 gramos/habitante/día, mientras que la producción residual de natas se toma como la mitad del valor adoptado para barros. La producción anual de barros y natas es:

- Para la administración y servicios:
 $54 \text{ g/hab/día} \times 33 \text{ hab} \times 280 \text{ días/año} = 500 \text{ kg/año}$
- Para el taller y depósito:
 $54 \text{ g/hab/día} \times 18 \text{ hab} \times 280 \text{ días/año} = 272 \text{ kg/año}$
- Para el estacionamiento de camiones:
 $13,5 \text{ g/hab/día} \times 45 \text{ hab} \times 280 \text{ días/año} = 204 \text{ kg/año}$

Se adoptan medidas enteras para facilitar la construcción (Tabla 29):



Tabla 29: Medidas adoptadas para las cámaras sépticas

Unidad	Ancho	Tirante líquido	Longitud	Volumen adoptado
	m	m	m	m ³
Administración y servicios	1,1	1,3	4	5,72
Taller y depósito	1,1	1,3	3	4,29
Estacionamiento	0,8	1,3	2	2,08

Debe verificarse que la permanencia no disminuya por debajo de las 24 horas al disminuir el volumen disponible, debido al espacio ocupado por barros y nata superficial. Considerando para estos una densidad de 1.100 kg/m³, el volumen de la cámara se reduce de la siguiente manera:

- Para la administración y servicios:
500 kg/año / 1.100 kg/m³ = 0,45 m³
- Para el taller y depósito:
272 kg/año / 1.100 kg/m³ = 0,24 m³
- Para el estacionamiento de camiones:
204 kg/año / 1.100 kg/m³ = 0,18 m³

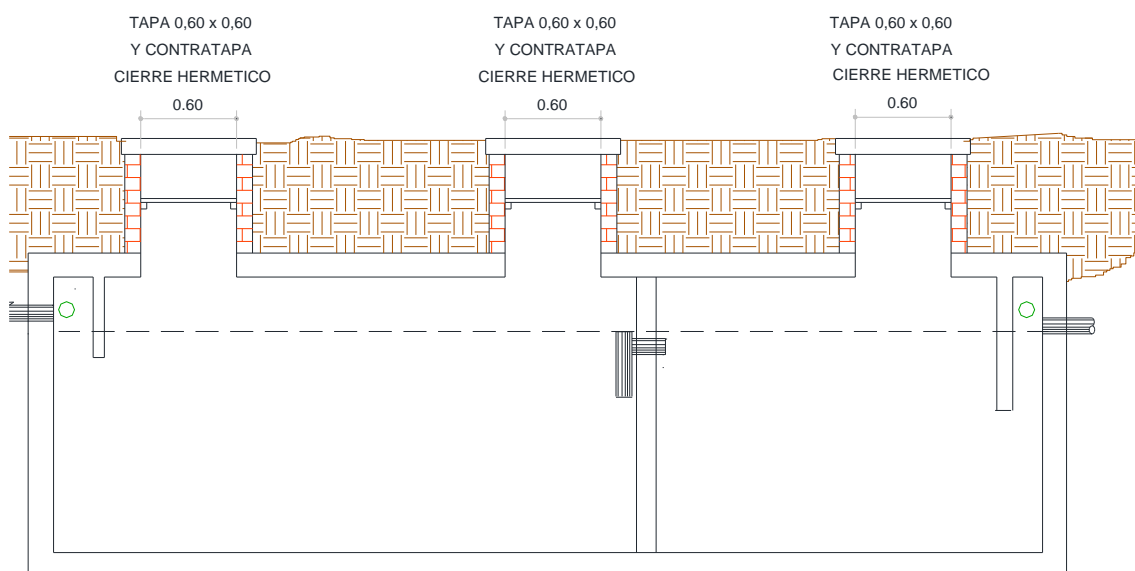
De manera acorde se recalcula la permanencia:

- Para los edificios de la terminal:
(5,72 m³ – 0,45 m³) / 3,3 m³/día = 38 horas > 24 horas
- Para el taller y depósito:
(4,29 m³ – 0,24 m³) / 1,8 m³/día = 53 horas > 24 horas
- Para el estacionamiento de camiones:
(2,08 m³ – 0,62 m³) / 1,35 m³/día = 33 horas > 24 horas

La Figura 66 muestra el diseño de una cámara tipo. Las cámaras se ubicarán a más de 15 metros de cualquier fuente de abastecimiento de agua, y a más de 3 metros de cualquier edificación. Las mismas deberán ser estancas, por lo que se construirán con materiales no susceptibles a la corrosión y/o deterioro, tales como hormigón o mampostería de ladrillos fuertemente calcinados. Todas las superficies de hormigón se deben cubrir con mastic asfáltico o similar con el objeto de reducir al mínimo su degradación. Además, deberán contar con accesos adecuados en cada uno de sus compartimentos para posibilitar su inspección y limpieza. Las dimensiones de las bocas serán de 0,60 m x 0,60 m y se le colocará una contratapa para evitar el escape de gases. El desnivel entre la cañería de entrada y salida debe ser aproximadamente de 8 cm, para permitir pequeñas sobreelevaciones durante la descarga de la cámara.

Los dispositivos de entrada y salida, se realizarán mediante cañerías en “T” abiertas o mediante pantallas, es aconsejable este último criterio pues realiza una distribución uniforme del líquido afluente, mientras que la entrada por medio de cañerías sumergidas puede crear corrientes líquidas parásitas por diferencia de temperaturas entre el caudal que llega y el líquido de la cámara, reduciendo su permanencia.

Figura 66: Cámara séptica tipo



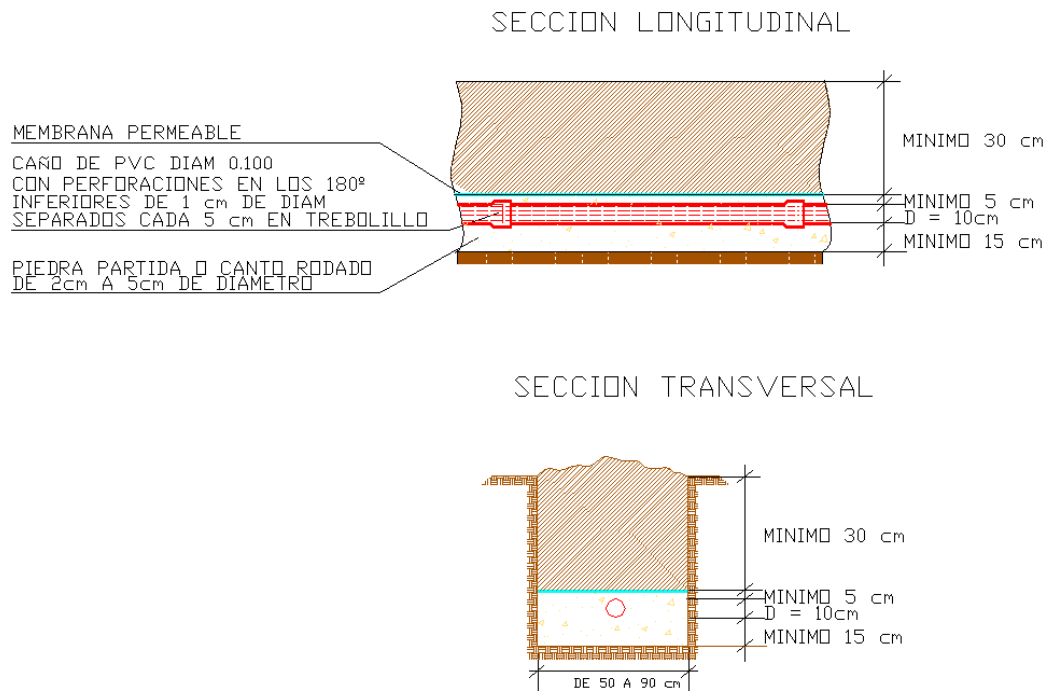
10.4.2 Zanjas de infiltración

Al salir de la cámara séptica, los efluentes fluirán a través de un lecho de infiltración. Este consiste en una red de cañerías de PVC enterradas a 0,50 m como mínimo, con perforaciones en la mitad inferior de la sección de las mismas. Esas cañerías se colocan en zanjas preparadas convenientemente, bien niveladas y con la protección de grava debajo y sobre la cañería. La infiltración de los efluentes se produce a través de las perforaciones de aproximadamente 1 cm de diámetro efectuadas en la cañería.

Es recomendable que el nivel máximo de agua freática se encuentre a más de 1,20 m del fondo del sistema de infiltración.

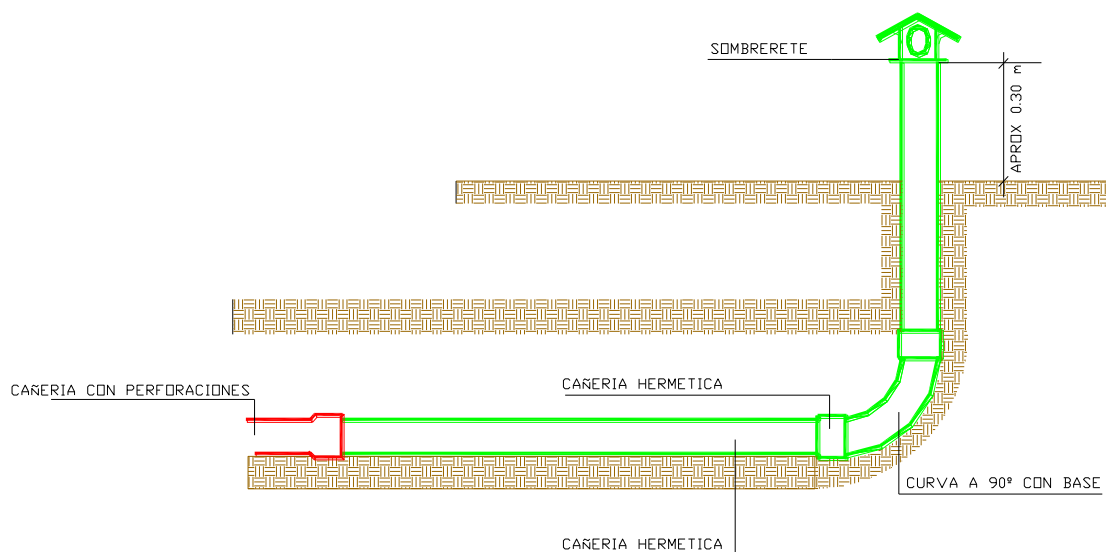
La Figura 67 muestra las secciones tipo de las cañerías.

Figura 67: Sección tipo – Cañería de Infiltración



Para la determinación de la longitud necesaria de cada uno de los sistemas de eliminación de efluentes es necesario realizar en campo los ensayos de infiltración correspondientes. Una vez determinada la infiltración natural del terreno, se obtiene la longitud de cañería necesaria. Además se deberá colocar un caño de ventilación que descargue a los cuatro vientos conectado en el final de cada tramo de cañería perforada. La Figura 68 muestra un esquema del remate de ventilación en cada extremo de cañería perforada.

Figura 68: Ventilación cañería perforada



Si bien aún no se midió la velocidad de infiltración del suelo, se sabe que en el predio se tienen arenas mal graduadas. Los valores de infiltración aproximados para suelos de esas características los valores se acercan a 20 mm/h.

Suponiendo un ancho de zanja de 60 cm y un espesor de grava de 30 cm bajo el tubo, las longitudes de zanja resultan:

Para la administración y servicios: 5 x 9 m

Para el taller y depósito: 3 x 9 m

Para el estacionamiento: 2 x 9 m.

Las zanjas se separan 3 m entre sí.

10.5 OTRAS INSTALACIONES AUXILIARES

Para completar la terminal se deberán realizar otros trabajos auxiliares, tales como:

- Alambrado perimetral
- Parquización

11.0 DISEÑO DEL PARQUE INDUSTRIAL

Esta sección se ocupa específicamente de la infraestructura básica del Parque Industrial que se define como aquella relacionada con la infraestructura vial, el sistema de recolección, transporte y tratamiento de efluentes cloacales, el sistema de provisión de agua, el alumbrado público y provisión de energía (y servicios de comunicación), y el sistema de transporte y tratamiento de residuos sólidos. Debe notarse que no se conocen las industrias que se instalarán en el parque, por lo tanto, para este fin sólo se resuelve a nivel de anteproyecto básico las instalaciones de tratamiento de efluentes cloacales y de los residuos sólidos. Por otro lado, cada industria deberá responsabilizarse por sus propios efluentes industriales.

11.1 INFRAESTRUCTURA VIAL, TRAZADO Y DISEÑO DE CALLES

Como se explicó en la Sección 9, desde la rotonda del camino de acceso se ingresa al Parque Industrial. A continuación se define el proyecto vial correspondiente cuyas calzadas serán ejecutadas en hormigón. Los planos que acompañan el diseño integran la serie de PV (viales) comprendida por los planos CT1904-IT-PV-01 a 19.



11.1.1 Perfiles Transversales Tipo

A continuación se definen los perfiles tipo de la obra básica (Figuras 69 y 70).

- Perfil tipo de Obra Básica 1 (Avenidas del Parque Industrial)

Configuración= calzada de dos carriles por sentido de circulación con cantero o boulevard central

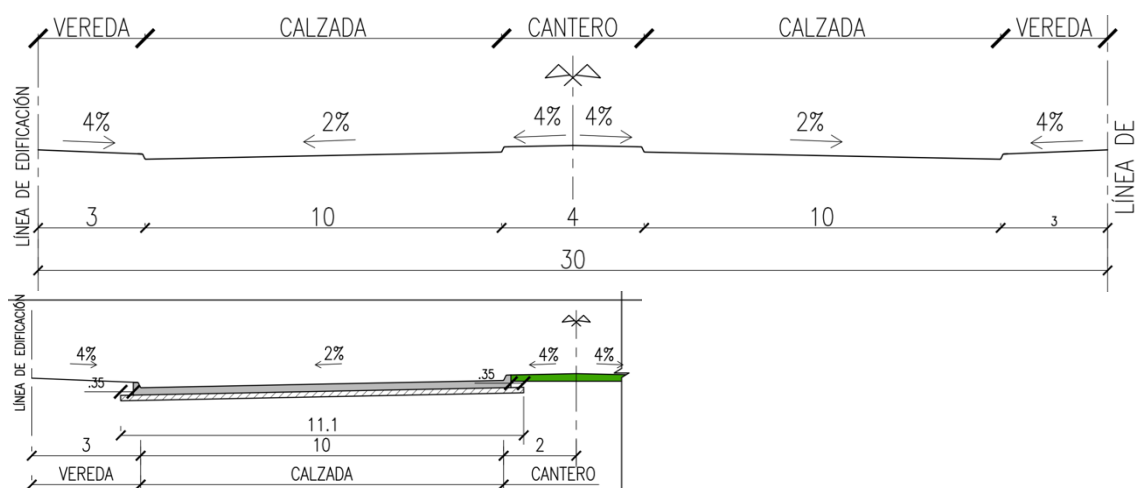
Ancho de calzada = 10,00 m x 2

Ancho Boulevard = 4,00 m

Ancho de vereda = 3,00 m

Calzada de pavimento de hormigón con cordón cuneta integral

Figura 69: Perfil tipo de avenida del parque industrial



- Perfil tipo de Obra Básica 2 (Calles internas del Parque Industrial)

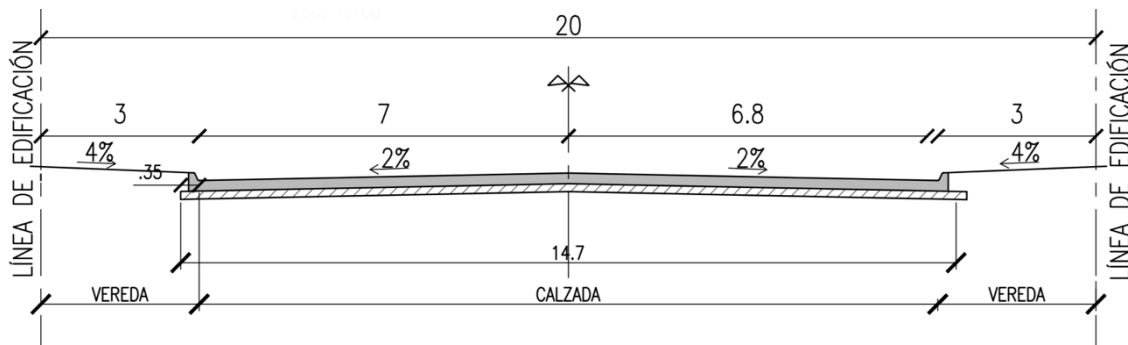
Configuración= dos carriles totales con doble sentido de circulación

Ancho de calzada = 13,00 m

Ancho de vereda = 3,00 m

Calzada de pavimento de hormigón con cordón cuneta integral

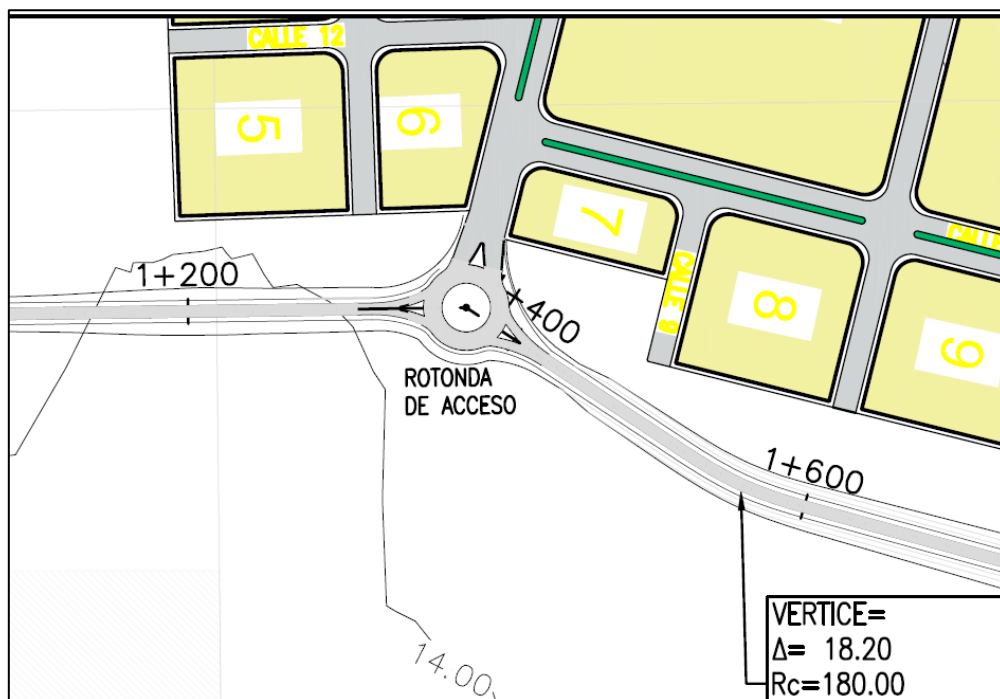
Figura 70: Perfil tipo de calles internas del parque industrial



11.1.2 Diseño planimétrico

El trazado planimétrico de las calles internas se desarrolla con radios de 12m en las bocacalles y la rotonda de acceso al parque se diseña con un radio interno de 15 m y radio externo de 25 m, a fin de permitir el giro adecuado del vehículo tipo adoptado (ver Figura 71).

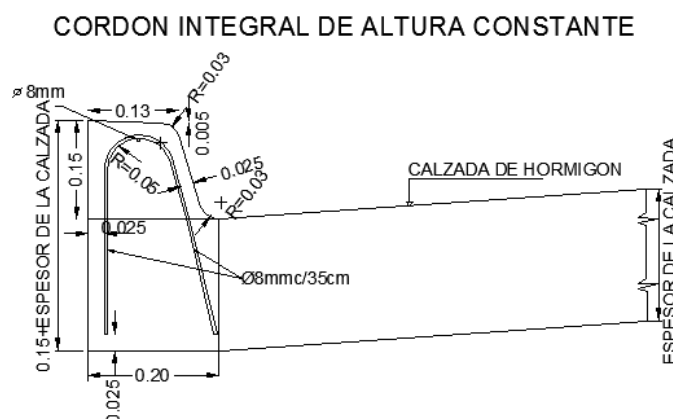
Figura 71: Rotonda y trazado de calles



La rotonda tendrá peralte negativo del 2%, de tal forma favorecer el escurrimiento desde el cantero central hacia afuera. A su vez, esto permite desarrollar baja velocidad de operación de acuerdo a su velocidad de diseño de 40 km/ h.

Se prevé la construcción de un cordón cuneta integral según plano tipo DNV H 8431modificado, según se indica en la Figura 72.

Figura 72: Rotonda y trazado de calles



Respecto a la altimetría de las calles internas, se prevé pendientes longitudinales de al menos 1 por mil (0,1 %) y transversal del 2% hacia cordones cuneta citados para permitir el escurrimiento de las aguas pluviales.

11.1.3 Pavimento

Para el cálculo del diseño estructural de pavimentos se utilizó el método AASHTO' 93 para lo cual se debió proyectar el tránsito y definir otros parámetros, según se indica a continuación.

11.1.3.1 Definición de parámetros y cálculo del espesor

- Tránsito

Se adoptaron los valores definidos en la Sección 9.1.6.

- Número de Ejes equivalentes de 18.000 lbs, (ESAL's)

Se calcularon con el criterio de la DNV, usando los factores de carga de la misma, incrementándolos en un 50% respecto a los encontrados para pavimentos flexibles, para un período de análisis de 25 años, según se detalla en la Tabla 30 donde se calcula el ESAL para el pavimento rígido. El resultado es:

ESAL's = 4.289.526

- Índices de serviciabilidad: Inicial = 4,2
Final = 2,5 (recomendado por AASHTO)
- Módulo de rotura del Hormigón a 28 días: determinado a partir de la expresión:

Para un Hº tipo H-30 ($f'_c = 5.296$ Psi)

$M_r = 47$ kg/cm² (planta elaboradora) , $Sc'_r = 669$ Psi

- Módulo elástico del Hº: $E_c = 57000 \times (f'_c)^{0,5} = 4.148.299$ Psi
- Coeficiente de reacción K combinado: Determinado para una subrasante con CBR 13% (con un módulo resiliente $MR = 12.610$ psi) y una capa de suelo granular-arena de 15cm de espesor.
- Siendo entonces Subrasante Tipo III (CBR 10 a 15%) Buena calidad, que le corresponde un $k = 5,4$ kg/cm³, que equivale a 54 Mpa/m, una pérdida de soporte nula, para Base no tratada de 150 mm se obtiene un valor de K combinado subrasante/base de $k = 62.1$ Mpa/m , es decir $k = 226,66$ pci.
- Confiabilidad: 70%, desvío estándar: 0,40
- Coeficiente de transferencia de carga (J): 3,2
- Coeficiente de drenaje: 1,00 (se considera por características del lugar)

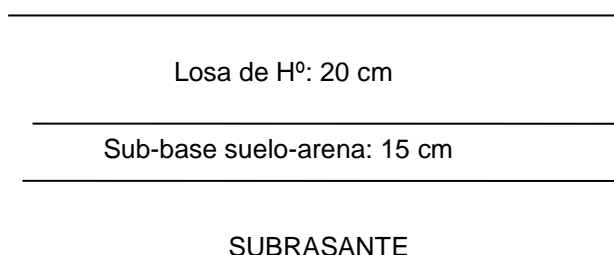
El espesor obtenido por calculo = 7, 9 pulgadas = 19,75 cm ~20 cm



Tabla 30: Cálculo del ESAL para pavimento rígido

CÁLCULO DE N: EJES EQUIVALENTES DE 10 tn y 18000 lbs					
OBRA: PARQUE INDUSTRIAL ITUZAINGO			Ituzaingo - Corrientes		
				154	
(1) VIDA UTIL EN AÑOS			(m)		25
(2) ÚLTIMO AÑO DE TMDA CONOCIDO:					2019
(3) TMDA CONOCIDO:					135
(4) AÑO DE INAUGURACION:					2020
(5) TASA DE CRECIMIENTO HASTA AÑO DE INAUGURACION			(i)		1,00
(6) Nº DE AÑOS PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE (a) = (4) - (2) + 1 (n)					2,00
(7) COEFICIENTE (a) (Ver referencia)					1,010
(8) TMDA PRONOSTICO PARA EL AÑO DE INAUGURACION (3) X (7)					136
(9) TASA DE CRECIMIENTO DURANTE LA VIDA UTIL			(k)		1,00
(10) COEFICIENTE (b) PARA LOS AÑOS DE VIDA UTIL (Ver referencias)					1,130
(11) TMDA PRONOSTICADO DURANTE LA VIDA UTIL : = (8) X (10)					154
(12) FACTOR POR NUMERO DE TROCHAS					1,00
$(a) = (1 + i) ^ { (n - 1) }$					
$(b) = (1 + k) ^ m - 1$ m*k					
TIPO DE VEHICULO	Distribucion por Ejes	Numero de Ejes	Porcentaje de cada Tipo de Vehiculo	Factor " C "	(17) = (14) x (15) x (16) / 100
		(14)	(15)	(16)	(17)
Automóviles					
Jeep	1 - 1	2	0,00	0,01	0,00
Camionetas					
Omnibus	1 - 1	2	0,00	0,07	0,000
Camiones Sin Acoplados	1 - 1	2	0,00	0,60	0,0000
	1 - 2	3	0,0	0,38	0,00
Camiones con Acoplados	11 - 11	4	0,0	0,60	0,00
	11 - 12	5	50,0	0,39	0,98
	12 - 11	5	0,0	0,47	0,00
	12 - 12	6	0,0	0,32	0,00
Semi - remolques	1 - 1 - 1	3	0,0	0,54	0,00
	1 - 1 - 2	4	0,0	0,45	0,00
	1 - 1 - 3	5	0,0	0,41	0,00
	1 - 2 - 2	5	50,0	0,35	0,88
	1 - 2 - 3	6	0,0	0,40	0,00
Porcentaje total de vehiculos			100,0		
Factor de contribucion Combinada (18) CT =					1,85
					Ejes de 10Tn / Vehiculos
Factor direccional			0,5		
NUMERO DE EJES EQUIVALENTES DE 10Tn :					
N 10tn = 0,5 x (1) x 365 x (11) x (12) x (18) =					1.299.856
ADOPTADO:					
Nº DE EJES DE 10 Tn:					1.299.856
Nº DE EJES DE 18000 lbs = Nº DE EJES DE 10 tn x 2,2					
Nº DE EJES DE 18000 lbs :					2.859.684
PARA PAVIMENTO RIGIDO			Nº DE EJES 18 000 lbs (pav flexible 25 años) x 1,5 =		4.289.526

El espesor adoptado es **D = 20cm**



11.1.3.2 Espaciamiento de juntas transversales

Criterio adoptado: 21 x D (para base estabilizada)
 24 x D (para base granular) = 24 x 20 = 480 cm

Separación máxima [pie]:

1,75 x D[pulg] (para base estabilizada)
 2 x D[pulg] (para base granular) = 2 x 7,87 = 15,74 pies = 479,7 cm

Se adoptan losas = 5,00 m y 4,00 m

Espaciamiento de Junta Transversal adoptado \Rightarrow

4,00 m

Relación: largo/ancho = 5/ 4 = 1,25 \leq 1,25

Son tres losas, de 4, 5 y 4 metros de ancho = 13 m de ancho total de plataforma para las calles y de dos losas de 5 metros de ancho para cada sentido de circulación de las avenidas, por 4 de largo con cordón cuneta integrado para ubicar vereda peatonal de 3 m de ancho.

11.1.3.3 Cálculo de pasadores

Criterio adoptado: \varnothing Pasador = D/8 = 25mm \Rightarrow
 Longitud = 46 cm

\varnothing Pasador: 25mm

11.1.3.4 Cálculo de barras de unión

Se calculan con los siguientes parámetros:

- Tensión de fluencia del acero: 40000 Psi
- Distancia al borde libre: 4,00 m
- Factor de fricción: 1,5
- Porcentaje de la tensión de fluencia: 75%
- \varnothing de barra: 12 mm



Longitud = 72 cm
Separación = 70 cm

11.1.3.5 Paquete estructural adoptado

- Espesor de losa pavimento: 20 cm
- Espesor de sub-base de suelo arena: 15 cm
- Separación de juntas transversales de contracción: 4,00 m
- Pasadores:
- Diámetro: 25 mm
- Longitud: 46 cm (50cm para juntas de dilatación)
- Separación: 30 cm
- Material: Acero común tipo I (AL-220)
- Barras de unión:
- Diámetro: 12 mm
- Longitud: 72 cm
- Separación: 70 cm
- Material: Acero torsionado tipo III (ADN-420)

11.1.3.6 Verificación según tablas publicadas por el ICPA

Subrasante TIPO III CBR 10-15% (Buena Calidad)
Tránsito: Categoría D (de 50 a 100 vehículos pesados por día)

Losa de $H_n = 20$ cm
Sub base granular = 15 cm

11.1.3.7 Juntas tipo

Las Figuras 73 a 75 muestran los tipos de juntas a utilizar en los pavimentos de hormigón del Parque Industrial.

Figura 73: Junta longitudinal aserrada

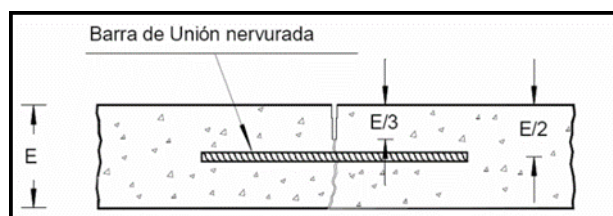


Figura 74: Junta longitudinal de construcción

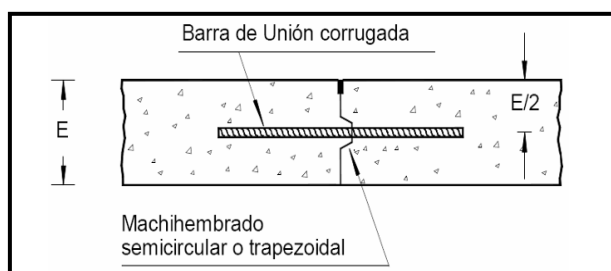
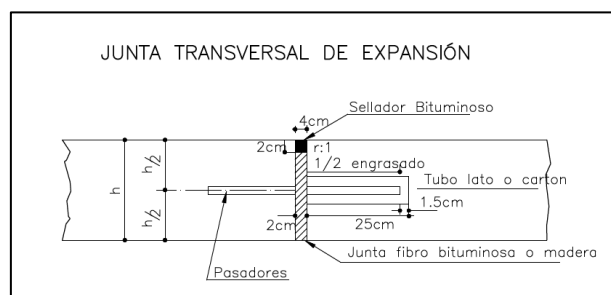


Figura 75: Junta transversal con pasadores

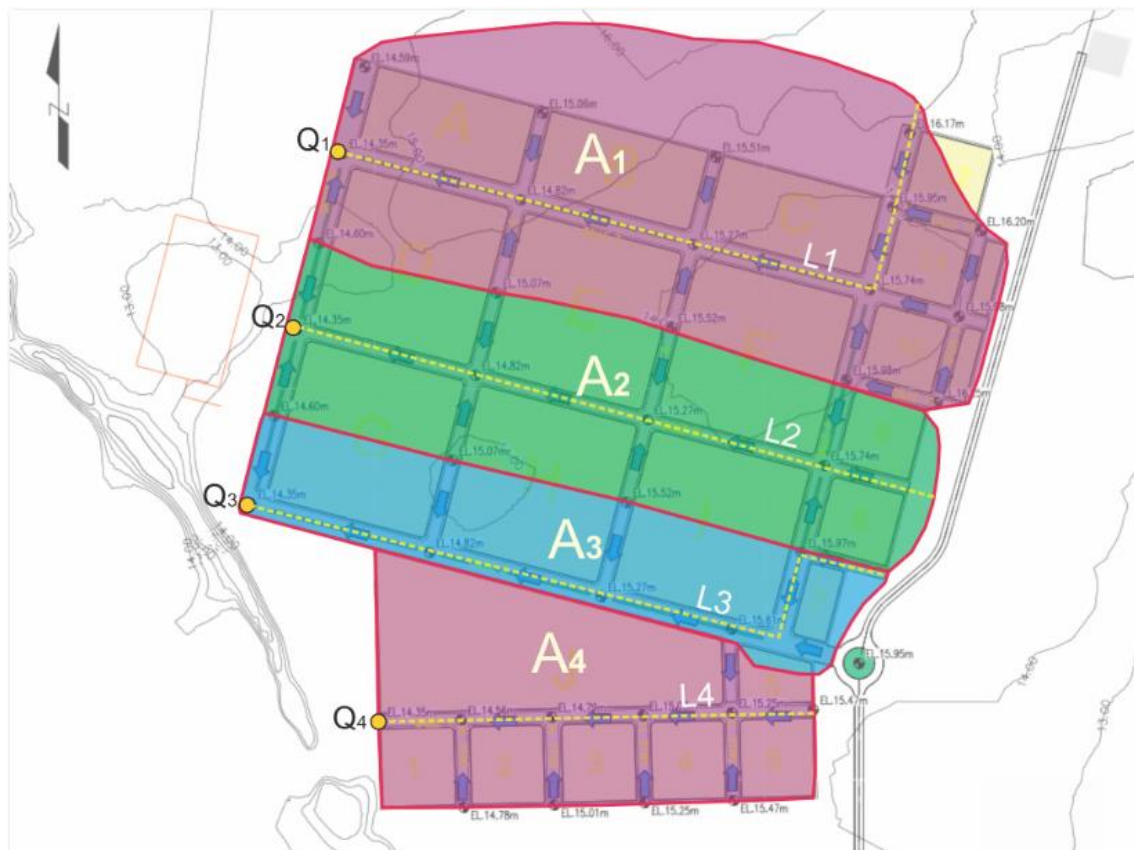


11.2 TRAZADO Y DISEÑO DE LA RED DE DESAGÜES

11.2.1 Introducción

Para proyectar la red pluvial del Parque Industrial se efectuó un estudio hidrológico en el cual se consideraron las características topográficas en función de las pendientes de escurrimiento que surgen del proyecto vial y del relevamiento topográfico de las áreas lindantes, quedando así definidas cuatro subcuencas de aportes con puntos de descarga Q1 a Q4 situados al oeste (zona con cota más baja). La Figura 76 muestra la delineación de estas subcuencas y sus puntos de descarga.

Figura 76: Delineación de subcuencas Parque Industrial a partir de datos relevados y definición Ubicación puntos de descarga Qi



En los cuatro puntos de descarga se proyecta la ejecución de bocas de tormenta que conducirán los pluviales a través de canales revestidos de H°A° hacia el cañadón existente que descarga aguas abajo su aporte al Río Paraná.

11.2.2 Cálculo de las dimensiones de los canales

A partir de los datos de las subcuencas se definió el Tc= tiempo de concentración de cada una utilizando la fórmula de Kirpich, cuyas variables tienen en cuenta las características topográficas de la subcuenca en estudio:

$$t_c = \frac{0,000325 \cdot L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

Tiempo de Concentración por Kirpich

Tc: Tiempo de concentración en hs

L= Longitud del cauce principal en m

S= Pendiente en m/m

Luego, a partir de las características topográficas se calcularon los caudales aportados en los puntos de descarga utilizando el método racional, tal como se describió más arriba, con la fórmula:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

Siendo:

- Q = Caudal máximo en m³/s
- C = Coeficiente de escorrentía (depende del tipo de suelo, pendiente, tipo de vegetación o cobertura)
- I = Intensidad en mm/h en un periodo igual al tiempo de concentración, 5 años de recurrencia. Se adoptaron datos de hidrogramas de Posadas, que es el sitio más cercano para el que se disponen datos.
- A = Área de la subcuenca medida en hectáreas (Ha)
- 360 = Coeficiente de ajuste

Para determinar la intensidad se utilizan curvas IDF de Posadas Aero aplicando la siguiente fórmula:

$$i = \frac{a}{D^{0,82} + c}$$

Donde:

i = Intensidad en mm/h

D = Duración de la tormenta en minutos

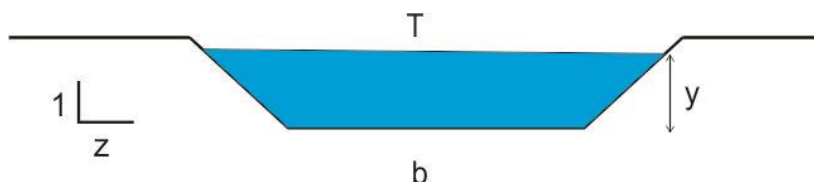
a y c = son las constantes tabuladas

Obtenidos los valores de las variables, para cada subcuenca se calculan los caudales que serán base de calculo para diseñar los canales en cada tramo, que se transcriben en la Tabla 31.

Tabla 31: Cálculo de los caudales de cada subcuenca con el método racional

Caudales de diseño para un periodo de retorno de 5 años - Metodo Racional									
CUENCA	ÁREA (ha)	L (m)	Cota1 (m)	Cota2 (m)	S (pendiente)	C	Tc (h)	i (mm/h)	Q = CiA/360 [m3/s]
A1	34,17	975	16,17	14,35	0,00187	0,25	0,73	76	1,80
A2	20,68	892	15,95	14,35	0,00179	0,25	0,69	76	1,09
A3	11,95	967	16,17	14,35	0,00188	0,25	0,72	78	0,65
A4	15,15	579	15,47	14,35	0,00193	0,25	0,48	90	0,95

A partir de estos resultados se calcularon los canales como “no revestidos”, uno que recolecta las descargas de Q1, Q2 y Q3, y el restante que recibe de Q4. Las secciones en cada uno de los tramos de los canales se determinan utilizando la fórmula de Chezy Manning (Tabla 32). Los taludes laterales fueron adoptados con pendientes 1V:2H.



b= Base de fondo (m)

T = Espejo (m)

y = Tirante Hidráulico (m)

Z = Talud

i = Pendiente de fondo

n = Coeficiente de maning

V = Velocidad (m/s)

P = Perímetro Mojado (m)

A = Área Hidráulica (m²)

Rh = Radio Hidráulico

Q = Caudal (m³/s)

$$A = b \cdot y + z \cdot y^2$$

$$P = b + 2y(1 + z^2)^{1/2}$$

$$Rh = A/P$$

$$V = (1/n) \cdot Rh^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

$$Q = V \cdot A$$

Tabla 32: Cálculo de los canales sin revestimiento

Canal	Caudal (m ³ /s)	Longitud (m)	Pendiente (i)	Solera (b)	Tirante (y)	Talud 1:Z	Coeficiente de Manning
Tramo 1	1,80	250	0,003	3,00	0,45	2,00	0,025
Tramo 2	2,89	240	0,003	6,00	0,40	2,00	0,025
Tramo 3	3,54	20	0,003	7,00	0,35	9,00	0,025
Tramo 4	0,95	70	0,003	2,00	0,40	2,00	0,025

Canal	Perímetro Mojado	Área (m ²)	Radio Hidráulico	Velocidad (m/s)
Tramo 1	5,01	1,76	0,35	1,09
Tramo 2	7,79	2,72	0,35	1,08
Tramo 3	10,56	3,39	0,32	1,03
Tramo 4	3,79	1,12	0,30	0,97

Debido al importante caudal que se registra aguas abajo del punto Q3 se debe aumentar el ancho de la base para evitar un incremento indeseable de la velocidad de escurrimiento, más aun teniendo en cuenta que el terreno natural es mayormente arenoso - erosionable. Por ello, resulta recomendable revestir el



canal con hormigón. Realizando este cambio, los canales pueden tener taludes laterales 1V:1H, resultando las dimensiones indicadas en la Tabla 33.

Tabla 33: Cálculo de los canales revestidos con hormigón

Canal	Caudal (m ³ /s)	Longitud (m)	Pendiente (i)	Solera (b)	Tirante (y)	Talud 1:Z	Coefficiente de Manning
Tramo 1	1,80	250	0,005	1,00	0,50	1,00	0,012
Tramo 2	2,89	240	0,005	1,00	0,65	1,00	0,012
Tramo 3	3,54	20	0,005	1,00	0,70	1,00	0,012
Tramo 4	0,95	70	0,005	1,00	0,35	1,00	0,012

Canal	Perimetro Mojado	Area (m ²)	Radio Hidraulico	Velocidad (m/s)
Tramo 1	2,41	0,75	0,31	2,70
Tramo 2	2,83	1,07	0,38	3,08
Tramo 3	2,98	1,19	0,40	3,19
Tramo 4	1,99	0,47	0,24	2,26

Finalmente en los puntos de descarga de los canales a los cauces naturales de escurrimiento se deberán ejecutar dados disipadores de velocidad en hormigón a efectos de evitar erosión aguas abajo.

El plano CT1904-IT-PSS-01 muestra el diseño de los canales de desagüe.

11.3 TRAZADO Y DISEÑO DE RED CLOACAL TRONCAL

11.3.1 Introducción

Las industrias a instalarse en el Parque Industrial deberán conectarse a una red cloacal troncal que conducirá los efluentes hacia un sector de tratamiento común a todo el desarrollo. La red troncal se caracteriza por tener:

- una longitud total de aproximadamente 3.690 metros lineales,
- aportes relativamente bajos de efluentes cloacales de cada establecimiento a conectarse,
- la necesidad de contar, al finalizar la red, con una estación elevadora previo al tratamiento del efluente colectado

Para minimizar las excavaciones, la red fue proyectada con pendientes mínimas, teniendo en cuenta la característica topográfica de prácticamente planicie en su trayectoria de desarrollo. Los efluentes industriales, en cambio, deberán ser tratados dentro de cada establecimiento que se instale de acuerdo a las características de los propios líquidos. La red colectora se desarrollará por calzada y los distintos tramos se vincularán mediante bocas de registros



indicadas en los planos correspondientes, habiéndose tenido como premisa, durante la etapa de diseño, que la distancia entre dos bocas de registro consecutivas no exceda los 120 m en lo posible. A continuación se definen las bases de diseño de la red cloacal y se presentan las memorias de cálculo y diseño de la misma. Finalmente se presenta el cálculo del volumen total de excavación para ejecutar el tendido de la red.

11.3.2 Población a atender

Para diseñar la red el primer parámetro a definir es el caudal a conducir que, a su vez, depende de la población. La metodología para el cálculo de la población consistió en definir el número de personas empleadas por empresa instalada y la capacidad de emplazamiento del parque. Evidentemente, como no se conocen a priori las empresas que se instalarán, el cálculo será estimativo y deberá incluir un factor de mayoración para considerar imprevistos.

En principio, de acuerdo al estudio de Prefactibilidad²², se espera que la gran mayoría de las empresas a instalarse (según indica, 30 distribuidas en 50 ha netas) se relacionen con la industria de la madera. Ese mismo estudio define que entre las distintas actividades relacionadas, la mayoría serán aserraderos y carpinterías. En consecuencia, para el cálculo de la población se adopta como industria tipo a la de los aserraderos, ya que son las que más personal emplea: 13 personas por aserradero contra 3 por carpintería de acuerdo al Censo Forestal 2005²³.

Para definir el número de personas empleadas por un aserradero se analizó la información de los distintos censos forestales y también del estudio de prefactibilidad. En la Tabla 34 se muestra el número de empleados por aserradero de acuerdo a cada fuente de consulta.

Tabla 34: Cálculo de población por aserradero

Fuente de información	Aserraderos	Personal empleado en aserraderos	Calculo de empleados por aserradero
Censo Foresto-Industrial 2005 ¹⁸ - Ituzaingó	29	383	13
Relevamiento Censal 2013 ²⁴ - cuenca noreste	32	264	8

²² Kinleiner M. y otros, 2012, *Estudio de Prefactibilidad para la Construcción del Parque Industrial*, Préstamo BID 1896/OC-AR ESTUDIO 1.EE.569

²³ Secretaría de Planeamiento, 2005, *Censo Foresto-Industrial 2005 de la Provincia de Corrientes*. Ministerio de Producción, Trabajo y Turismo. Informe técnico, Corrientes.

²⁴ Subsecretaría de Industria y Promoción de Inversiones. 2013. *Relevamiento Censal y Creación de un Sistema de Información Estadística Foresto-Industrial (Siefic)*, de La Provincia



Censo Nacional de aserraderos 2018 ²⁵ - cuenca noreste	20	262	13
Estudio Prefactibilidad – Ituzaingó (2012)	39	663	17

El estudio de Prefactibilidad es el que menciona el número de empleados más alto por establecimiento y además es específico para Ituzaingó. Por lo tanto se adopta esta población como la típica, permanente, para el cálculo de la red, 17 empleados por establecimiento promedio.

Por otro lado, un estudio realizado para el Parque Industrial de Santa Rosa establece que un aserradero pequeño tipo ocuparía un área de 0.6 ha y tendría 11 personas empleadas²⁶. Extrapolando linealmente, de aquí se deduce que la cantidad de empleados por hectárea sería de aproximadamente 18. Esta extrapolación no sería exacta, pero es una aproximación en base a datos disponibles.

En el Parque se delinearon distintos tamaños de lote para ofrecer oportunidades a empresas de diversas demandas. La Tabla 35 lista los distintos tipos de lotes y superficies delineadas.

Tabla 35: Distribución de lotes en el parque industrial

Lotes	Área por lote		Cantidad de lotes	Área disponible (ha)
	m ²	ha		
Área de servicios	3076.78	0.31	1	0.31
Administración	2822.77	0.28	1	0.28
A,B,C	22256	2.23	3	6.68
D,E,F,G,H,I	45796	4.58	6	27.48
J	67953	6.80	1	6.80
1,2,3,4,5	10600	1.06	5	5.30
6	5983	0.60	1	0.60
7,8,9,10,11	8836	0.88	5	4.42
12	4142.8	0.41	1	0.41
Total	171466.35	17.15	24	52.27

De esta manera, la población estimada que se puede instalar en el parque industrial será de 957 personas, lo que incluye a 27 empleados del área administrativa y de servicios.

De Corrientes, Informe Técnico estadístico de difusión del censo, Ministerio de Producción, Trabajo y Turismo. Gobierno Provincial de Corrientes, CFI, Buenos Aires.

²⁵ Petri G, y otros. 2018. *Censo Nacional de Aserraderos*, Informe del Relevamiento Censal en la Provincia de Corrientes. Ministerio de Agroindustria. Buenos Aires

²⁶ Dirección de Parques, áreas industriales y bioenergía, s/f, *Premisas para Planta de Aserradero Tipo en Santa Rosa*, Ministerio de Producción, Trabajo y Turismo de Corrientes.



A esta población estable, que en realidad se encontrará en el predio sólo una parte del día, cabe sumar una cantidad de personas visitantes que usarán los baños y las instalaciones del Parque. Estas personas incluyen: camioneros y proveedores, vendedores, importadores/exportadores, y otros ocasionales.

Habiéndose calculado el flujo de camiones que descargarán en el puerto en alrededor de 100 camiones/día, se asume que la cantidad de camiones ingresantes al Parque Industrial será menor al 50% de esta cantidad, o sea, 50 choferes. A estos se les debe sumar otros 60 entre proveedores, clientes y otros.

11.3.3 Caudales

El diseño del sistema consideró un caudal base de 100 l/hab/día para el personal industrial; 60 l/hab/día para el personal administrativo que se supone que no se duchará en las instalaciones y que sólo permanece entre 8 y 10 horas en el predio, y aportes menores para choferes y otra población transeúnte. La Tabla 36 resume los resultados obtenidos.

Tabla 36: Caudales de efluentes cloacales

Unidad	Población	Caudales cloacales	
		l/hab/día	l/día
Industrias	930	100	93.000
Administración y servicio	27	60	1.620
Choferes	50	30	1.500
Otros temporales	60	50	3.000
Total			99.120

Este caudal diario de 99,12 m³/día debe afectarse por una serie de coeficientes que permitirán determinar los caudales de diseño para las conducciones, de acuerdo a la normativa del ENOHSA²⁷ para una población de diseño entre 500 y 3000 hab. Dichos coeficientes resultan:

COEFICIENTES			
POBLACIÓN SERVIDA	α_1	α_2	α
500 hab a 3000 hab.	1,40	1,90	2,66
3000 hab a 15.000 hab.	1,40	1,70	2,38
15.000 hab a 30.000 hab	1,30	1,50	1,95

²⁷ ENOHSA - Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento

Coeficiente máximo diario $\alpha_1 = 1.40$;
 Coeficiente máximo horario $\alpha_2 = 1.90$;
 Coeficiente total máximo horario $\alpha = 2.66$;

Aplicando los coeficientes anteriores se obtuvo el siguiente caudal máximo horario de diseño para la red cloacal: $Q_e = 99.12 * 2,7 = 267.62 \text{ m}^3/\text{día}$

11.3.4 Pautas tenidas en cuenta para el trazado de la red cloacal

El plano CT1904-IT-PSS-02 muestra los detalles de la red cloacal planteada. Para definir el trazado fundamentalmente se tuvieron en cuenta: trazado de la red vial; topografía del área; geología e hidrología del área (Estudio de Suelo que forma parte del presente); localización del sector de tratamiento final de los efluentes; minimizar la profundización de las cañerías en el terreno; minimizar el número de accesos a la red, sin que por ello se resientan las posibilidades de desobstrucciones eventuales.

11.3.5 Disposiciones de Diseño

11.3.5.1 Pendiente mínima

El método aplicado para la circulación es la “conducción con agua por gravedad” donde se aplican las leyes de la hidráulica aplicadas a los fluidos ideales. Se definió acompañar la pendiente natural del terreno, a pesar que de por sí el terreno presenta escasa pendiente, logrando con esta premisa minimizar las excavaciones asegurando que las pendientes adoptadas sean compatibles con las velocidades mínimas y máximas, prevaleciendo la condición de velocidad mínima. La pendiente mínima está en función del diámetro y de la velocidad. La velocidad mínima es la que asegura que no se depositen sólidos en las paredes del caño (llamada también velocidad de auto limpieza).

La pendiente mínima sugerida para cañería de diámetro 160 mm es igual a 0.003 m/m (3 ‰). Sin embargo, se cuenta con experiencias comprobables²⁸ en terrenos prácticamente planos, con escasa pendiente, similares a este caso, en el cuál se adoptaron pendientes mínimas del orden de 0.002 m/m (2 ‰) utilizando cañerías de PVC y asegurando durante la ejecución que se respete la continuidad de la pendiente y no se produzcan sifonamientos que puedan provocar el estancamiento del efluente cloacal conducido, con resultados satisfactorios y comprobables.

11.3.5.2 Velocidad mínima

²⁸ Referencia Ing. Hugo Heit – Especialista Sanitario – Obras redes cloacales localidades de Brovil y Cerrito Provincia de Entre Ríos

La velocidad mínima o de autolimpieza se establece en 0.6 m/s, para tirante 0,7 respecto al diámetro de la cañería que se adopta de 160 mm, esta velocidad garantiza la no sedimentación de los sólidos suspendidos a conducir.

11.3.5.3 Pendiente máxima

La pendiente máxima está en función de la velocidad máxima y el diámetro de la cañería. Para velocidades altas el líquido escurre y el sólido se deposita en las paredes del caño; También se tiene en cuenta el material constituyente de la red que admite una velocidad máxima, siendo de PVC para el presente proyecto. Según especificaciones de la ENOHS, no se superará la velocidad dada por la expresión:

$$V_{max} = 6 * (9,81(\frac{m}{s^2}) * R)^{1/2}$$

$$R = \emptyset/4$$

R = Radio Hidráulico

Los valores de pendiente máxima para los distintos diámetros están indicados en la Tabla 37.

Tabla 37: Valores pendientes máximas admisibles según diámetro cañería

Diámetro (mm)	Pendientes (%)
160	0.11
200	0.10
250	0.09
315	0.08

11.3.5.4 Tapada sobre los caños instalados en zanja

La tapada es definida como la profundidad desde la superficie del terreno hasta el intradós del tubo. La finalidad de la tapada mínima es proteger a los conductos contra la rotura por impacto del tránsito cuando van por debajo de la calzada o cualquier otro peso que pueda incidir sobre ella, evitar que las cañerías se congelen y asegurar un buen gradiente de acometida.

Se han considerado las siguientes tapadas:

- Tapada mínima en calzada: 1,20 metros.
- Tapada mínima en vereda: 1,00 metro.
- Tapada máxima para conexión domiciliaria/industria: 3,00 metros.

El valor máximo de las tapadas se determina por la imposibilidad o la poca comodidad de hacer las instalaciones domiciliarias a elevadas profundidades,

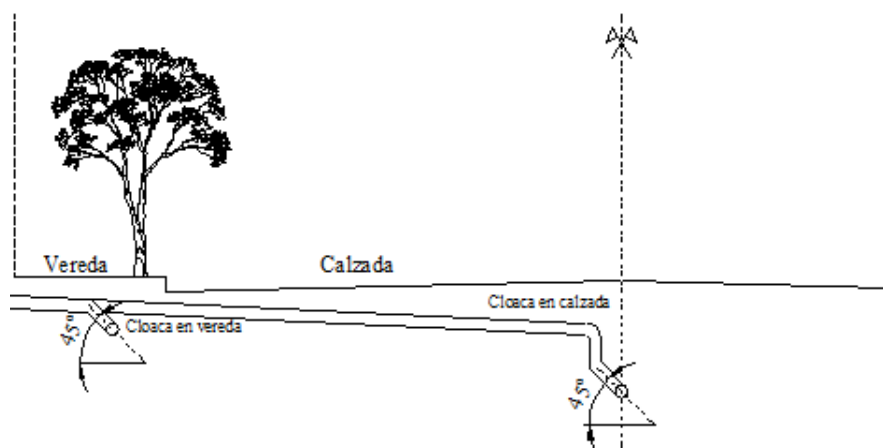


también por las condiciones del terreno, el material constitutivo del caño y los costos de excavación, condiciones que varían y deben evaluarse para cada caso en particular. En este caso, el extremo final de la red resulta una tapada de 4,09 m debiendo proyectarse una estación elevadora para poder efectuar el tratamiento final del efluente cloacal. Teniendo en cuenta las características del terreno que surgen del análisis del estudio de suelo, que describe la presencia de suelo arenoso, se deberán prever taludes extendidos de modo que se eviten desmoronamientos o bien considerar un sistema de entibamiento que asegure la estabilidad de los taludes para la ejecución del tendido de la cañería.

11.3.5.5 Conexiones de establecimientos industriales

Los caños y piezas de conexión a emplear serán de igual material que el de la red, la derivación domiciliaria está compuesta por un ramal a 45° y una curva a 45° . El ramal a 45° se coloca sobre el corte realizado en el troncal, de manera que el líquido residual proveniente del establecimiento industrial ingrese en la misma dirección que el escurrimiento del troncal, a continuación de la curva a 45° se coloca un tramo de caño de 110 mm de diámetro, hasta 60 cm antes de la línea limitante del lote. Finalmente se inserta un tapón de plástico en el extremo libre, a los fines de evitar el ingreso de objetos extraños, retirándose el mismo cuando la red se encuentre en condición de ser utilizada. La Figura 77 y el plano CT1904-IT-PSS-06 muestran esquemas típicos de conexión a la red troncal.

Figura 77: Esquema de conexiones de establecimientos industriales a red troncal



11.3.5.6 Bocas de registro

En el diseño de la red se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones para definir la necesidad de ejecutar bocas de registro en puntos particulares de la red:

- en cada esquina de los lotes o cada 125 m fuera de ella;

- en cambios de dirección; en uniones con colectores;
- en cambios de pendientes;
- en cambios de diámetro de la cañería.

La distancia máxima de 125 m entre bocas de registro se adopta con el objeto de facilitar los trabajos de limpieza y mantenimiento de la red. Para el diseño de la red se adoptaron casos de 125 m de separación entre bocas de registro a efectos de evitar la ejecución de nuevas bocas de registro y analizando que una extensión de 5 m no serán perjudiciales para el caso que se deba limpiar el tramo, siendo mayoritariamente la separación adoptada entre bocas de 120 m.

Habitualmente, las bocas de registro se construyen en hormigón pre-moldeado o moldeado in situ, con tapa de hierro fundido u hormigón armado. En todas las bocas instaladas en calzada las tapas deberán ser aptas para soportar el peso de vehículos. Los planos CT1904-IT-PSS 04 y 05 muestran bocas de registro y tapas tipo para estas instalaciones.

11.3.5.7 Estaciones elevadoras

Se considera su necesidad de instalación en zonas donde la cañería ya se ha enterrado 3 metros por debajo del nivel del terreno natural, entonces se tendrá que elevar las aguas negras para proseguir la conducción por gravedad o bien para su tratamiento final. En la red proyectada esta consideración se flexibiliza teniendo la premisa que las conexiones de los establecimientos industriales siempre se ejecutarán sobre tramos de la red con tapada menor a 3 m y solamente se construirá una estación elevadora en el extremo final de la red previo a su tratamiento final.

La estación elevadora proyectada se compone de: una cámara de rejillas donde llegan las aguas negras, ahí previo paso por una reja, que sirve para detener a los materiales gruesos, pasa a una cuba o foso de bombeo y son elevadas por medio de bombas sumergibles (mínimo 2 bombas, una en operación y la restante en *stand by* para caso de mantenimiento) a través de cañerías de impulsión a una cámara de válvulas para operar el funcionamiento de ambas bombas. Dentro de la cámara de válvulas cada cañería de impulsión tendrá una válvula de retención, junta de desarme y válvula exclusiva. A la salida de la cámara se ejecutará el empalme de ambas impulsiones resultando una cañería que conducirá el efluente hasta el sector de tratamiento final.

El diseño de la estación elevadora se da en función del caudal a elevarse y permite además amortiguar posibles picos de caudal diario, el caudal pico resulto de 267.62 m³/día, siendo el amortiguamiento del caudal de 167 m³/día, los que se deben considerar para definir las dimensiones finales del pozo de bombeo. De acuerdo a los costos de adquisición de los equipos, a mayor capacidad, mayor es el costo, por ello es conveniente repartir el caudal de modo de reducir el tamaño de cada unidad – aún si es necesario instalar dos o más equipos –, que funcionarán alternadamente para permitir un desgaste similar. En el caso de



definirse el tratamiento final a través de una planta de tratamiento compacta hidráulica se recomienda contar con tres bombas.

Siempre, al número de bombas calculado se le deberá agregar una más en calidad de reserva para cuando se deba realizar tareas de mantenimiento o ante el desperfecto de alguna bomba, por ende el número mínimo es de dos bombas.

Se deberá contar con energía eléctrica para alimentar las bombas previendo ejecutar una sala de tablero mínima para control de funcionamiento de los equipos a instalar. Debe preverse una percha o arco para posibilitar el izado de los equipos de bombeo desde el foso para mantenimiento.

La disposición de las bombas teniendo en cuenta el bajo caudal será de la forma de emplazamiento directo: las bombas se ubican dentro de la masa líquida del foso de bombeo. Los motores, por su parte, pueden hallarse junto a la bomba en la cámara húmeda o en una cámara seca superior o a la intemperie dependiendo el tipo de equipo que se defina.

El Plano CT1904-IT-PSS-03 muestra una estación elevadora tipo con dos bombas independientes con posibilidad de funcionamiento alternado, cámara de válvulas y empalme de cañerías de impulsión.

11.3.1 Dimensionamiento del pozo de bombeo

La capacidad de la bomba debe ser dos veces el caudal afluente, con lo cual, se logra un intervalo mínimo entre dos arranques sucesivos de la bomba.

El caudal de bombeo es:

$$Q_b = 2 Q_{\text{afluente}} = 2 \times 3.09 \text{ lts/s}$$

$$Q_b = 6.19 \text{ lts/s}$$

$$Q_b = 22.30 \text{ m}^3/\text{h}$$

El dimensionamiento del pozo de bombeo se efectúa tomando como parámetros de cálculo el caudal de bombeo (Q_b), el caudal de demanda (Q_d) y los ciclos por hora (U), el procedimiento es el siguiente:

T_c representa el tiempo transcurrido entre dos arranques consecutivos de las bombas, y se expresa:

$$T_c = \frac{1 \text{ hora}}{U}$$

Pero también:

$$T_c = T_{LL} + T_{VA} \quad (1)$$

Donde:



- T_{LL} : Tiempo de llenado del tanque

- T_{VA} : Tiempo de vaciado del tanque

Por definición, el momento en que ocurren más ciclos en una hora es cuando el caudal de demanda (Q_d) es igual a la mitad del caudal de bombeo (Q_b), por lo tanto:

$$T_{LL} = \frac{V_U}{Q_b - Q_d}$$

Donde:

V_u = Volumen utilizable

Pero como:

$$Q_d = \frac{Q_b}{2}$$

Reemplazando:

$$T_{LL} = \frac{2V_U}{Q_b} \quad (2)$$

Por otro lado:

$$T_{VA} = \frac{V_u}{Q_d} = \frac{2V_U}{Q_b} \quad (3)$$

Reemplazando (2) y (3) en (1):

$$T_c = \frac{4 V_u}{Q_b}$$

$$V_u = \frac{T_c \times Q_b}{4}$$

Las bombas sumergibles modernas soportan regímenes de hasta 20 arranques por hora. Se adopta un valor de U de 5 arranques por hora. Esto es para tener recaudos en cuanto al desgaste de los álabes.

Luego:

$$T_c = \frac{1 \text{ hora}}{5} \times \frac{3600s}{1 \text{ hora}} = 720 [s]$$

$$V_u = \frac{720 \times 6.19}{4} = 1115 \text{ lts} = 1.11 [m^3]$$

Es necesario un tirante de por lo menos 0,50 m (aproximadamente altura de la bomba) desde el fondo del pozo para que permita un intercambio de calor entre el líquido y el estator de la bomba. Se adopta un pozo rectangular de 1.60 x 1.20 m para permitir la colocación de dos bombas (una de respaldo) y dejar espacios entre ellas y las paredes, por ende:



$$A = 1.60 \times 1.20 = 1.92 \text{ [m}^2\text{]}$$

Luego:

$$h = \frac{Vu}{A} = \frac{0.6 \text{ m}^3}{1.92 \text{ m}^2} = 0.58 \text{ [m]}$$

Se deja de revancha entre el invertido del caño y el pelo de agua una altura igual a 0,50 m.

De esta manera, resumiendo se tiene:

- Dimensiones Internas del Pozo: 1.60 X 1.20 [m]
- Cota Terreno Natural: 14.50 [m]
- Intradós Caño de Entrada: 10.41 [m]
- Intradós Caño de Salida (Ø160): 10.62 [m]
- Invertido Caño de Salida (Ø160): 10.47 [m]
- Nivel de Falla Bomba: 9.76 [m]
- Nivel de Arranque Bomba: 9.71 [m]
- Nivel de Parada Bomba: 9.13 [m]
- Cota Fondo de Pozo: 8.63 [m]
- Cota Plano de Fundación: 8.48 [m]

11.3.2 Determinación de las características de la bomba

La altura a elevar necesaria será:

$$H = (\text{Cota de terreno} - 0.9 \text{ [m]}) - (\text{Cota de fondo de pozo} + \text{altura de eje de rodete})$$

$$H = (14.5 - 0.9) - (8.63 + 0.25 \text{ [m]}) = 5.22 \text{ [m]}$$

La altura total que deberá elevar la bomba es de 5.22 m. Como el objetivo de la bomba es simplemente elevar el líquido a tratar ya sea a la cámara séptica y filtro biológico o a la planta compacta de tratamiento mediante un tubo de PVC, recto y de muy corta longitud, no se tuvieron en cuenta las pérdidas debido al rozamiento.

Los parámetros de diseño de la bomba son:

$$Q = 6.19 \text{ [m}^3\text{/h]}$$

$$-H_m = 5.22 \text{ [m]}$$

Y la potencia se calcula como:



$$P = \frac{c \times Q \times \gamma \times H_m}{\eta \times 75}$$

Siendo:

- C=1,24
- $\rho=1200 \text{ kg/m}^3$
- $\mu=0,68$
- 1 CV = 0,734 kW.

Entonces resulta:

$$P = \frac{c \times Q \times \gamma \times H_m}{\eta \times 75} = \frac{1,24 \times \left(\frac{6.19 \frac{\text{lbs}}{\text{seg}}}{1000 \frac{\text{lbs}}{\text{m}^3}} \right) \times 1200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 5.22 \text{ m}}{0,68 \times 75} = 0.94 \text{ CV}$$

$$\equiv 1.05 \text{ kW}$$

11.3.3 Diámetro de cañería adoptada

La red de cloaca permitirá la conexión de todos los lotes para su posterior tratamiento y disposición final. Los conductos cloacales se definen de material PVC cloacal con junta elástica, siendo el diámetro de 160mm el adoptado en función del relativamente bajo caudal a transportar y las verificaciones realizadas. Se hace notar que el diámetro difiere de lo planteado en el estudio de Prefactibilidad²⁹, donde indicaba un diámetro de 200mm.

11.3.3.1 Método de cálculo de cañería

La red diseñada con las pautas y disposiciones anteriormente citadas resulta de una longitud aproximada de 3.690 m tal como se puede ver en el plano CT1904-IT-PSS-02 – Planialtimetría Red Troncal Cloacal.

Para el cálculo de la cañería se utilizó la fórmula de Manning para obtener el caudal a sección llena:

$$Q = \frac{\pi \cdot d^{\frac{8}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}} \cdot n}$$

²⁹ Kinleiner M. y otros, 2012, *Estudio de Prefactibilidad para la Construcción del Parque Industrial*, Préstamo BID 1896/OC-AR ESTUDIO 1.EE.569



Donde:

d= Diámetro cañería adoptado = 0,1536 (m) – caño d=160 mm

i = Pendiente del conducto (m/m)

n = Factor de rugosidad de Manning = 0,011 (PVC)

Para determinar el diámetro necesario de cálculo y la velocidad a sección llena, se tiene:

$$d = \left(\frac{Q \cdot n \cdot 4^{\frac{5}{3}}}{\pi \cdot i^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$v = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{d}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

11.3.3.2 Planilla de cálculo

Tal lo expresado la conducción se encuentra compuesta por cañerías de PVC cloacal de diámetro 160 mm, adoptando pendientes mínimas de 0,20% las cuales deberán ejecutarse verificando la continuidad de la pendiente en los tramos y evitando sifonamientos que frenen la conducción.

Se determina el caudal métrico o gasto métrico que resulta de dividir el caudal de diseño a conducir por la longitud total de la red. Para cada tramo de la red que queda determinado entre dos bocas de registro, se calcula el caudal propio de tramo y se suma el proveniente acumulado de los tramos anteriores y se obtiene en caudal acumulado de tramo (Q). Se calcula el caudal a sección llena obtenido por fórmula de Manning (QII) y se obtiene el valor de la relación Q/QII, que permite obtener el valor de V/VII ingresando a la tabla de “Parámetros hidráulicos de alcantarillas de sección circular” (la VII es la velocidad calculada por fórmula para sección llena y V la velocidad efectiva en el conducto) – Tabla 38.

Finalmente se obtienen los parámetros más importantes que se transcriben en la Tabla 39.



Tabla 38: Tabla de Thormann y Franke para determina variación de Q y V en función de la altura de llenado

$\frac{Q'}{Q}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v'}{v}$	$\frac{Q'}{Q}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v'}{v}$	$\frac{Q'}{Q}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v'}{v}$	$\frac{Q'}{Q}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v'}{v}$	$\frac{Q'}{Q}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v'}{v}$	$\frac{Q'}{Q}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v'}{v}$	$\frac{Q'}{Q}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v'}{v}$
0,001	0,023	0,17	0,041	0,135	0,51	0,081	0,189	0,62	0,210	0,309	0,80	0,610	0,568	1,04	0,906	0,791	1,07	0,906	0,791	1,07
0,002	0,032	0,21	0,042	0,137	0,51	0,082	0,191	0,62	0,220	0,316	0,81	0,620	0,575	1,04	0,910	0,797	1,07	0,910	0,797	1,07
0,003	0,038	0,24	0,043	0,138	0,51	0,083	0,192	0,62	0,230	0,324	0,82	0,630	0,581	1,05	0,915	0,802	1,06	0,915	0,802	1,06
0,004	0,044	0,26	0,044	0,140	0,52	0,084	0,193	0,62	0,240	0,331	0,83	0,640	0,587	1,05	0,920	0,808	1,06	0,920	0,808	1,06
0,005	0,049	0,28	0,045	0,141	0,52	0,085	0,194	0,62	0,250	0,339	0,84	0,650	0,594	1,05	0,925	0,814	1,06	0,925	0,814	1,06
0,006	0,053	0,29	0,046	0,143	0,52	0,086	0,195	0,63	0,260	0,346	0,85	0,660	0,600	1,05	0,930	0,821	1,06	0,930	0,821	1,06
0,007	0,057	0,30	0,047	0,145	0,53	0,087	0,196	0,63	0,270	0,353	0,86	0,670	0,607	1,06	0,935	0,827	1,06	0,935	0,827	1,06
0,008	0,061	0,32	0,048	0,146	0,53	0,088	0,197	0,63	0,280	0,360	0,86	0,680	0,613	1,06	0,940	0,834	1,05	0,940	0,834	1,05
0,009	0,065	0,33	0,049	0,148	0,53	0,089	0,199	0,63	0,290	0,367	0,87	0,690	0,620	1,06	0,945	0,841	1,05	0,945	0,841	1,05
0,010	0,068	0,34	0,050	0,149	0,54	0,090	0,200	0,63	0,300	0,374	0,88	0,700	0,626	1,06	0,950	0,849	1,05	0,950	0,849	1,05
0,011	0,071	0,35	0,051	0,151	0,54	0,091	0,201	0,64	0,310	0,381	0,89	0,710	0,633	1,06	0,955	0,856	1,05	0,955	0,856	1,05
0,012	0,074	0,36	0,052	0,152	0,54	0,092	0,202	0,64	0,320	0,387	0,89	0,720	0,640	1,07	0,960	0,865	1,04	0,960	0,865	1,04
0,013	0,077	0,36	0,053	0,153	0,55	0,093	0,203	0,64	0,330	0,394	0,90	0,730	0,646	1,07	0,965	0,874	1,04	0,965	0,874	1,04
0,014	0,080	0,37	0,054	0,155	0,55	0,094	0,204	0,64	0,340	0,401	0,91	0,740	0,653	1,07	0,970	0,883	1,04	0,970	0,883	1,04
0,015	0,083	0,38	0,055	0,156	0,55	0,095	0,205	0,64	0,350	0,407	0,92	0,750	0,660	1,07	0,975	0,894	1,03	0,975	0,894	1,03
0,016	0,086	0,39	0,056	0,158	0,55	0,096	0,206	0,65	0,360	0,414	0,92	0,760	0,667	1,07	0,980	0,906	1,03	0,980	0,906	1,03
0,017	0,088	0,39	0,057	0,159	0,56	0,097	0,207	0,65	0,370	0,420	0,93	0,770	0,675	1,07	0,985	0,919	1,02	0,985	0,919	1,02
0,018	0,091	0,40	0,058	0,160	0,56	0,098	0,208	0,65	0,380	0,426	0,93	0,780	0,682	1,07	0,990	0,935	1,02	0,990	0,935	1,02
0,019	0,093	0,41	0,059	0,162	0,56	0,099	0,210	0,65	0,390	0,433	0,94	0,790	0,689	1,07	0,995	0,955	1,01	0,995	0,955	1,01
0,020	0,095	0,41	0,060	0,163	0,57	0,100	0,211	0,65	0,400	0,439	0,95	0,800	0,697	1,07	1,000	1,000	1,00	1,000	1,000	1,00
0,021	0,098	0,42	0,061	0,164	0,57	0,105	0,216	0,66	0,410	0,445	0,95	0,805	0,701	1,08						
0,022	0,100	0,42	0,062	0,166	0,57	0,110	0,221	0,67	0,420	0,451	0,96	0,810	0,705	1,08						
0,023	0,102	0,43	0,063	0,167	0,57	0,115	0,226	0,68	0,430	0,458	0,96	0,815	0,709	1,08						
0,024	0,104	0,43	0,064	0,168	0,58	0,120	0,231	0,69	0,440	0,464	0,97	0,820	0,713	1,08						
0,025	0,106	0,44	0,065	0,170	0,58	0,125	0,236	0,69	0,450	0,470	0,97	0,825	0,717	1,08						
0,026	0,108	0,45	0,066	0,171	0,58	0,130	0,241	0,70	0,460	0,476	0,98	0,830	0,721	1,08						
0,027	0,110	0,45	0,067	0,172	0,58	0,135	0,245	0,71	0,470	0,482	0,99	0,835	0,725	1,08						
0,028	0,112	0,45	0,068	0,174	0,59	0,140	0,250	0,72	0,480	0,488	0,99	0,840	0,729	1,07						
0,029	0,114	0,46	0,069	0,175	0,59	0,145	0,254	0,72	0,490	0,494	1,00	0,845	0,734	1,07						
0,030	0,116	0,46	0,070	0,176	0,59	0,150	0,259	0,73	0,500	0,500	1,00	0,850	0,738	1,07						
0,031	0,118	0,47	0,071	0,177	0,59	0,155	0,263	0,74	0,510	0,506	1,00	0,855	0,742	1,07						
0,032	0,120	0,47	0,072	0,179	0,59	0,160	0,268	0,74	0,520	0,512	1,01	0,860	0,747	1,07						
0,033	0,122	0,48	0,073	0,180	0,60	0,165	0,272	0,75	0,530	0,519	1,01	0,865	0,751	1,07						
0,034	0,123	0,48	0,074	0,181	0,60	0,170	0,276	0,76	0,540	0,525	1,02	0,870	0,756	1,07						
0,035	0,125	0,48	0,075	0,182	0,60	0,175	0,281	0,76	0,550	0,531	1,02	0,875	0,761	1,07						
0,036	0,127	0,49	0,076	0,183	0,60	0,180	0,285	0,77	0,560	0,537	1,02	0,880	0,766	1,07						
0,037	0,129	0,49	0,077	0,185	0,61	0,185	0,289	0,77	0,570	0,543	1,03	0,885	0,770	1,07						
0,038	0,130	0,50	0,078	0,186	0,61	0,190	0,293	0,78	0,580	0,550	1,03	0,890	0,775	1,07						
0,039	0,132	0,50	0,079	0,187	0,61	0,195	0,297	0,78	0,590	0,556	1,03	0,895	0,781	1,07						
0,040	0,134	0,50	0,080	0,188	0,61	0,200	0,301	0,79	0,600	0,562	1,04	0,900	0,786	1,07						

Tabla 39: Parámetros de diseño de la red cloacal

Caudal total [m3/s] 0,00114722
 Coeficiente de mayoracion 2,7
 Caudal de diseño [m3/s] 0,0030975
 Longitud total de la red [m] 3686
 Caudal metrico [(m3/s)/m] 8,4034E-07

COEFICIENTES			
POBLACIÓN SERVIDA	α1	α2	α
500 hab a 3000 hab.	1,40	1,90	2,66
3000 hab a 15.000 hab.	1,40	1,70	2,38
15.000 hab a 30.0000 hab	1,30	1,50	1,95

Tramo	Longitud tramo [m]	Cota terreno aguas arriba	Cota terreno aguas abajo	Pendiente terreno	Intrados aguas arriba	Intrados aguas abajo	Tapada aguas arriba	Tapada aguas abajo	Caudal tramo [m3/s]	Caudal acumulado [m3/s]	Pendiente cañería	Diámetro necesario [m]	Diámetro adoptado [m]	velocidad a sección llena [m/s]	Caudal a seccion llena [m3/s]	Q/QII (ingreso a tabla)	V/VII (de tabla)	V efectiva [m/s]
L7-1	90	16,06	15,89	0,0019	14,86	14,50	1,20	1,39	7,56E-05	7,56E-05	0,004	0,0221	0,1536	0,720	0,013	0,006	0,29	0,21
1-6	90	15,89	15,74	0,0017	14,50	14,14	1,39	1,60	7,56E-05	1,51E-04	0,004	0,0286	0,1536	0,720	0,013	0,011	0,35	0,25
7'-7	70	16,04	15,90	0,0020	14,84	14,56	1,20	1,34	5,88E-05	5,88E-05	0,004	0,0201	0,1536	0,720	0,013	0,004	0,26	0,19
7-6	83,5	15,90	15,74	0,0019	14,56	14,14	1,34	1,60	7,02E-05	1,29E-04	0,005	0,0259	0,1536	0,805	0,015	0,009	0,33	0,27
6-9	120	15,74	15,98	-0,0020	14,14	13,66	1,60	2,32	1,01E-04	3,81E-04	0,004	0,0405	0,1536	0,720	0,013	0,029	0,46	0,33
9-16	120	15,98	15,74	0,0020	13,66	13,18	2,32	2,56	1,01E-04	4,82E-04	0,004	0,0442	0,1536	0,720	0,013	0,036	0,49	0,35
L12-18	60	16,15	15,97	0,0030	14,95	14,53	1,20	1,44	5,04E-05	5,04E-05	0,007	0,0171	0,1536	0,952	0,018	0,003	0,24	0,23
18-16	120	15,97	15,74	0,0019	14,53	13,69	1,44	2,05	1,01E-04	1,51E-04	0,007	0,0258	0,1536	0,952	0,018	0,009	0,33	0,31
16-15	125	15,74	15,51	0,0018	13,18	12,78	2,56	2,73	1,05E-04	7,38E-04	0,0032	0,0541	0,1536	0,644	0,012	0,062	0,57	0,37
15-14	120	15,51	15,27	0,0020	12,78	12,42	2,73	2,85	1,01E-04	8,39E-04	0,003	0,0575	0,1536	0,623	0,012	0,073	0,60	0,37
14-13	120	15,27	15,05	0,0018	12,42	12,06	2,85	2,99	1,01E-04	9,40E-04	0,003	0,0600	0,1536	0,623	0,012	0,081	0,62	0,39
13-12	120	15,05	14,82	0,0019	12,06	11,70	2,99	3,12	1,01E-04	1,04E-03	0,003	0,0623	0,1536	0,623	0,012	0,090	0,63	0,39
12-11	120	14,82	14,59	0,0019	11,70	11,34	3,12	3,25	1,01E-04	1,14E-03	0,003	0,0645	0,1536	0,623	0,012	0,099	0,65	0,41
11-10	120	14,59	14,35	0,0020	11,34	10,98	3,25	3,37	1,01E-04	1,24E-03	0,003	0,0666	0,1536	0,623	0,012	0,108	0,67	0,42
5-4	120	15,05	14,82	0,0019	13,85	13,29	1,20	1,53	1,01E-04	1,01E-04	0,0047	0,0239	0,1536	0,780	0,014	0,007	0,30	0,23
4-3	120	14,82	14,59	0,0019	13,29	12,71	1,53	1,88	1,01E-04	2,02E-04	0,0048	0,0308	0,1536	0,789	0,015	0,014	0,37	0,29
3-2	120	14,59	14,35	0,0020	12,71	12,13	1,88	2,22	1,01E-04	3,03E-04	0,0048	0,0359	0,1536	0,789	0,015	0,021	0,42	0,33
2-8	120	14,35	14,60	-0,0021	12,13	11,56	2,22	3,04	1,01E-04	4,03E-04	0,0048	0,0400	0,1536	0,789	0,015	0,028	0,45	0,35
8-10	120	14,60	14,35	0,0021	11,56	10,98	3,04	3,37	1,01E-04	5,04E-04	0,0048	0,0435	0,1536	0,789	0,015	0,035	0,48	0,38
10-17	120	14,35	14,60	-0,0021	10,98	10,62	3,37	3,98	1,01E-04	1,85E-03	0,003	0,0772	0,1536	0,623	0,012	0,160	0,74	0,46
L1-26	60	14,46	14,56	-0,0017	13,26	13,14	1,20	1,42	5,04E-05	5,04E-05	0,002	0,0216	0,1536	0,509	0,009	0,005	0,28	0,14
26-27	120	14,56	14,79	-0,0019	13,14	12,90	1,42	1,89	1,01E-04	1,51E-04	0,002	0,0326	0,1536	0,509	0,009	0,016	0,39	0,20
27-28	120	14,79	15,03	-0,0020	12,90	12,66	1,89	2,37	1,01E-04	2,52E-04	0,002	0,0395	0,1536	0,509	0,009	0,027	0,45	0,23
28-29	120	15,03	15,25	-0,0018	12,66	12,42	2,37	2,83	1,01E-04	3,53E-04	0,002	0,0448	0,1536	0,509	0,009	0,037	0,49	0,25
L5-29	64	15,36	15,25	0,0017	14,16	13,78	1,20	1,47	5,38E-05	5,38E-05	0,006	0,0180	0,1536	0,882	0,016	0,003	0,24	0,21
29-25	113,5	15,25	15,61	-0,0032	12,42	12,19	2,83	3,42	9,54E-05	5,02E-04	0,002	0,0511	0,1536	0,509	0,009	0,053	0,55	0,28
25-24	60	15,61	15,46	0,0025	12,19	12,07	3,42	3,39	5,04E-05	5,53E-04	0,002	0,0530	0,1536	0,509	0,009	0,059	0,56	0,29
24-23	120	15,46	15,27	0,0016	12,07	11,83	3,39	3,44	1,01E-04	6,53E-04	0,002	0,0564	0,1536	0,509	0,009	0,069	0,59	0,30
23-22	120	15,27	15,05	0,0018	11,83	11,59	3,44	3,46	1,01E-04	7,54E-04	0,002	0,0596	0,1536	0,509	0,009	0,080	0,61	0,31
22-21	120	15,05	14,82	0,0019	11,59	11,35	3,46	3,47	1,01E-04	8,55E-04	0,002	0,0624	0,1536	0,509	0,009	0,091	0,64	0,33
21-20	120	14,82	14,59	0,0019	11,35	11,11	3,47	3,48	1,01E-04	9,56E-04	0,002	0,0651	0,1536	0,509	0,009	0,101	0,65	0,33
20-19	120	14,59	14,35	0,0020	11,11	10,87	3,48	3,48	1,01E-04	1,06E-03	0,002	0,0676	0,1536	0,509	0,009	0,112	0,67	0,34
19-17	125	14,35	14,60	-0,0020	10,87	10,62	3,48	3,98	1,05E-04	1,16E-03	0,002	0,0700	0,1536	0,509	0,009	0,123	0,69	0,35
17-E.E	105	14,6	14,5	0,0010	10,62	10,41	3,98	4,09	8,82E-05	3,10E-03	0,002	0,1012	0,1536	0,509	0,009	0,328	0,90	0,46
3686		0,0030975																

11.4 SUMINISTRO DE AGUA POTABLE

En la Sección 10.3 se indicó que el agua subterránea en el sitio de implantación tiene buenas condiciones de potabilidad. A partir de allí, y considerando que no se conocen a priori las industrias a instalar y a que sus necesidades pueden variar ampliamente, se dispuso la siguiente estrategia de suministro de agua para el Parque Industrial:

- Para el consumo propio, cada industria deberá realizar un pozo y las instalaciones necesarias
- Para el consumo de las zonas comunes (administración, supermercado, centro de negocios, etc.) se proveerá una instalación central con un pozo, sistema de bombeo y tanques de reserva.

El agua potable deberá ser provista para una dotación de alrededor de 25 personas que se encontrarán permanentemente durante el día (ver 4.2.1) más una población itinerante de alrededor de 20 personas.

Para atender a esta población se instalarán tanques elevados aprovechando las estructuras de los edificios de la administración. Para el cálculo de la reserva total diaria (RTD) de cada una de estas se consideró un consumo promedio de:

- 80 litros por persona para personal
- 30 litros por persona para población itinerante
- 3.000 litros para riego

A partir de estos valores se obtuvo que será necesario un volumen diario de agua de 5600 l.

El almacenamiento de estos volúmenes se realizará en tres tanques cilíndricos de acero inoxidable de 2.000 litros. Estos tanques tendrán alimentación superior y se apoyarán sobre los edificios de manera que el fondo de tanque quede a una altura de 12 metros.

Los tanques elevados serán alimentados desde bombas sumergibles. El caudal de bombeo será tal que los tanques sean llenados diariamente en un lapso de 2 horas. Esto resulta en un caudal medio de 0,83 l/s. Suponiendo una velocidad de circulación cercana a 1 m/s, se determina el diámetro del caño de impulsión que alimenta a los tanques: PP PN 25 Φ 32 mm.

La determinación de cada equipo de bombeo se realizó en función del caudal y la altura manométrica a salvar con la calculadora de Xylem. Se consideró una instalación con la bomba a 20 m de profundidad, una altura estática de 15 m (pelo napa mínima a eje de bomba) y una altura de impulsión de 12 m. Las



pérdidas fueron tomadas alrededor de 1 m, considerando 6 codos, una válvula, una te, y una válvula de retención. Con estos datos, resulta suficiente una bomba de 1.5 HP. La bomba seleccionada es una para pozos profundos, tipo Grundfos SP 3 A o similar.

El Plano CT1904-IT-PSS-07 muestra las distintas instalaciones de provisión de agua.

11.5 ENERGÍA Y ALUMBRADO PÚBLICO

11.5.1 Línea de alimentación para los servicios comunes del parque Industrial

Como fue mencionado en la sección 10.1.1, los servicios comunes del parque industrial serán alimentados en baja tensión a través de una subestación eléctrica de transformación desde donde se alimentarán: los edificios de administración y servicios, la planta de tratamiento de desagües cloacales, la planta de tratamiento de residuos, el estacionamiento de camiones, y la iluminación de las calles y camino de acceso (desde la rotonda a la RN 12). Además, se prevé que la empresa distribuidora construya una estación transformadora de 33KV/13.2KV dedicada a las industrias que se instalen. Esto se debe a que se espera un consumo potencial del orden de 315 KVA promedio por empresa, que hace necesario que el suministro se realice en media tensión.

11.5.2 Iluminación

Desde la subestación del parque industrial se iluminarán las calles del mismo, el camino de acceso desde la RN 12 hasta la rotonda de entrada al parque y el estacionamiento de camiones. Para este fin, se seleccionaron columnas del tipo alumbrado público de 10 metros de altura, similares a las utilizadas para la terminal portuaria y el último tramo del camino de acceso (ver Figura 63 de la sección 10.1.2.).

La distancia entre columnas será de 30 metros en las calles y avenidas del parque industrial y en los caminos de acceso; en el caso del estacionamiento de camiones varían es de 25 m. La distribución de luminarias se muestra en el plano CT1904-IT-PSE-01. La distribución de las luminarias en el camino de acceso desde la RN12 y en el estacionamiento de camiones se muestra en los planos CT1904-IT-PSE-02 y 03. Utilizando el programa Dialux Evo y los criterios fijados para el puerto, las Figuras 78 a 80 muestran las distribuciones de la luz en calles y avenidas del Parque Industrial, estacionamiento de camiones, y el camino de acceso.



Figura 78: Distribución lumínica en calles (arriba) y avenidas (abajo) del Parque Industrial

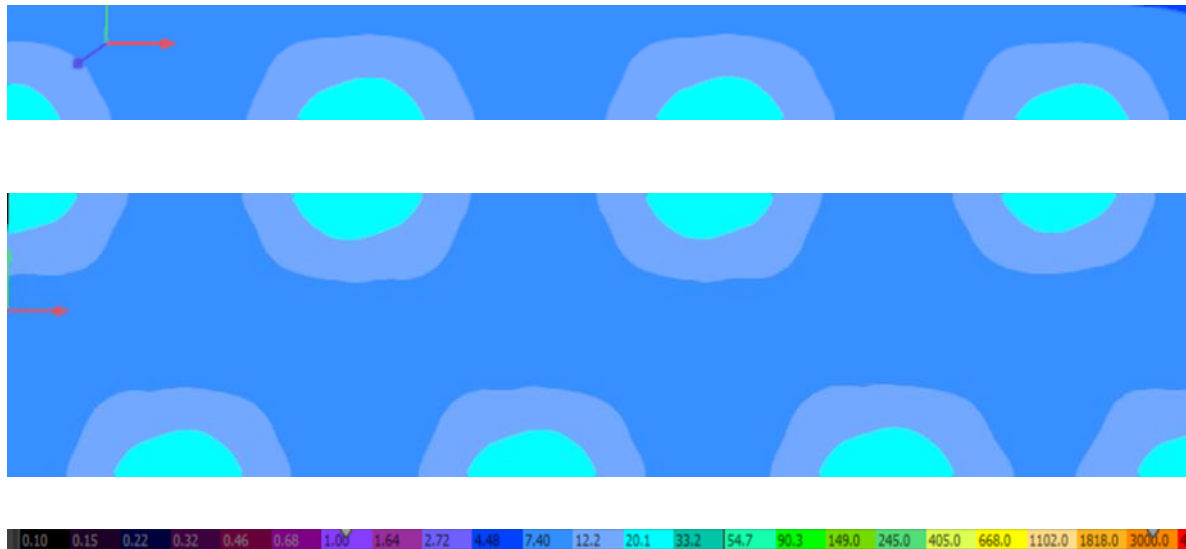


Figura 79 Distribución lumínica en el estacionamiento

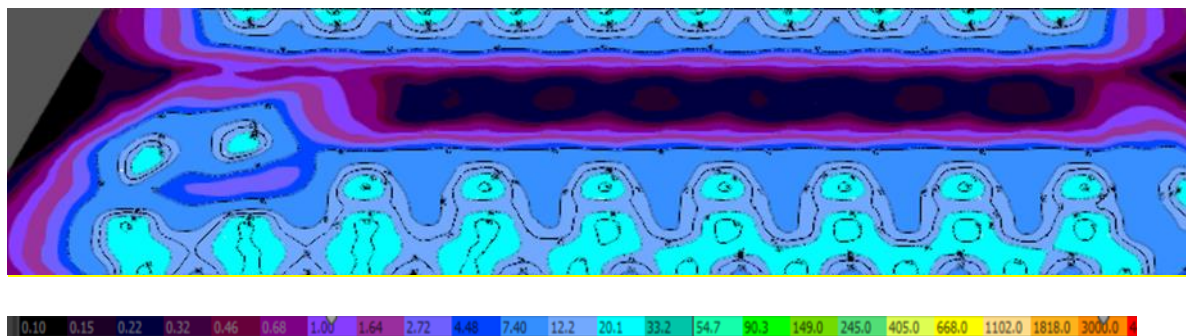


Figura 80: Distribución lumínica en el camino de acceso



11.5.3 Consumos eléctricos alimentados desde el Parque Industrial

La Tabla 40 enumera los distintos consumos y la potencia eléctrica necesaria para las distintas instalaciones.

Tabla 40: Consumos de los equipos eléctricos alimentados desde el parque industrial.

Sector	Consumo (Kw)
Administración:	
Iluminación interior 25 luminarias led de 0.08 kw.	2
Aire acondicionado frio calor:	15
Tomas	20
Varios	10
Auditorio:	
Iluminación interior 25 luminarias led de 0.08 kw.	2
Aire acondicionado frio calor:	15
Tomas	20
Varios	10
Supermercado:	
Iluminación interior 20 luminarias led de 0.08 kw.	1.6
Heladeras	5
Tomas	7
Aire acondicionado frio calor	10
Varios	5
Confitería-cafe	
Iluminación interior 15 luminarias led de 0.08 kw.	1.2
Equipos	7
Aire acondicionado frio calor	8
Varios	3
Banco:	
Iluminación interior 12 luminarias led de 0.08 kw.	0.96
Equipos	3
Aire acondicionado frio calor	8
Varios	2
Enfermería:	
Iluminación interior 6 luminarias led de 0.08 kw.	0.48
Equipos	1.5
Aire acondicionado frio calor	2
Varios	1
Bomberos:	
Iluminación interior 20 luminarias led de 0.08 kw.	1.6
Equipos	10
Aire acondicionado frio calor (oficina)	2
Varios	2
Servicios:	
Calentamiento de agua	60
Bombas extracción de agua	2

Sector	Consumo (Kw)
Planta de tratamiento cloacales	13
Planta de tratamiento de residuos	15
Varios	5
Estacionamiento de camiones:	
Oficina:	
Iluminación interior, exterior y tomas	6
Aire acondicionado	2
Servicios:	
Bomba extracción de agua	1
Calentamiento de agua	10
Iluminación calles del parque industrial:	
302 luminarias de 0.12 Kw c/u	36.24
Iluminación camino de acceso desde RN 12:	
69 luminarias led de 0.12 Kw c/u	8.28
Alimentación planta tratamiento cloacales:	
10 luminarias de 0.12 kw c/u	1.2
Equipos	13
Alimentación planta tratamiento de residuos	
25 luminarias led de 0.08 kw c/u	2
Equipamiento	15
Varios	3
TOTAL KW	568.8
Tomando Cos Fi = 0.8	KVA
	711.0
Se adopta potencia de diseño 1000 Kva	

11.5.4 Dimensionamiento de la subestación transformadora

Como se había indicado más arriba, la subestación que energiza los servicios centrales del Parque Industrial se alimentará con una línea de 33 Kv y estará situada en las cercanías del edificio de administración (ver Plano CT1904-IT-PSE-02).

En la subestación se requerirá la instalación de una celda seccionadora en media tensión con fusibles en 33 Kv de 50 A. Esta celda operará sobre la entrada al transformador, el cual alimentará los consumos de baja tensión (3 x 380 V + N). El transformador de potencia tendrá una relación de transformación $33 \pm 2 / 0,4$ Kv y una potencia de 1000 KVA (1,00 MVA) de acuerdo a los consumos calculados. La celda seccionadora y el transformador serán instalados cerca uno



de otro y bajo techo con paredes de tejido metálico, que permita la circulación de aire, para su refrigeración (ver Plano CT1904-IT-PSE-04).

El transformador será montado sobre perfiles tipo UPN amurados al piso, para permitir su desplazamiento en el caso de mantenimiento y/o reparación.

11.5.5 Tablero general de distribución

La salida en baja tensión del transformador (3 x 380 V +N), alimentará al tablero general de distribución, el cual será el encargado de suministrar la energía eléctrica a los tableros seccionales correspondientes a los diferentes consumos. El Plano CT1904-IT-PSE-05 muestra el esquema unifilar.

11.5.6 Líneas de distribución de energía

A partir del tablero general de energía eléctrica, adyacente a la estación transformadora, se distribuyen líneas de alimentación similarmente a como se especificó para la terminal portuaria: tableros seccionales, cañeros subterráneos, cámaras de paso y derivación. Las líneas que interconectan las columnas de alumbrado serán directamente enterradas en el terreno natural. En el caso de cruce de caminos se harán por medio de cañeros con cámaras de paso en ambos extremos.

Las cámaras de paso y derivación situadas sobre terreno natural y sobre las banquetas de los caminos de acceso serán del tipo prefabricadas (Marca Celottimod DV2 o similar). Aquellas que estén montadas sobre hormigón sobre las que circulen vehículos deberán ser diseñadas y dimensionadas por el contratista encargado de la ingeniería de detalle.

Las cámaras se interconectarán por medio de caños de PVC, extra pesados, de diámetro de 150 mm, Los conductores eléctricos en cañeros y trincheras serán del tipo subterráneo (Sintenax) dimensionados de acuerdo a lo que estipula la Tabla 25 de la Sección 10.1.6..

La Tabla 41 lista las secciones de los distintos conductores.



CIVILTEC CONSULTORES SRL
ESMERALDA 570, 1ER PISO, OF. 1 – 1007 BUENOS AIRES
INFO@CIVILTEC.COM.AR

165

11.6 ANTEPROYECTO BÁSICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTOS DE CLOCALES

11.6.1 Introducción

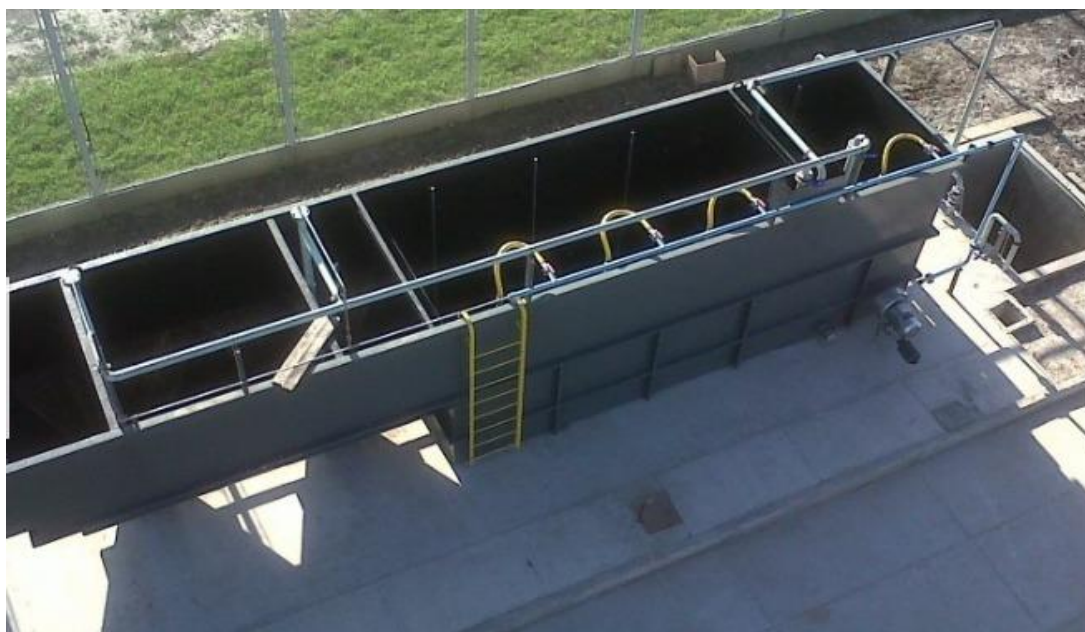
Para efectuar el tratamiento final de efluentes cloacales proveniente de los establecimientos industriales que se recibirán en el extremo final de la red troncal cloacal se analizan tres alternativas de sistemas de tratamiento: Planta de Tratamiento Compacta, Sistema con Cámara Séptica y Filtro Biológico; y Sistema de lagunas (anaeróbicas, facultativas y de depuración). Cada una presenta ventajas y desventajas respecto a las restantes. A continuación se describen las distintas alternativas para manejar los volúmenes y espacios disponibles en el Parque Industrial (270 m³/d).

11.6.2 Comparación de sistemas de tratamiento

11.6.2.1 Planta de Tratamiento Compacto

Con características similares al resto de plantas compactas, la que aquí se analiza consta de una cuba de forma rectangular, en la que se sitúan todos los elementos necesarios para depurar el efluente cloacal. Su condición de “prefabricación” minimiza los tiempos de instalación y los posibles errores que se puedan cometer en obra. Otra de las ventajas es que las mismas funcionan modularmente, es decir, se pueden agregar plantas en paralelo a medida que crezca la demanda. La Figura 81 muestra una planta compacta típica.

Figura 81: Planta Compacta de Tratamiento Cloacal - Vista Superior



Para el emplazamiento de esta planta compacta será necesario la ejecución de una platea de hormigón que sirva de apoyo, y que se extienda hasta al menos un (1) metro del perímetro de la misma.

En esta planta el tratamiento al líquido comienza con el ingreso del mismo a un recipiente denominado reactor biológico. Aquí, como primer tratamiento, el efluente es aireado mediante el accionar de sopladores con la finalidad de elevar la cantidad de oxígeno en la masa de líquido. El segundo paso sucede en la cámara contigua y es la sedimentación, proceso por el cual los sólidos suspendidos decantan al fondo del recipiente. Bajo las tolvas se instalan válvulas de acople rápido posibilitando se puedan conectar por medio de manguera a camión atmosférico para retirar los lodos o bien a recipientes plásticos de almacenamiento para su posterior retiro. Finalmente se pasa al último tratamiento que se produce en la denominada “cámara de contacto”, en donde el líquido es sometido a la desinfección mediante el agregado de hipoclorito de sodio (tratamiento terciario). El tanque de hipoclorito se instala debajo de las tolvas quedando cubiertas de la acción solar y maximizando las áreas de uso. Debido a la existencia del equipamiento de bombeo y de inyección de aire (compresores), es necesario el abastecimiento de energía eléctrica a la unidad, como así también la ejecución de un tablero de control. Si bien este tablero puede adosarse a la planta compacta (ver Figura 82), podría evaluarse la opción de incluirlo en una sala de tableros en conjunto con el tablero que controla la estación elevadora.

Figura 82: Planta Compacta de Tratamiento Cloacal - Vista Lateral



11.6.2.2 Sistema Tratamiento con Cámara Séptica y Filtro Biológico

El método de tratamiento consiste en el ingreso de los líquidos cloacales a una cámara cerrada, en la cual cumplirán con un cierto tiempo de permanencia, en donde las bacterias anaeróbicas presentes se encargaran de consumir parte de la materia biológica existente (proceso secundario). A su vez, en esta etapa se produce el proceso de sedimentación (proceso primario), y transcurrido cierto tiempo, al elevarse el nivel del efluente cloacal en la cámara, se produce el traspaso al filtro biológico solamente de la parte líquida de los residuos.

Ya en la segunda cámara, denominada filtro biológico, y como su nombre lo indica, se somete el líquido a tratar al proceso final de filtración (proceso terciario). Este proceso se materializa con el pasar del líquido por una cama de material rocoso que retiene las impurezas del fluido y, con ellas, la materia biológica que se encuentra adherida a la misma, dando como resultado un efluente final tratado y listo para su deposición en un curso natural.

Este sistema presenta la gran ventaja de la minimización de los mantenimientos, ya que solo requiere el retiro de los lodos acumulados al paso de un año de trabajo. El funcionamiento del sistema es totalmente autónomo, lo que significa otra ventaja frente a una planta de tratamientos compacta. En líneas generales se considera este método como el más recomendable para el tratamiento de bajos caudales de aguas servidas.

Su construcción se realiza en dos cámaras de hormigón armado (cámara séptica y filtro biológico), que se interconectan mediante tubería de PVC. En el Plano CT1904-IT-PSS-08 se observan un diseño típico de cámara séptica para manejar los volúmenes necesarios.

11.6.2.3 Sistema Tratamiento con Lagunas

Las lagunas de tratamiento son “piletas” en las cuales se deposita el efluente a tratar, en donde mediante procesos aerobios y anaerobios se logra obtener un agua residual con menor cantidad de materia orgánica presente.

La construcción de estas lagunas requiere de un estudio minucioso de los efluentes a tratar, ya que es necesario conocer un parámetro denominado “demanda bioquímica de oxígeno” (DBO), valor que representa la cantidad de oxígeno necesario para que las bacterias presentes logren descomponer toda la materia orgánica del residuo cloacal (proceso aerobio). El oxígeno mencionado anteriormente se obtiene del proceso de fotosíntesis de las algas que habitan en estas lagunas. Como estas algas requieren de luz solar para el proceso de liberación de oxígeno, las piletas se deben realizar de poca profundidad,



requiriendo por tanto, una gran superficie para grandes volúmenes de líquido. Si la DBO es mayor que el oxígeno que pueden liberar las algas presentes, se desarrollan procesos anaerobios de tratamiento, los cuales son más lentos y tienen como desventaja la putrefacción del líquido, y por tanto la liberación de malos olores.

Las lagunas suelen construirse en serie y mínimo de a tres, ya que mientras una se encuentre en mantenimiento (remoción de lodos) las otras dos deben seguir tratando el líquido cloacal.

Debido a las condiciones de conformación del terreno (mayoritariamente arenoso), y de la demanda de superficie que presentan estas lagunas, se considera que las mismas no son una alternativa aconsejable para el tratamiento del líquido residual Parque Industrial.

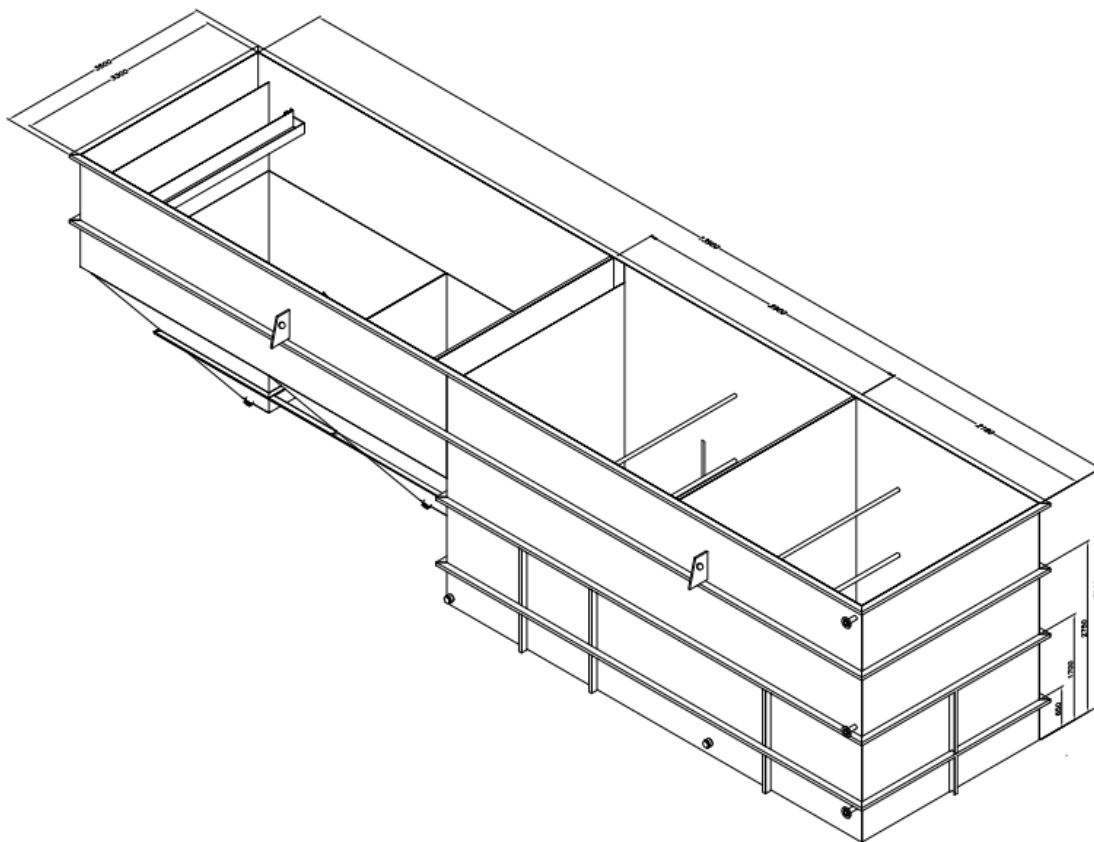
11.6.3 Selección y diseño del sistema de tratamiento

Debido a las ventajas mencionadas más arriba, se considera que el sistema más conveniente para el parque industrial es el de plantas modulares. En realidad este sistema resulta más costoso que el de la cámara séptica, pero tiene una mayor confiabilidad y eficiencia. Hay varias empresas proveedoras en el mercado y sus diseños son aproximadamente similares.

Las características físicas tentativas de la planta compacta se pueden observar en la Figura 83.



Figura 83: Planta Compacta Prediseñada para Caudal medio 100m³/día y Caudal pico 270m³/día



Las dimensiones de la planta para los volúmenes a tratar resultan:

- Largo= 13,50m
- Ancho= 3,50m
- Alto= 3,80m

En caso que se amortigüe el pico de caudal diario a tratar – posible lograrlo con un mayor volumen de almacenamiento del pozo captación de la estación elevadora – las dimensiones se podrían reducir a:

- Largo= 15.30m
- Ancho= 2,60m
- Alto= 2,80m

El equipamiento electromecánico más relevante de éste tipo de Plantas Compactas se compone de:

- 2 bombas elevadoras 10mca 1,5 Kwa c/u
- Sopladores 7 Kva



- 1 bombas dosificadora 90 W
- 1 bomba de recirculación 1,5 Kwa

El costo de una planta de estas características es de aproximadamente U\$S 80.000, incluyendo la construcción de la platea de base.

11.7 ANTEPROYECTO BÁSICO DE PLANTA DE TRATAMIENTO Y RECICLADO DE RESIDUOS

11.7.1 Antecedentes

La principal producción del Departamento de Ituzaingó, como se expresó anteriormente, es la foresto industrial, por lo cual, en el estudio de Prefactibilidad³⁰ se indicó que la potencialidad del Parque Industrial se basaría principalmente en el asentamiento de industrias afines. Los autores de este estudio mencionan que, *“El escenario objetivo previsto para la cadena del sector se basa en un sustantivo salto en la capacidad industrial, multiplicando por ocho la capacidad de procesamiento de aserraderos, manufactura, impregnado y tableros, e incorporando a la cadena una planta de celulosa y 105 MW de capacidad de generación eléctrica con residuos de Biomasa forestal”*. También señalan que sería factible instalar una planta de celulosa, ya que la pulpa extraída necesita ser absorbida por una industria de pasta celulósica, ya que las cantidades de pulpa que se podrían producir exceden las necesidades mínimas para instalar una planta celulósica. Y en este sentido, uno de los supuestos mencionados en el mismo estudio dice: *“Las inversiones en el rubro de las fábricas de pasta celulósica o de papel, consideran el uso de materia prima sin desperdicio ya que los residuos de otros procesos de manufactura como los aserraderos, se pueden reincorporar a estas cadenas de producción”*.

En el estudio antecedente se descartaba la instalación de una pastera y se determinó que los emprendimientos con mayor probabilidad de asentarse eran aserraderos y carpinterías (algunas de la propia Ituzaingó que manifestaron interés en mejorar sus condiciones actuales), aunque se mencionaban otro tipo de emprendimientos (*calzado, equipamiento para tambos, apitoxina, pellets de madera*).

En el caso de radicarse una empresa generadora de subproductos tóxicos o peligrosos, éstos deben ser tratados por cuenta propia y entregar sus residuos previamente tratados (inertes), para que sean incluidos en el proceso de manejo de residuos planteado en el presente Anteproyecto; o en caso de confirmarse el tipo de empresas radicadas en el Nuevo Parque Ituzaingó, se debe tener en

³⁰ Kinleiner M. y otros, 2012, *Estudio de Prefactibilidad para la Construcción del Parque Industrial*, Préstamo BID 1896/OC-AR ESTUDIO 1.EE.569

cuenta cada uno de sus procesos, insumos y subproductos generados para el diseño definitivo de la Planta de tratamiento.

11.7.2 Corrientes de residuos

La incertidumbre sobre el tipo de industrias a instalarse se traslada a una incertidumbre sobre el tipo y cantidad de residuos a esperar. Por lo tanto, como hipótesis de trabajo se considera, en principio, que las empresas serán aserraderos y carpinterías.

De la madera bruta que utilizan los aserraderos sólo se utiliza un porcentaje mínimo. El perfil de este tipo de empresas y cómo tratan sus residuos queda de manifiesto a través del Censo Foresto-Industrial 2005³¹. Éste indica que en la Provincia, sólo 23 aserraderos (10% del total) venden los residuos, mientras la mayoría lo deshecha o quema. El mismo censo estima que el consumo de materia prima de los aserraderos que venden sus residuos es de 52.380 toneladas/mes, mientras que los que queman o desechan consumen un estimado de 85.561 ton/mes de materia prima. Esto sucedería porque sólo el 4% de los aserraderos cuenta con descortezadoras. Es decir, hay una muy ineficiente utilización de la madera y una casi nula reutilización de los residuos. Debe tenerse en cuenta que del procesamiento de los rollizos en un aserradero, las cortezas tienen usos muy limitados, por lo que se queman. También se desperdicia una gran proporción de astillas sin corteza. En toda la Provincia se desperdiciaban al momento del censo 329.000 toneladas de astillas sin corteza y 154.000 toneladas de corteza y aserrín por año.

En consecuencia, los subproductos esperados de las industrias instaladas en el parque industrial serán residuos del procesamiento mecánico de la madera (aserrín, cortezas y costaneros). Los mismos tienen un potencial valor de mercado para venta y uso en diferentes procesos industriales, así como un alto valor de combustión.

El Censo Nacional de Aserraderos (2018) dice: *“Aunque no todos los aserraderos cuantifican los subproductos generados durante el proceso, se pudo recopilar información sobre cuál es el destino que le asignan las empresas forestales a los mismos (Tabla 42). La viruta es generada por moldureros, machimbradoras y cepilladoras, y sólo el 57% de los aserraderos tienen este tipo de máquinas”*³².

³¹ Secretaría de Planeamiento, 2005. *Censo Foresto-Industrial 2005 de la Provincia de Corrientes*. Ministerio de Producción, Trabajo y Turismo. Informe técnico, Corrientes.

³² Petri G, y otros. 2018. *Censo Nacional de Aserraderos*, Informe del Relevamiento Censal en la Provincia de Corrientes. Ministerio de Agroindustria. Buenos Aires.



Tabla 42: Destinos de los subproductos

Destino	Subproductos			
	Costaneros	Tacos	Aserrín	Viruta
Quema o desecha	15%	14%	22%	13%
Energía propia	4%	4%	3%	3%
Reprocesa	6%	3%	1%	1%
Venden	22%	7%	7%	13%
No contestan	53%	72%	67%	70%
Total	100%	100%	100%	100%

Asumiendo que los que no contestaron se distribuyen de manera proporcional entre las distintas alternativas, los porcentajes de utilización quedarían como se indica en la Tabla 43.

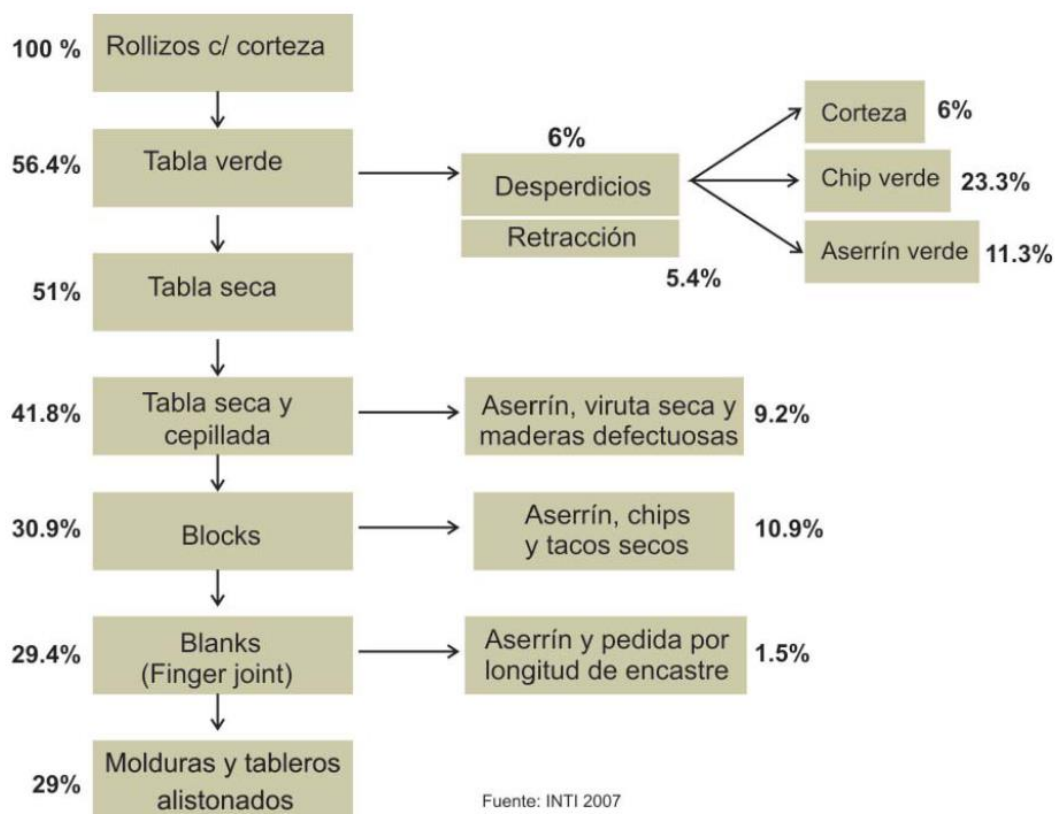
Tabla 43: Destinos de los subproductos modificados

Destino	Subproductos			
	Costaneros	Tacos	Aserrín	Viruta
Quema o desecha	32%	50%	67%	43%
Energía propia	9%	14%	9%	10%
Reprocesa	13%	11%	3%	3%
Venden	47%	25%	21%	43%
Total	100%	100%	100%	100%

La Figura 84 muestra el radio producto-residuo del procesamiento de los productos forestales en Argentina³³. Esta figura reafirma las informaciones sobre el bajo aprovechamiento de la madera.

³³ INTI (2007) en Dr. Usasuf A. y J. Hilbert, 2012. *El Uso de la Biomasa de Origen Forestal con Destino a Bioenergía en Argentina*. INTA, Año1 No2, ISSN 2250-8481.

Figura 84: Radio Producto–Residuo en Argentina



El estudio de Prefactibilidad menciona que en Ituzaingó, los residuos de los aserraderos se acumulan y queman, generando contaminación y riesgos de incendio.

Además de los residuos de madera, estas fábricas generarán otras corrientes de residuos:

- Domésticos orgánicos (provenientes de cocina)
- Inertes
- Metales (sierras, cuchillas, limaduras, fresas, etc.)
- Peligrosos (trapos con aceite)
- Plásticos
- Papel y cartón
- Vidrio
- Efluentes oleosos
- Otros efluentes
- Otros

Todos estos flujos son menores comparados con los provenientes de la madera. Sin mayores datos sobre las producciones de los distintos tipos de residuos para

estas industrias, se aproximaron los volúmenes a producir a través de tres procedimientos: a) para los residuos de madera se aplicaron los porcentajes históricos que fueron analizados y determinados por la Provincia de Corrientes, b) para los orgánicos, se aplicaron las tasas de producción y la clasificación de los residuos sólidos urbanos, y c) para las otras corrientes de residuos industriales, se aplicó el modelo Invent.

11.7.2.1 Corrientes de residuos de madera

Para calcular los volúmenes de costaneros, tacos, aserrín y virutas se recurrió al estudio de un aserradero tipo de Corrientes³⁴. Este aserradero tiene las características transcritas en la Tabla 44.

Tabla 44: Características del aserradero tipo

Sectores	Superficies (m2)
Área Terreno	6080
Galpón	240
Área Materia prima	450
Área residuos	400
Área Producto terminado	200
Área edificada	317
Proceso Materia prima/Subproducto	
Materia prima	90 t/día
Stock	120 t
Capacidad de almacenamiento	540 t
Producción	36 t/día
Residuo	54 t/día

En el Parque Industrial se tienen 52 ha disponibles para las empresas procesadoras. De ellas, se asume que 44 ha (85%) estará afectada al procesamiento primario de rollizos. Esto equivaldría a 72 aserraderos tipo. Por lo tanto, los residuos esperables del Parque ascenderían a 3.907 t/día. Este número presupone que ninguna de estas industrias reutilizará los subproductos, los que se podrían destinar a su reciclado.

11.7.2.2 Corrientes de residuos no industriales

Estos residuos son generados principalmente a través de las cocinas y oficinas y se puede estimar, como en el caso de los residuos urbanos, en relación a la población, con la salvedad de que en este caso la población no sería estable y que también existe una afluencia de población itinerante.

³⁴ Dirección de Parques, áreas industriales y bionergía, s/f, *Premisas para Planta de Aserradero Tipo en Santa Rosa*, Ministerio de Producción, Trabajo y Turismo de Corrientes.

La población a servir fue estudiada más arriba en la Sección 11.3.2, dedicada al diseño de la red cloacal. Allí se mencionaba una cantidad de 957 personas a la que había que sumar alrededor de 110 adicionales por día entre camioneros y proveedores, vendedores, importadores/exportadores, y otros ocasionales.

La producción per cápita de residuos de la Provincia de Corrientes es de alrededor de 0,87 Kg/persona/día³⁵. Pero como la población no es estable, se asume que sólo generará el 50% de esa cantidad. Entonces para una producción per cápita de 0.435 kg/persona/día y una población de 1067 personas se determina la composición de esos residuos para un total de 0.464 t/día, como muestra la Tabla 45. La composición de las fracciones del residuo fue tomada del estudio de GTZ (2004)³⁶.

³⁵ De Luca M. y N. Georgi. 2015. *Pensar para el Futuro, Plan de Infraestructura*, Cámara de la Construcción, Buenos Aires.

³⁶ Blanco, Daniel E. (2004). *Estudio de caracterización de Residuos*. GTZ, Informe Técnico. Rosario



Tabla 45. Composición de los residuos sólidos urbanos por fracciones de materiales (Fuente: Estudio de GTZ (2004))

Fracciones de materiales	Composición (% de la pesada)	Generación (Kg/día)
Residuos finos	11,08	51.43
Metales ferrosos	1,51	7.01
Metales no ferrosos		
<i>Latas de aluminio</i>	0,20	0.93
<i>Otros Metales no ferrosos</i>	0,06	0.28
Papel/Cartón/Embalajes		
<i>Cartón, embalajes</i>	2,19	10.16
<i>Papel</i>	9,79	45.44
Vidrios		
<i>Botellas</i>	2,35	10.91
<i>Otros vidrios</i>	1,56	7.24
Plásticos		
<i>Botellas</i>	1,94	9.00
<i>Otros plásticos</i>	10,97	50.92
Residuos orgánicos	44,10	204.69
Textiles	2,07	9.61
Minerales	0,42	1.95
Materiales combinados	1,43	6.64
Residuos especiales	0,19	0.88
Pañales, apósitos femeninos	6,16	28.59
Otros residuos	1,19	5.52
Líquido	2,81	13.04
Total	100	464.15
Materiales reciclables	36,72	170.43

11.7.2.3 Corrientes de residuos industriales

Para la estimación de estos volúmenes de residuos se recurrió al modelo Invent desarrollado por el BIRF - Banco Interamericano de Reconstrucción y Fomento (Dagh Watson SpA y Ashact Limited según Benavides et al., 1994)³⁷. El INVENT es un modelo predictivo de generación de residuos industriales que también puede ser utilizado como instrumento de gestión regional o por tipo de actividad industrial. El programa consta de dos bases de datos:

- la denominada WASTE, que presenta informaciones individuales, codificadas, de cada uno de los grupos industriales relevados. Básicamente contiene información sobre la actividad industrial, el número total de empleados de la industria, y los nombres, tipos y cantidades de residuos industriales que generados.
- la denominada PRESENCIA INDUSTRIAL, que debe ser completada por el usuario, y que permite introducir al programa la información referida a las industrias de la región de interés, agrupadas y clasificadas por áreas geográficas y por actividad industrial (codificadas según la Clasificación Internacional Industrial Unificada – CIIU - de las Naciones Unidas).

Para cada actividad industrial, El INVENT obtiene de la base de datos WASTE, un índice de generación de residuos promedio por tipo de residuo. Si bien la aplicación del modelo admite diversas configuraciones de datos de entrada, dada la escasa información existente y el objeto del estudio (realizar un diagnóstico), se utilizó la configuración de los datos de entrada más sencilla que permite el modelo, es decir, el número de industrias clasificadas por tipo y número de empleos por industria y por tipo. Los índices de la base WASTE proporcionan la cantidad de cada tipo de residuo generado por trabajador de cada grupo industrial).

Estos índices son multiplicados por el número total de trabajadores ocupados por cada grupo industrial, datos que son almacenados en la base de datos de PRESENCIA INDUSTRIAL. Los resultados de estos productos brindan la generación de residuos por áreas geográficas y por tipo de residuo para cada actividad industrial. Los datos extraídos del programa sirven de guía y brindan órdenes de magnitud de los volúmenes que se consideran válidos para la evaluación global de la gestión de los residuos.

Las actividades de interés especificadas en el programa incluyen específicamente aserraderos, carpinterías, cajones, durmientes, y otras

³⁷ Dagh Watson SpA y Ashact Limited en: Benavides Livia, Jorge Villena, y Percy Iribarren (1994). Informe de Validación del Invent. CEPIS, Informe Técnico. Lima, Perú.

relacionadas. El total de estos residuos suman 117,4 t/día, de los cuales 35 t/día son residuos sólidos y el resto efluentes (ver Tabla 46).

Ahora bien, de esas 35 t se deben descontar 7 t/día, debido a que incluyen aserrín (ya considerado en la corriente de los residuos de madera, 4 t/día) y urbanos no industriales (3 t/día también considerados en el apartado anterior). En consecuencia, el total resultante a disponer es de 28 t/día de residuos industriales.

Tabla 46. Composición de las corrientes de residuos según Invent

#	Clasificación	ton/año	Residuos
1	efluentes	25.454	WASTEWATER FROM PAINT SPRAY BOOTH
2	efluentes	150	WASTEWATER FROM PAINT SPRAY BOOTH FOR WOOD
3	efluentes	90	WATER FROM STEAM CONDITIONING OF WOOD
4	efluentes	170	WASH WATER CONTAINING METALS
5	efluentes	3.963	WASH WATER FROM GLUING PLANT
6	efluentes	12	WASH WATER FROM PLASTERING PLANT
7	inerte	12	EXHAUSTED ACTIVATED CARBON
8	plastico	8.696	MELAMINE COATED PAPER
9	cartón	34	CARDBOARD
10	metal	262	CONTAINERS WITH PAINT RESIDUE
11	barro	932	SLUDGE FROM PAINT SPRAY BOOTH
12	barro	110	DEWATERED SLUDGE FROM FILTERPRESS
13	efluentes	101	USED OIL
14	polvo	300	WASTEWATER TREATMENT POWDER FROM PAINT SPRAY BOOTH
15	metal	10	POWDER FROM GRINDING
16	RSU	959	URBANLIKE INDUSTRIAL WASTE
17	aserrín	1.445	DIRTY SAWDUST
18	efluentes	10	SOLVENTS AND PAINTS
19	efluentes	156	USED SOLVENTS
		12.759,63	residuos sólidos
		34,96	t/día

Los resultados del modelo Invent no son aplicables directamente al caso de Ituzaingó. Por ejemplo, resulta llamativa la cantidad de desechos de pintura y la de melanina, que claramente responden a promedios de industrias que elaboran tableros, y muebles. Pero sin una definición clara de las fábricas a instalarse, estos números son una buena orientación para el dimensionamiento de la planta de reciclado de residuos.

11.7.2.4 Consolidación de las corrientes de residuos

Aquí corresponde sumar los componentes de residuos provenientes de las tres fuentes para unificar sus destinos y tratamientos. La Tabla 47 resume este procesamiento.



Tabla 47. Corrientes principales de residuos (toneladas/día)

Corrientes de residuos	Urbanos		Industriales		Madereras	Totales
	%	t/d	%	t/d	t/d	Tn/D
Madera	0	-		-	54.0	54.00
Papel y cartón	11.98	0.06	0.003	0.09	-	0.15
Metales	1.77	0.01	0.03	0.74	-	0.75
Vidrios	3.91	0.02	-	-	-	0.02
Plásticos	12.91	0.06	0.84	23.82	-	23.88
Orgánicos	44.1	0.20	-	-	-	0.20
Especiales	6.35	0.03	-	-	-	0.03
Otros	18.98	0.09	0.13	3.71	-	3.83
TOTAL		0.46		28.37		82.83

11.7.3 Estrategia de tratamiento y disposición de residuos sólidos

Las corrientes de residuos implican volúmenes muy dispares. Hay dos valores muy llamativos. El primero es el volumen de residuos de madera que, en verdad, tienen un alto valor, ya sea energético o como insumo para otras industrias afines (por ejemplo, fabricación de tableros). El segundo valor llamativo, que evidentemente esconde una distorsión del modelo Invent – desarrollado para países más desarrollados – es el alto volumen de residuos plásticos. Estos volúmenes sólo se obtendrían si se instalara una fábrica de tableros. El resto de los residuos aparecen en cantidades muy bajas.

Por lo antedicho, y en vista del auge de diversas tecnologías de aprovechamiento de biomasa para la generación de energía, se considera que los “residuos” de la madera son en realidad materia prima y que deben estar destinados a una industria específica que se podría instalar en el Parque. Consecuentemente, esta corriente no tendría sentido incluirla en la planta de reciclado de residuos. Las políticas de manejo del Parque Industrial deberían favorecer la instalación de dicha planta.

Por otro lado, una estrategia clave para el Parque Industrial, puerto y área administrativa será la separación en origen de las corrientes de residuos principales. Esto tiene especial sentido porque las distancias entre la generación, tratamiento y disposición son muy cortas (dentro del mismo predio). En general, la separación en origen tiene un costo alto porque para su recolección se debe implementar un servicio de recolección adicional al de los residuos orgánicos. Pero en este caso, la cercanía y relativa pequeña escala (comparada con un centro urbano), permiten implementar esta separación y su posterior traslado al centro de reciclado.

Las corrientes separables serían: plásticos, vidrios, metales, papel y cartón, y orgánicos. De estos, el papel y cartón seco podría agregarse a la corriente de los productos de la madera enviándolos a la planta de energía a partir de la biomasa que eventualmente se instale en el predio. Ese mismo destino podría



tener los residuos de poda, que no se han mencionado anteriormente y que provendrían del mantenimiento de los jardines del Parque Industrial.

El volumen de plástico previsto por Invent, como se mencionó, estaría muy sobredimensionado, a menos que se instale una fábrica importante de tableros. En el caso de instalación de una fábrica que produzca cuantiosos desechos de plásticos, esa misma fábrica debería hacerse cargo de su reciclado que normalmente involucra limpieza y trituración, y moldeado por extrusión (para obtener perfiles para su utilización en construcción u otros, como sustitutos de la madera o metales). Por lo tanto, se elimina de los volúmenes calculados las 23.78 t/d de plásticos industriales (no así los plásticos incluidos en la corriente de lo no industriales y que suman 0.1 t/d).

Además, también se descartaron los residuos de madera por que se prevé que será materia prima para una empresa que se instale en el Parque Industrial y que procese la biomasa para generación de energía (hay empresas que, al momento de la elaboración de este informe, han demostrado un serio interés).

Por lo tanto la cantidad de residuos por mes que llegaran a la planta de disposición final, estará compuesta por el total de residuos urbanos no industriales, los residuos especiales y los residuos denominados “otros” de ambas corrientes. Estos últimos contienen textiles, recipientes metálicos, papel aluminio, poliestireno y materiales combinados, como tetrapack. También se tuvo en cuenta los residuos de papel y cartón en caso de que se puedan recuperar como reciclado y no se tome la decisión de incorporarlos a la biomasa. En la Tabla 48 se muestran las cantidades finales a disponer en la planta de residuos.

Tabla 48. Cantidades de residuos a tratar en la planta

CARACTERIZACIÓN	TOTALES		
	Ton/D	Kg/D	Kg/mes
Papel y cartón	0.149	149.2	4,476.6
Metales	0.752	752.4	22,573.0
Vidrios	0.018	18.0	539.6
Plásticos	0.1	59.0	1,770.0
Orgánicos	0.203	202.9	6,085.8
Especiales	0.029	29.2	876.3
Residuos especiales			
Pañales, apósitos femeninos			
Otros	3.71	3,710.0	111,300.0
Recipientes metálicos	31.1%		
Textiles	14.6%		
Minerales y residuos finos	0.42%		
Materiales combinados	41.13%		
Efluentes	12.8%		
TOTAL	4.43	4,430.2	132,907.5

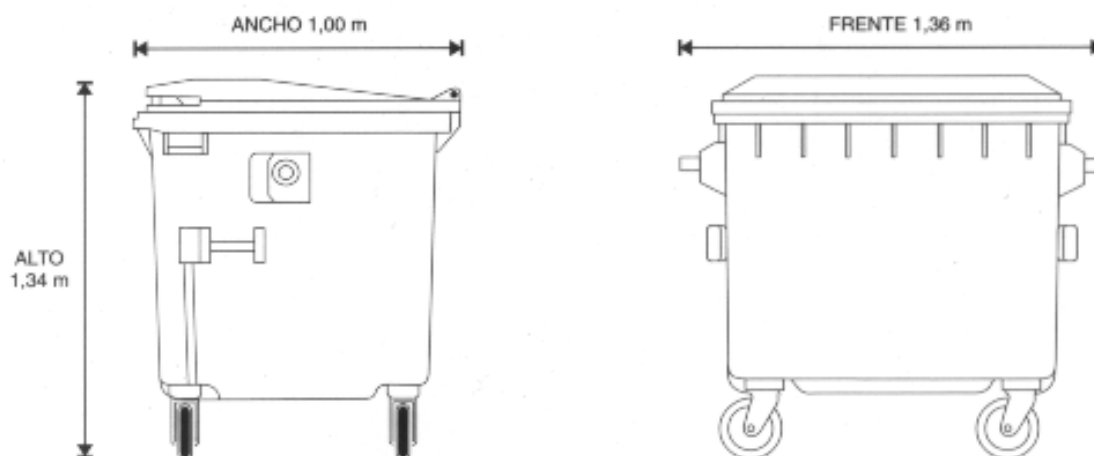


Es importante mencionar que dentro del tipo de residuo llamado “Otros” existe un 12.8% de efluentes, de los cuales el 2.81% corresponde a urbanos y el resto a industriales. Estos últimos incluyen, residuos de pinturas y spray que hayan quedado en los recipientes, así como lixiviados, entre otros. Estos efluentes recibirán un tratamiento que se comenta en el siguiente apartado.

También se debe aclarar que los “Minerales y residuos finos” incluidos en “Otros” y que suman 0.42%, se consideran inertes. En el caso de limaduras minerales se prevé que cada industria los acopie y entregue en recipientes separados a la Planta de Tratamiento y Reciclado, donde serán almacenados junto con los metales, como se describe más abajo. El resto, constituido fundamentalmente por polvo, podrá ser dispuesto libremente.

Los bajos volúmenes de vidrios y metales como sierras, cortadoras, lijas y otros elementos metálicos usados en la industria forestal, no justifican su tratamiento in situ. En consecuencia, resulta más conveniente su acopio hasta alcanzar un volumen suficiente que amerite su traslado a alguna empresa de reciclado. Para el acopio temporal, se propone acondicionar en la planta de reciclaje, catorce contenedores plásticos de 1m³, para facilitar su manipulación. En la Figura 85 se muestra un contenedor tipo y sus dimensiones

Figura 85: Contenedor plástico de 1 m³



Dos de los catorce contenedores serán destinados para el acopio de vidrio. Estos contenedores deberán responder a especificaciones de seguridad como color, señales que lo identifiquen y carga lateral; en este mismo sentido, los residuos especiales estarán dispuestos en un contenedor característico. Para el almacenamiento de los residuos especiales se propone instalar un contenedor con una capacidad de 600 L (86 frente x 62 fondo x 110 alto cm). En la Figura 86 se muestran modelos de estos contenedores.

Figura 86: Contenedores de vidrio (izq.) y especiales (der.)



Como se mencionó anteriormente los residuos separados se acopiarán en la planta de residuos y se almacenarán hasta que puedan ser trasladados por un comprador o interesado en reutilizarlos como materia prima.

Con los contenedores se resuelve el acopio de vidrios y metales. Para el resto de las fracciones (papel y cartón, plástico, recipientes metálicos, textiles y materiales combinados) también se opta por el acopio temporal en la planta y su posterior transporte a una planta recicladora o tratadora. Ahora bien, para reducir al máximo su volumen y facilitar el manejo y disposición en la planta la opción más limpia y práctica es la compactación. Los fardos resultantes, cada uno de materiales compatibles entre sí, se pueden apilar en un lugar seco y aireado. Para ello se optó por incorporar una prensa compactadora vertical pequeña.

Este tipo de prensas permite compactar residuos de papel, cartón, latas, filtros, plástico, textil, HDPE, PET, FILM; en la Figura 87 se muestra un ejemplo de esta maquinaria y sus características.

Figura 87: Prensa compactadora horizontal (Fuente: CAPIAL)³⁸



CON UN CANASTO O DOS CANASTOS GIRATORIOS

Estructura en perfiles de H°

IMPORTANTE: Dos (2) Cilindros hidráulicos. Trabajando en paralelo
(Dando Mayor estabilidad horizontal a la placa compactadora)

Expulsor mecánico de Fardo

- **Seguridad:** Puerta abierta equipo detenido
- **Tamaño de la máquina:** 1510 x 1600 x 3850 mm.
- **Peso de la máquina:** 2400 Kg.
- **Tamaño del fardo:** 1100 x 900 x 1000 mm. (Esta última medida, la Altura, Única Regulable)
- **Peso del fardo en Papel:** 400/450 Kg. Aprox.
- **Peso del fardo en Cartón:** 380 / 410 Kg. Aprox.
- **Peso del fardo en Pet:** 170 / 185 Kg. Aprox.
- **Peso del fardo en Polietileno:** 200 / 250 Kg. Aprox.
- **Peso del fardo en Lana Sucia:** 500 Kg. Aprox.
- **Motor Eléctrico Blindado Trifásico:** 12,5 HP.
- **Cilindro Doble Efecto:** Son Dos (2) Cilindros Hidráulicos de 5 " de Ø, c/u
- Potencia 38 Tn. Regulable. Controlado por Manómetro
- Tiempo del ciclo: 65"

El equipo puede ser modificado sin previo aviso.

Con el fin de estimar los volúmenes de almacenamiento para su disposición en la planta, se estableció la densidad de los residuos que serán compactados haciendo uso de las especificaciones del proveedor, para el cual un fardo tiene un volumen de 0.9 m³, con esta información y el peso de cada fardo por tipo de residuo, se determinó el número de fardos por mes que serán dispuestos en la planta. En la Tabla 49 se muestran los resultados.

³⁸ <http://capialmaquinas.com/>

Tabla 49. Número de fardos

Residuos Compactados	Totales		Densidad		Volumen	Número de fardos	
	Kg/D	Kg/mes	kg/m ³	M ³ /D	M ³ /MES	Día	Mes
Papel y cartón	149.2	4,476.6	367	0.41	12.2	0.41	13
Plásticos	59.0	1,770.0	170	0.35	10.4	0.4	11
Otros	3,219.5	96,586.1	312	10.31	309.2	10.4	(312*0.5)
TOTAL	3,427.8	10,2832.8			331.8	11.2	180

Como se observa en la tabla anterior, el número de fardos correspondiente a los residuos “Otros” es el más alto consecuente de la cantidad estimada para residuos industriales proveniente del modelo Invent. Precautoriamente, se adopta un volumen del 50% de lo estimado por este modelo. De superarse estas cantidad podrá aumentarse el número o capacidad de compactadoras y aumentar la frecuencia de retiro de los fardos. En la planta de residuos, a nivel de anteproyecto básico, se precisará un área para almacenar 184 fardos de 1 m³.

11.7.4 Estrategia de tratamiento y disposición de residuos orgánicos

Para tratar y disponer los residuos orgánicos, en ausencia de un servicio municipal, se cuenta con tres alternativas clásicas: el relleno sanitario, el compostaje, la biodigestión y la incineración.

Ahora bien, los bajos volúmenes que se esperan manipular previenen contra la opción de rellenos sanitarios que son más convenientes para grandes poblaciones. El relleno sanitario consta de una excavación impermeabilizada con distintos materiales, normalmente, un metro de arcilla, y varias capas de geomembranas. También debe contar con una recolección de lixiviados, y un sistema de venteo de gases. Durante la operación, se debe contar con suelos cohesivos para realizar tapadas de residuos regulares. Y los lixiviados deben ser recogidos y tratados. La atención permanente de estas instalaciones obligaría a generar una estructura organizativa y de operación desproporcionada con el objeto del emprendimiento.

Otra de las alternativas que se descartan rápidamente es la de incineración. La misma puede realizarse de manera ambientalmente aceptable si se incluyen etapas de lavado de gases. Estos incineradores pueden ser utilizados para la generación de energía. Si bien tiene estas ventajas, es una solución que para ser rentable requiere el procesamiento de un volumen muy importante de residuos, ya que el costo de inversión es el más alto entre todas las tecnologías existentes. El alto volumen de residuos, que además debe cumplir con ciertas condiciones, por ejemplo, humedad máxima, permite equilibrar la ecuación económica con una generación de electricidad importante. En el caso de

Ituzaingó no se estarían alcanzando las condiciones mínimas para que esta tecnología sea viable.

La Tabla 50 presenta un cuadro comparativo para las dos alternativas mencionadas remanentes para el tratamiento de residuos sólidos orgánicos: la biodigestión y el compostaje.

Tabla 50. Cuadro comparativo de Alternativas

Características	Biodigestión Anaerobia	Compost
Área requerida	Menor uso del suelo	Mayor demanda de área cubierta
Subproductos	Biogas Fertilizante liquido inerte	Fertilizante sólido inerte
Periodo de obtención de subproducto	Días	Meses
Mano de obra	Menor mano de obra calificada	Mayor mano de obra calificada
Requerimientos de infraestructura	Planta compacta con posibilidad de ampliación	Terreno cubierto, Suelo impermeabilizado
Inversión inicial	Alta	Alta
Mantenimiento	Anual (purga del biodigestor)	Diario (movimiento de pilas)
Tipo de proceso	Anaerobio	Aerobio
Desventajas del proceso	La eficiencia es directamente proporcional a la carga de residuos	Existe posibilidad de que el compost no se produzca por exceso de humedad (generación de hongos)

Evidentemente, el compostaje requiere una atención permanente, que es su principal desventaja. Asimismo, la humedad puede actuar en contra de su eficiencia. En un clima como el de Ituzaingó, la instalación para el compostaje debería estar cubierta. Como ventaja, el compostaje requiere un menor costo de inversión inicial. Sin embargo, la inversión en un biodigestor es perfectamente aceptable en comparación con el costo de la inversión total. En consecuencia, se adopta la solución con biodigestor como la más conveniente.

Los residuos orgánicos que se contempla tratar provienen de alimentos, cocina, cafetería y afines. Si bien la biodigestión está enfocado a la producción de biogás, es una alternativa limpia para tratamiento y disminución de residuos orgánicos.

Esta alternativa no solo permite el tratamiento y disposición de los residuos orgánicos, también se puede aprovechar sus subproductos líquidos y gaseosos,

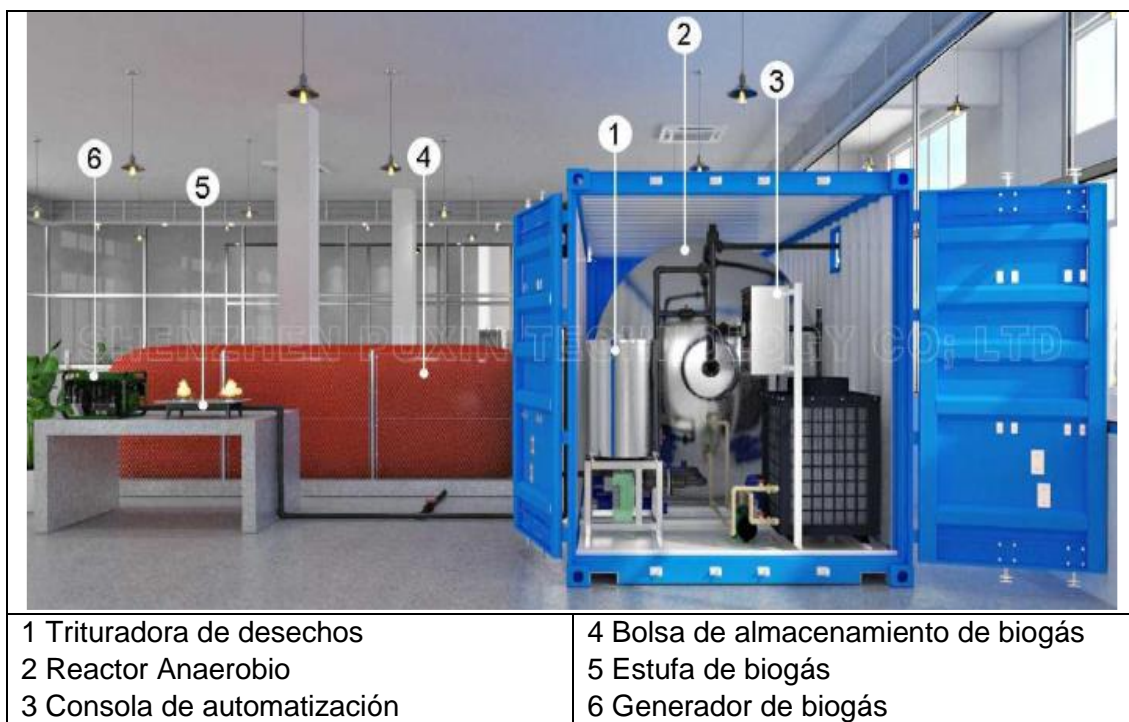


el primero como abono orgánico neutralizado y el segundo para combustión o conversión de energía,

Cabe destacar la existencia de un marco jurídico propicio para acompañar el uso del biogás como recurso energético. Argentina comienza interesarse en el biogás como energía alternativa con proyectos como “Energías Renovables en Mercados Rurales” (PERMER/1999) y el “programa Nacional de Bioenergía” que intentaron e intentarán posicionar el biogás dentro de los hogares argentinos. A estos se le suma el programa GENREN y el PROSAP (Programa de Servicios Agrícolas Provinciales).

Si bien el volumen de gas a generar no será suficiente para autoabastecer al biodigestor, podrá ser utilizado para cubrir parcialmente las necesidades de calefacción o cocina. La Figura 88, muestra un esquema de instalación de una planta de biocombustión de residuos sólidos con aprovechamiento de biogás.

Figura 88: Planta de Biodigestión (Fuente, GEA SUSTENTABLE + ENERBAS)



En el caso particular de que el biogás sea usado para generar electricidad, se requiere motores de combustión interna instalados en la planta de biogás. Estos motores funcionan con el gas generado por la digestión anaeróbica y se alimentan del biogás directamente del digestor o de un gasómetro externo.

La digestión anaerobia es el proceso biológico en que la materia orgánica, en ausencia de oxígeno y por medio de la acción de un grupo de bacterias específicas, se descompone formando dos productos con valor agregado,

“biogás” y líquido “fertilizante”. El biogás es una fuente de energía renovable compuesta principalmente por metano y dióxido de carbono, ambos generados a partir de la biodegradación de la materia orgánica en ausencia de oxígeno. Contiene una gran cantidad de energía y es capaz de regenerarse por medios naturales.

Este tipo de tecnología no tiene muchas limitaciones que determinen una vida útil. Para el aprovechamiento del biogás en forma de energía, en Argentina existen empresas que han incursionado en la instalación y comercialización de biodigestores para tratamiento y disposición de residuos agrícolas, porcícolas y pecuarios (GEA Sustentable, HomeBiogas). La Tabla 51 presenta los parámetros de uno de los proveedores, que facilita la selección de la capacidad de biodigestor necesario de acuerdo al tipo y cantidad de residuo.

Tabla 51. Modelo de planta requerida (Fuente: GEA Sustentable) 39

Modelo de Planta	1.2 m ³	3.4 m ³	15 m ³	66 m ³	260 m ³	1380 m ³
Tipo de Recurso						
Residuos Alimenticios (kg/d)	6.25	25	187.5	625	2500	10000
Purín de Cerdo (kg/d)	11.115	44	333	1112	4446	17784
Excremento Vacuno y Equino (kg/d)	15	60	450	1500	6000	24000
Excremento Aviar (kg/d)	6.67	27	200	667	2668	10672
Excremento Humano (kg/d)	8.325	33	250	833	3330	13320
Poda y Vegetales (kg/d)	16.25	65	488	1625	6500	26000
Producción de Biogas (m ³ /d)	0.5	2	15	50	200	800
Generación Eléctrica (kwh/d)	0.75	3	22.5	75	300	1200

De la información técnica consultada a uno de los proveedores, se sabe que: “Para ser usado en una hornalla común se le debe quitar la válvula reductora de presión a la hornalla, luego de 2-4 semanas de la instalación, empieza a producir gas. La producción de gas es continua siempre y cuando se alimente el sistema, con residuos. Para activar el sistema se necesitan 35 kg de estiércol fresco de algún animal herbívoro tales como vacas, ovejas, cabras, caballos o cerdos.

³⁹ info@enerbas.com.ar // www.geasustentable.com.ar

Adicionalmente se debe llenar el tanque con agua hasta su capacidad máxima. Una vez que está operando, se debe agregar un litro de agua por cada litro de desecho agregado. El sistema es compatible con aguas grises. El mantenimiento consiste en reemplazar el filtro de gas y remover el barro que se acumula en el caño de salida una vez al año”⁴⁰.

“El biogás posee un poder calorífico entre 4.700 y 5.500 Kcal/m³ dependiendo del contenido de gas metano CH₄ y puede generar una gran cantidad de calor de aproximadamente 2.200 BTU/m³ o 21.5 MJ/m³ valor que puede variar entre 19.7 y 23 MJ/m³. Con respecto a la temperatura de auto-ignición podemos decir que es similar a la del metano y varía entre 650 y 750°C. Un m³ de biogás aprovechado en un generador de energía eléctrica es suficiente para generar un estimado de 6,0 kWh de electricidad, generar 20 horas de luz equivalente a una bombilla de 100 W o hacer funcionar un motor de 3 HP durante una hora (estos valores dependen considerablemente de la eficiencia de los equipos que se utilicen para el aprovechamiento del biogás)”⁴¹

En conclusión, el tipo de biodigestor propuesto para este anteproyecto básico teniendo en cuenta que se van a tratar 200 kg/d de residuos orgánicos de carácter domiciliario, es un modelo de planta de biogás de “Mezcla Completa con Recirculación”, también llamado reactor anaeróbico de contacto.

El biodigestor planteado para este proyecto, incluye un gasómetro incorporado, bomba de biogás y desulfurizador, una conexión automatizada a una tubería de agua y a un triturador de alimentos. La Figura 89, muestra un esquema de la superficie y distribución de la planta de biogás de 66 m³ o 625 kg/d de residuos orgánicos (tres veces el volumen que se espera mover en el Parque Industrial).

⁴⁰ <http://homebiogasargentina.com>

⁴¹ www.enerbas.com.ar



Figura 89: Sistema de tratamiento anaeróbico de contenedor PUXIN II (625 kg/día)



Para este proyecto, la planta será sustancialmente menor y tendrá las siguientes características:

- Capacidad Máxima de Alimentación de Residuos: 200 kg/d
- Volumen de la Planta de Biogás: 12m3
- Almacenamiento de Biogás: 10 m3
- Producción de Biogás (m3/D): 12 m3
- Superficie necesaria: 25 m2
- Equipo principal se pre-ensambla en un contenedor
- Reacción anaeróbica rápida con altas temperaturas entre 55°C y 35°C, producidas por una bomba de calor que las mantiene
- Estructura: El sistema está compuesto principalmente por un dispositivo anaeróbico, un dispositivo de desulfuración de biogás, una bolsa de almacenamiento de biogás y una consola. El reactor anaeróbico está construido con doble capa de placas de acero inoxidable con una capa de espuma aislante de 5 cm de espesor instalada entre ellas. El reactor

anaeróbico tiene una bomba de calor, un dispositivo de control de temperatura, un dispositivo de agitación instalado. El volumen del reactor anaeróbico es de 12 m³.

- Paradas de mantenimiento: una por año

Cuando el volumen de generación de residuos diarios supere la cantidad de 200 kg/d, el excedente se acopiara en recipientes cerrados, donde fermentará, para ser usado cuando el volumen diario lo permita. También se puede incorporar un segundo reactor acorde al volumen de residuos excedente. La Tabla 52 muestra la oferta de energía y biofertilizante producido por la planta descripta.

Tabla 52. Oferta de subproducto ⁴²

	Unidad	Cantidad/D (promedio aproximado)	Cantidad/año (promedio aproximado)
Fracción Orgánica	Kg	200	72000
Masa Seca	Kg	40	14400
Masa Volátil	Kg	32	11520
Volumen de Biogás	M ³ /Kg MV	10.24	36686
Energía Eléctrica	KWh/D	20	7200
Biofertilizante total	L	36	12960

Para la puesta en marcha de la planta de biogás se deberá cumplir con una serie de pasos para asegurar las condiciones óptimas de la misma y que el arranque sea de la mejor manera. El primer paso, consiste en el llenado del reactor con agua, sin carga orgánica, durante un día, para observar si se producen filtraciones.

El segundo paso corresponde al ingreso del inóculo (primera carga orgánica con bacterias). El inóculo inicial será purín de cerdo y bacterias acumuladas en laboratorio que se mantendrán durante aproximadamente 15 días para que aparezcan las bacterias metanogénicas (después de la etapa de hidrólisis y acidificación). Durante estos días se dejara abierta la válvula de escape para que se elimine por completo el oxígeno y comience a producirse biogás. Esta primera producción de biogás se eliminará ya que puede ser peligroso o explosivo, o por el contrario podrá ser no combustible por exceso de CO₂. Luego de este proceso se probara el biogás producido utilizando un mechero a la salida del biogás y probando su combustibilidad y el color de su llama.

La planta deberá someterse a un mantenimiento preventivo, con inspecciones regulares de sus componentes. Es importante destacar que los operarios que se

⁴² info@enerbas.com.ar // www.geasustentable.com.ar

ocuparan del mantenimiento y operación de la planta, realizaran una capacitación previa a comenzar con su nuevo trabajo.

11.7.5 Estrategia de tratamiento y disposición de efluentes

Independientemente de los residuos sólidos, también se deberá prever el acopio de efluentes en la planta de residuos. La Tabla 53 presenta el resumen de las cantidades de efluentes a almacenar en la planta de residuos de acuerdo a lo calculado previamente.

Tabla 53. Efluentes

Efluentes (invent)=	Tn/año	Kg/mes	Densidad (Kg/m3)	Volumen (m3/mes)
Solventes y pintura	9.90	330.00	680.0	0.49
Aceite usado	156.38	5,212.50	920.0	5.67
Efluente *Otros	173.33	5,777.71	999.0**	5.78

*Se consideró una densidad de lixiviados, similar al agua.

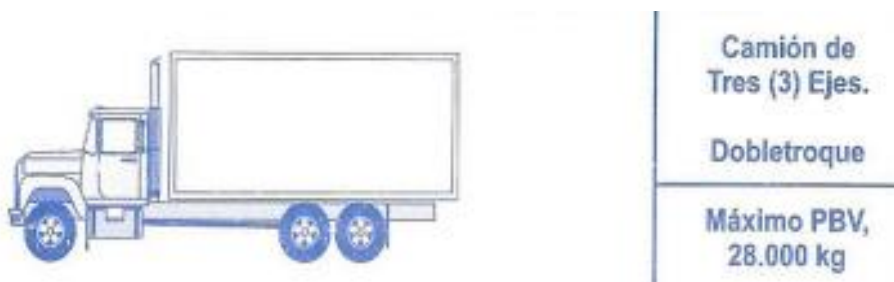
Para corroborar estos los valores obtenidos, se asume la siguiente hipótesis; si cada máquina pesada consume 200L de aceite cada 3 meses y en el puerto habrán una maquina por industria (72) mas 4 máquinas en el puerto. Se tiene que la cantidad de aceite residual será de 0.067 m3/mes por 76 máquinas pesadas, se tiene un total de 5.07 m3/mes que es semejante al valor obtenido en la base de datos Invent (5.67 m3/mes).

Los efluentes serán dispuestos en tambores ubicados dentro de una batea antivuelco. Se requieren 57 tambores de 208 l, separados de acuerdo a su composición, aceite usado, naftas, solventes, pinturas y otros. La batea se construirá en hormigón y tendrá una profundidad de 0,5 m de profundidad.

11.7.6 Dimensionamiento de la planta

Se prevé que los residuos orgánicos lleguen a la planta diariamente y los industriales y urbanos, semanalmente. Para ello se deberá disponer de un camión recolector de tres ejes con un porte bruto de 28 toneladas, como muestra la Figura 90. Este camión tiene un ancho máximo de 2.6 m, una altura máxima de 4.4 m y una longitud máxima de 12.20m.

Figura 90: Camión recolector



La capacidad de almacenamiento en la planta de residuos se proyectó para un mes, para el total del parque industrial en completa operación. Sin embargo en la medida que la planta tenga espacio, el material podrá ser acopiado hasta que se pueda enviar a disposición final. La Tabla 54 muestra el resumen de las superficies necesarias.

Tabla 54. Clasificación de contenedores y estimación de Áreas

Tipo Residuo o Contenedor	Cantidad	H (Altura)	Ancho	Largo	Área
		M			M²
Contenedores para metales	12	1.34	1	1.36	13.6
Contenedores para vidrio con carga lateral	2	1.34	1	1.36	1.36
Fardos de papel y cartón	13	1	0.9	1.1	12.87
Fardos de plástico	11	1	0.9	1.1	10.89
Fardos Otros	156	1	0.9	1.1	297
Contenedor especiales (para 600 L)	6	0.85	0.8	1.2	5.76
			Diámetro		
Tambores para efluentes (208 L)	48	0.89	0.58		12.5
Planta de indigestión	1				25
Área parcial para disposición de residuos					379

A estas superficies se debe agregar el espacio para la entrada y salida del camión, la carga y descarga, las oficinas y áreas de servicios. Se prevé que en la planta trabajen 5 personas: 1 guarda por turno, 3 operarios capacitados y 1 técnico (jefe a cargo). El área total ocupa 0.72 ha, incluyendo el área parquizada y una barrera de árboles. El plano CT1904-IT-PSS-09 y 10 presentan el anteproyecto básico de la planta.

12.0 EIA PRELIMINAR DE TERMINAL PORTUARIA E INFRAESTRUCTURA BÁSICA DEL PARQUE INDUSTRIAL

La EIA preliminar se presenta como un informe independiente. Aquí se resume sintéticamente el contenido y las conclusiones principales del estudio, que tuvo por objeto identificar las posibles consecuencias que las obras y la operación portuaria y del Parque Industrial podrían tener sobre el medio.

Primero, el estudio incluyó las consideraciones sobre la ubicación, la razón del proyecto y el marco legal. Seguidamente incluyó una descripción del proyecto que presenta los aspectos principales de este informe para el entendimiento del público.

A partir de estos capítulos iniciales el informe incluye la línea de base del Medio Físico, Biótico y Antrópico. El Medio Físico considera entre otros aspectos el clima y aire, ruido, geología, geomorfología y suelos, hidrología e hidráulica donde se ubica el proyecto. La zona costera sobre la que se asentará el puerto aparece estable, con fondos arenosos del lecho del Río Paraná, sin contaminación (corroborado por estudios de calidad de agua del EBY y ensayos de la calidad del agua subterránea realizados para este estudio) y con aspectos naturales. Además, la ausencia de fuentes contaminantes permite suponer la inexistencia de sedimentos o suelos contaminados en el área del proyecto, aunque a la fecha no existen estudios específicos de la calidad de los sedimentos.

El Medio Biológico considera en su línea de base aspectos relativos a los ecosistemas terrestres y acuáticos, en particular, la ictiofauna. Se verifican sectores donde la vegetación parece no estar intervenida, por lo que es probable que el área de influencia del proyecto conserve especies características y fisonomía de ambientes originarios. Asimismo, varias de las especies de pastizal puede que ya no estén presentes o presenten poblaciones relictuales o escasas. Esto es así dado que los pastizales de la Argentina representan uno de los ecosistemas más modificados por las actividades agropecuarias y el aumento de la urbanización.

El Medio Antrópico o Social en la línea de base establece las características demográficas, socioeconómicas de la población y los aspectos culturales y patrimoniales. En el área de influencia directa (Departamento de Ituzaingó con 9.649km² y una población de 31.150 personas) se encuentran las localidades de Ituzaingó, cabecera del departamento y la localidad de Villa Olivari, ambas de baja densidad y baja ocupación territorial. En particular, el sitio elegido es una zona alejada de población estable. La comunidad, cuyas actividades locales son netamente agrícola-ganaderas y forestales, percibe este emprendimiento de



modo positivo, como una fuente de nuevos puestos de trabajo y el incremento de sus actividades económicas, junto a una disminución de los costos del transporte, hoy distribuidos mayormente en camión.

Se concluye que la zona elegida para el desarrollo de la terminal es un ambiente muy antropizado con la plantación de especies arbóreas que cubren la mayor parte del predio, aunque persisten algunos montes nativos. Teniendo esto en consideración, los resultados del estudio preliminar de impactos ambientales indican que el proyecto impone impactos de baja importancia (calificación según la metodología de Conesa utilizada en este estudio). De acuerdo a esta metodología, la importancia de los impactos físicos puntúa en -24 durante la construcción y -25 durante la operación, lo que corresponde, según el autor, a impactos de tipo bajo. Los impactos bióticos, alcanzan el puntaje de mayor magnitud, -37 durante la construcción y -33 durante la operación, que corresponde a importancia moderada. Por su parte, los sociales alcanzan -7.6 y -5.1, respectivamente, es decir, importancia baja (se promedian impactos positivos y negativos lo que ayuda al promedio). En promedio, la importancia de los impactos es baja, con un puntaje general de -23. Los impactos más significativos se relacionan con la reducción de superficies y calidad de ecosistemas.

A partir del estudio se propusieron varios criterios de diseño, entre ellos:

- Trazas de caminos que coinciden con los existentes o con sectores poco arbolados
- Ubicar la zona de mayor movimiento de suelos en una zona plana con vegetación escasa.
- Preservar los bosques nativos dejando libre el frente costero y enfocando el desarrollo hacia la zona de forestaciones artificiales.
- Sitio de implantación elegido lejano a poblaciones.
- Desagües pluviales conducidos a cursos naturales alterando mínimamente el escurrimiento superficial, filtrando líquidos oleosos antes de su descarga.
- Muelle con estructura transparente sobre pilotes para evitar alteraciones a los patrones de escurrimiento

Adicionalmente se recomiendan 11 medidas para controlar, monitorear y reducir los impactos.

Finalmente, cabe destacar que en la elaboración de la EIA final, los responsables de la construcción y operación, según corresponda, deberán completar tareas y análisis que escaparon al alcance de esta EIA preliminar. En particular, los



responsables de la elaboración de las mismas, además de cumplir con los requerimientos de la autoridad ambiental de Corrientes, deberán:

- Analizar la calidad del agua y de los sedimentos del Paraná en tres puntos, aguas arriba, frente al puerto y aguas abajo del mismo. En particular se deberá estudiar la presencia de fertilizantes y pesticidas.
- Medir los niveles de ruido ambientales en la costa, en la zona del patio de contenedores, en la zona del estacionamiento y al menos en tres puntos del camino y tres del Parque Industrial
- Realizar un relevamiento de las especies nativas del predio
- Caracterizar detalladamente los paisajes encontrados
- Realizar entrevistas y coordinar con la municipalidad de Ituzaingó el plan de comunicación social y sobre las necesidades de planificación urbana.

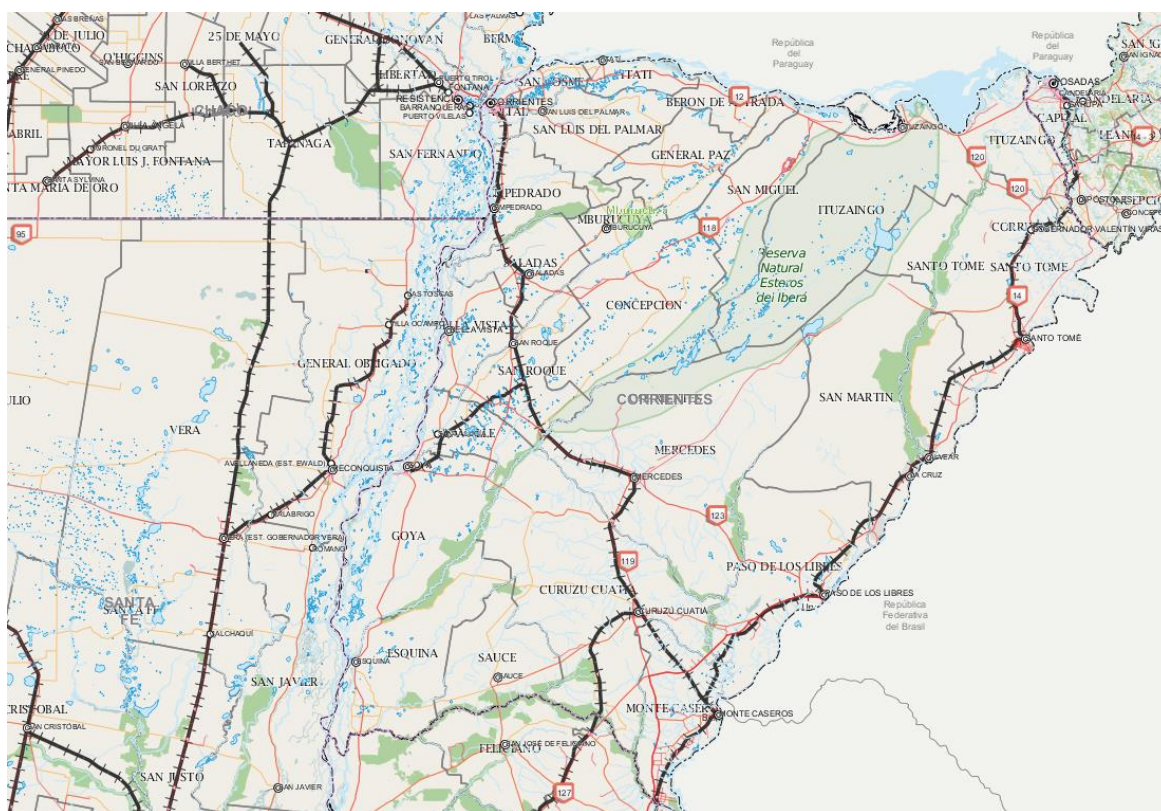


13.0 PROYECTO CONCEPTUAL DE INGRESO FERROVIARIO Y ESTACIÓN DE TRANSFERENCIA

13.1 INTRODUCCIÓN

La participación del ferrocarril en la matriz de transporte en el país se redujo al compás de la desafectación de ramales. En 1970, la red ferroviaria contaba con 41.596 kilómetros, en 1980 alcanzaba los 34.113 km, y en 1990 los 31.793 km. En la actualidad la red de cargas alcanza los 18.000 km. La línea que sirve a la Mesopotamia es la ex General Urquiza, operada por Belgrano Carga y Logística, con un total de 1.486 km de vías de trocha media, vía única; originalmente contaba con 925 km. Estas reducciones se produjeron a partir de las políticas aplicadas en la década de los 90, que significaron la pérdida de aproximadamente el 40% de las vías que atendían a la Mesopotamia (incluso se dio de baja el ramal que llegaba a la Ciudad de Corrientes). Actualmente la red incluye prácticamente un solo corredor que sigue un trayecto similar al de la RN 14: la presencia del modo ferroviario está poco desarrollado en la Provincia. La Figura 91 muestra la red original del Urquiza en la Provincia.

*Figura 91: Red ferroviaria de Corrientes, incluyendo ramales desafectados
(Fuente: Infraestructura de Datos Espaciales, capa Trenes Argentinos)*



Pero no sólo se contrajo la red ferroviaria, sino que la misma se encuentra muy subutilizada en el país. Esta subutilización afecta especialmente al ex Urquiza, aun cuando la línea quedó conectada través del puente Zárate-Brazo Largo, el único puente ferroviario que cruza el Paraná.

Del total de cargas transportadas por ferrocarril en la Argentina (de por sí muy bajas ya que la participación del ferrocarril en el transporte de cargas quedó ampliamente disminuida), el ex FFCC General Urquiza, ex Mesopotámico atendido por ALL, y actual Trenes Argentinos Carga y Logística Urquiza, en el 2018 transportó 240.000 t de los 18 millones totales transportados por el modo ferroviario, es decir, sólo el 1,63% del total de cargas ferroviarias medidas en toneladas. Su mínimo se registró en el 2015, cuando llevó 126.000 t⁴³. En comparación, la extensión actual de la red del Urquiza representa el 8,6% del total. Finalmente, se estima que en el global del país, del total de las cargas que se mueven por los puertos sólo el 5% es aportado por el ferrocarril.

El mencionado segundo puente entre Resistencia y Corrientes había sido considerado para establecer una conexión provincial con la red del Belgrano Cargas. Pero finalmente esta alternativa no fue considerada en el proyecto de dicha obra.

De esta manera, la estación más cercana a Ituzaingó es la de Guarupá, de la ex Línea Gral. Urquiza, ubicada a 110 km hacia el este del futuro puerto y parque industrial. Aquí es oportuno realizar una reflexión sobre el ferrocarril como captador o distribuidor de cargas en Ituzaingó: la materia prima de la que se nutrirá tanto el Parque Industrial como el puerto corresponde a maderas y otros productos que se producen en la zona a distancias relativamente cortas. Inversamente sucedería lo mismo con las cargas de importación: podrían venir en embarcaciones y serían distribuidas desde el puerto hacia el Parque Industrial contiguo a distancias del área de influencia que no superarían los 300 km. La regla práctica indica que si las distancias son menores a 300-400 km, conviene transportar las cargas por camión. Sin la existencia de puertos y un sistema de navegación fluvial tendría sentido llevar las cargas de exportación mediante el ferrocarril a puertos de ultramar en el Bajo Paraná. Pero, justamente, la construcción del nuevo puerto, proveería una alternativa más económica al utilizarse una vía fluvial natural.

Resumiendo, dado que:

a) las condiciones de la línea ex Urquiza y la distancia a la que se encuentra Ituzaingó de la estación más próxima de la línea, y

⁴³ CNRT, <http://www.cnrt.gob.ar/content/estadisticas/ferroviario>

b) el área de distribución y captación de cargas tanto para el Parque Industrial como para el Puerto no se espera que se extienda a un radio mayor a 300 km

Se considera que el posible acceso del ferrocarril al puerto será hipotético y, en todo caso, en un largo plazo.

13.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

Aun cuando se aprecia que la posibilidad de implementar un servicio de trenes al nuevo puerto y parque industrial es remota, respondiendo a las indicaciones del estudio de Prefactibilidad del Parque Industrial, se desarrolló un proyecto conceptual de un acceso ferroviario y playa de transferencia que se ubica entre el Parque Industrial y el Puerto, sobre el lado este del predio (ver Plano CT1904-IT-F-01). A continuación se indican los parámetros que fueron utilizados para el proyecto.

Trocha		Media
Ancho Trocha	At = [m]	1,44
Carga diaria	Tdía = [t/d]	1.095,89
Participación FFCC	P% = [%]	20,00
Tara vagón	Ptv = [t]	19,80
Carga máx. vagón	Pcv = [t]	60,00
Peso por vagón	Pv = [t]	79,80
Longitud de vagón	Lv = [m]	19,52
Peso Locomotora	PL = [t]	108,00
Longitud locomotora	LL = [m]	17,10
Carga de pasajeros	Tv = [t brutas remolc.]	-
Carga real cargas	Tm = [t brutas remolc.]	270,27
Velocidad	V = [km/h]	40,00
Frecuencia semanal	Fr = [1/sem]	1,00
Cantidad de vagones	Cv = [u]	25,64
Diám. Min. rueda más repetida	D = [m]	0,94
Peso por eje	Pe = [t]	20,00
Clasificación	Tf =	319,47
Grupo		9,00
Espesor mín. balasto	Eb = [m]	0,20

La carga diaria surge del estudio de demanda realizado para el puerto por Airaldi y Borjas (2006), dividiendo la carga anual por 365 días. En cambio, para la carga real se computó sólo una fracción del total, el 20%. En otras palabras, se supone que en la situación hipotética de que se construya una línea de ferrocarril, el tren transportaría el 20% del total de las cargas. Como se explicó más arriba, esta



participación del ferrocarril superaría con creces la actual participación de este modo de transporte en la alimentación de los puertos.

Las formaciones que se prevén son de 26 vagones, pero para tener un margen de revancha operativo, las playas de maniobras se diseñan con 35 vagones. Teniendo en cuenta las prescripciones de las Normas de Vía y Obras (NTVO, CNRT), se adoptó:

Peso por eje: 20 t

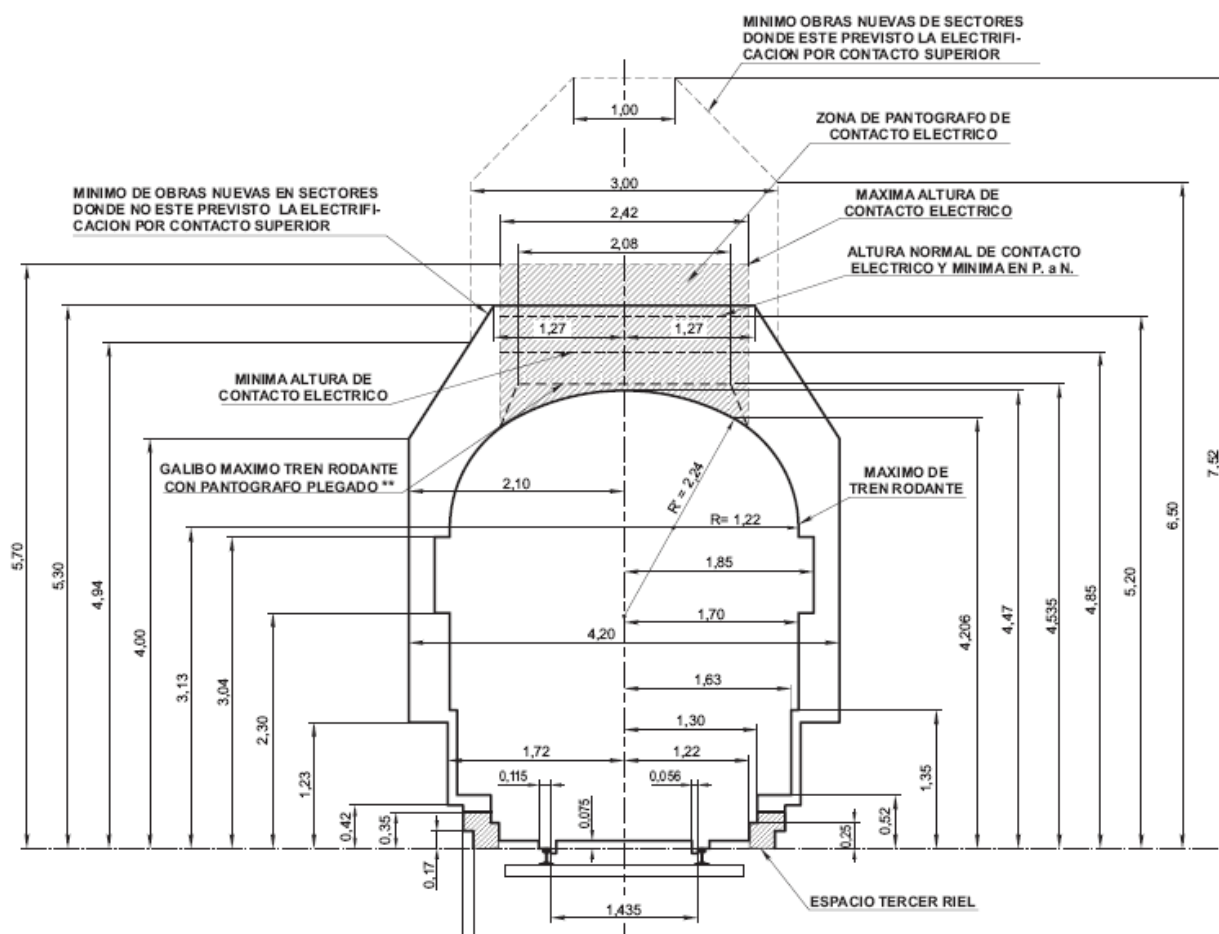
Rieles: U.50

Peralte máx: 160 mm

Pendiente máx. = 5 ‰

Los gálíbos correspondientes se aprecian en la Figura 92.

Figura 92: Gálibo para tren de trocha media



13.3 OPERACIÓN DE LA ESTACIÓN DE TRANSFERENCIA

La estación de transferencia vagón-camión consiste en un haz de vías más una vía adicional, espacios para la maniobra de grúas, y circuito de camiones.

Para cargar o descargar los trenes se utilizarán grúas (tipo Sennebogen) o *reachstackers*, según sean rollizos o contenedores, dado que el volumen de cargas esperado no justificaría la utilización de grúas pórticos (*transteiners*). Suponiendo la formación de diseño (35 vagones con 60 t), y un ritmo de descarga de 80 t/h, el tiempo neto de descarga de una grúa sería de 26 h. Por lo tanto, para reducir la permanencia de la formación a un día se necesitarán dos grúas trabajando simultáneamente. Sumando tiempos muertos, esto permitiría despachar una formación en menos de 24 horas.

Como los trenes son suficientemente largos, las dos grúas pueden trabajar desde un mismo lado. Sin embargo, para permitir que se puedan separar vagones, tener una vía fuera de servicio por mantenimiento, o para maniobras de inversión de locomotoras, siempre conviene contar con al menos dos vías. Por lo tanto, se dispone de una vía doble que permita que una grúa trabaje de un lado sobre una formación y, si así se lo requiere, otra grúa trabaje desde el otro lado en una segunda formación, simultáneamente.

La descarga de las grúas se realizará directamente a camión plataforma para su traslado desde esta estación de transferencia a una fábrica o a la terminal portuaria. Los camiones tendrán un solo sentido de circulación describiendo un bucle. Se acomodarán en una zona adyacente a la grúa de tal modo que la misma con un solo movimiento tome la carga del vagón, gire, y deposite la carga en el camión. El Plano CT1904-IT-F-02 muestra la disposición de equipos y el 03 algunos detalles.

13.4 TRAZADO DE LA VÍA

Como en la actualidad no existe una vía principal, se asumirá que el puerto será punta de riel. Para el ingreso al predio del Parque Industrial se proyecta una curva con radio $R=500$ m.

A partir de allí se dispone de una parrilla de dos vías de alrededor de 700 m de extensión para estacionamiento, maniobras y transferencia. Además, se dispone de una tercera vía que puede utilizarse como circulación del patio, clasificación y, con una extensión, para área de servicios al material rodante o como vía tiradero (desvío muerto).

Una vez terminada la curva de entrada se dispone de un ADV tg.1:8 y 9 m de longitud de aguja, y a continuación una curva de $R=190$. De esta manera se



materializa una entrevía de 3.50 m. Luego se dispone un segundo ADV de las mismas características seguido de una curva y contracurva, ambas de R=240 m para así materializar la vía 3, de circulación, clasificación y servicios. Al final de esta vía se prolongan 250 m de vía muerta. Para asegurar los escapes de locomotoras, inversiones y circulación se completa la parrilla con ADV para totalizar cinco, dos a la derecha y tres a la izquierda de las mismas características. Todos son de accionamiento electromecánico.

Se prevé superestructura convencional de vía compuesta por rieles U50 con durmientes de madera dura a razón de 1600/km y balasto de pp de 25cm de espesor con sujeciones elásticas, previendo tramos soldados inferiores a los 1000m y donde la capacidad portante es del orden de las 20 ton/eje.

La capacidad estática de este patio es suficiente para alojar hasta 120 vagones y operar 2 trenes simultáneos de 35 vagones cada uno.

13.5 ESTIMACIÓN DE COSTOS DE INVERSIÓN

A los efectos de brindar una magnitud del monto de inversión, aquí se presenta un cómputo y presupuesto estimativo adoptando valores típicos de obras similares que incluyen materiales, equipos y mano de obra (Tabla 55).

En Obras de Arte se incluyen obras de desagüe y canalizaciones. En el rubro Accesorios se agrupan las señales, sala de control, equipamiento electromecánico, alumbrado, alambrado, y otros no previstos.

Tabla 55: Cómputo y presupuesto de la estación de transferencia y acceso ferroviario

Rubro	Unidad	Cantidad	U\$/u	Total U\$S
Ingeniería	Gl	1	240	600.000,00
Limpieza	m2	148500	3	445.500,00
Mov. Suelos	m3	163350	12	1.960.200,00
Constr/vías	M	3875	700	2.712.500,00
ADV	U	5	30000	150.000,00
Obras de arte	Gl	1	50000	50.000,00
Camino	m2	46000	70	3.220.000,00
Accesorios	%	15	1.370.730,00	1.370.730,00
Totales		12.190	8.126	10.508.930,00

A estos costos habría que incrementarlos un 60% en concepto de Gastos Generales, Indirectos, Beneficios e Impuestos para obtener el costo total. También se debería agregar el costo del equipamiento.

13.6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el estudio de Prefactibilidad del Parque Industrial de Ituzaingó se había mencionado la posibilidad de acceder al mismo a través del ferrocarril. La línea más cercana es la del ex Gral. Urquiza, cuya estación más cercana se encuentra a 110 km. Las instalaciones ferroviarias y de transferencias de cargas dentro del predio superarán, con equipamientos, los 20 MM de dólares. Pero ese no sería el mayor inconveniente, sino el costo de conectar la línea existente con el predio. A valores de mercado, ese costo podría rondar entre un millón y un millón y medio de dólares el kilómetro, dependiendo de las obras de arte que serán necesarias ejecutar. Es decir, entre U\$S 110.000.000 y U\$S 165.000.000. La línea Gral. Urquiza es la que más problemas tiene en la actualidad, con una infraestructura en pobre estado y una captación muy baja de cargas. Ante estos costos, no parecería rentable avanzar con este proyecto.

Pero, como se ha mencionado arriba, queda la duda de la necesidad de la conexión con la línea de trocha media. En realidad, esta línea podría ser competidora del Puerto de Ituzaingó ya que, si se encontrara en buen estado, podría captar cargas de la zona de influencia portuaria. En cambio, una línea ferroviaria que brindara servicios al Puerto y al Parque Industrial, sería una que recogiera madera de la zona noreste de Corrientes y sur de Misiones con el fin de liberar carreteras y economizar costos de transporte. Es decir, una línea que preste servicios endémicos en el Hinterland portuario. De ser así, se podría recurrir a una línea independiente, un “tren forestal”, que podría tener una trocha submétrica. En todo caso, el análisis más profundo, por ejemplo a nivel de prefactibilidad, de la conexión con el ex Urquiza o la de construcción de un tren forestal, debería ser realizado más adelante, cuando el Parque Industrial ya se encuentre funcionando con industrias instaladas, de tal manera que se puedan realizar estudios de demanda más certeros. Hasta entonces, y hasta que se tome la decisión definitiva de avanzar o no con el acceso de un tren, convendría dejar reservado los espacios señalados para el proyecto.

14.0 PLAN DE EJECUCIÓN, CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

14.1 PLAN DE EJECUCIÓN

Esta sección presenta el plan de ejecución de las obras de la terminal de contenedores. La duración total del proyecto es de 28 meses. Esta duración



incluye las obras necesarias para la habilitación y operación del puerto y la construcción de la infraestructura básica del Parque Industrial. La construcción de este Parque puede iniciarse a los pocos meses de iniciar las obras portuarias, de tal manera que se solapen unas y otras. De hecho, algunas obras son comunes a ambos emprendimientos.

El cronograma tentativo de obras (Diagrama Gantt) se muestra en las próximas dos páginas, desde la movilización hasta la operación. Esto considera jornadas de 8 h de lunes a viernes y sábados de 8 a 13.

Los tiempos asignados y las interrelaciones entre tareas indican secuencias lógicas por orden de tareas. Para poder avanzar a buen ritmo y terminar en los plazos indicados se ha considerado avanzar en distintos frentes. Por ejemplo, una de las tareas críticas es el pilotaje, por lo que se ideó el trabajo de dos piloterías simultáneas, como mínimo. También es necesario avanzar en frentes simultáneos en los trabajos viales.

El cronograma puede ser ajustado de acuerdo a los procedimientos constructivos que se utilicen. Se ha supuesto que las obras del muelle se podrán realizar desde tierra, construyendo pilotes y avanzando sobre los mismos con apoyo de equipos flotantes. La utilización de otros sistemas con equipos flotantes podría afectar fuertemente los tiempos de las tareas, aunque si significara la apertura de más frentes de obra podría generar finalmente un acortamiento de la duración total.



Insertar diagrama gantt



Insertar diagrama gantt



14.2 CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

En esta sección se presenta un cómputo y presupuesto de la obra. Para el cómputo se adoptaron las dimensiones y especificaciones de los planos y memorias. Para la determinación de los costos unitarios se recurrió a diversos métodos: consultas a proveedores, precios de licitaciones, publicaciones de costos de materiales, mano de obra y equipos, y análisis de costos unitarios de rubros.

Los costos de obra fueron multiplicados por 1,4 que es un coeficiente que tiene en cuenta los costos administrativos, impuestos de transferencias bancarias e ingresos brutos, y beneficios.

De esta forma la inversión en infraestructura se estimó en U\$S 31,834,002.96, a lo que debería sumarse el IVA, tal como se describe en la Tabla 56.

Tabla 56: Cómputo y presupuesto del proyecto de Puerto y Parque Industrial

ITEM	DESIGNACION	Unidad	Cantidad/Unidad	U\$/U	SUBTOTAL	Subtotal item
1	INGENIERÍA Y SUPERVISIÓN	Gl	1		1.000.000,00	1.000.000,00
2	MOVILIZACIÓN Y OBRADORES, PERMISOS	Gl	1		3.200.000,00	3.200.000,00
3	MOVIMIENTOS DE SUELOS sector Terminal					1.654.858,75
	Limpieza	m2	105.000,00	0,03	2.675,40	
	Desmonte	m3	1.475.181,60	0,99	1.460.960,85	
	Terraplenamiento	m3	27.317,50	7,00	191.222,50	
4	CAMINO DE ACCESO					381.088,54
	Limpieza	m2	36.000,00	0,03	917,28	
	Terraplenamiento	m3	21.820,72	7,00	152.745,04	
	Desmonte	m3	82.454,00	0,99	81.659,14	
	Perfilado subrasante y cunetas	m2	36.000,00	0,19	6.944,00	
	Compactación subrasante	m2	36.000,00	0,11	3.981,60	
	Subbase 20 cm	m3	4.320,00	8,40	36.288,00	
	Base 15 cm	m3	2.880,00	8,40	24.192,00	
	Riego de liga	m2	16.800,00	1,11	18.666,67	
	Carpeta asfáltica	m3	840,00	25,06	21.050,40	



ITEM	DESIGNACION	Unidad	Cantidad/Unidad	U\$/U	SUBTOTAL	Subtotal item
	Señalizaciones, alcantarillas, obras menores	Gl	1,00	34.644,41	34.644,41	
5	TABLESTACADO					1.882.775,48
	Tablestacas	m2	3.132,80	372,82	1.167.970,15	
	Vigas de cintura 2UPN	ml	352,00	138,48	48.745,14	
	Viga de coronamiento	m3	234,96	249,31	58.578,35	
	Tensores	ml	2.205,00	188,51	415.666,00	
	Pantallas	m2	514,50	372,82	191.815,83	
6	PROTECCIONES COSTERAS Incl. Perfilado, geotextil, capa de base, coraza	ml	352,00	1.811,20	637.542,67	637.542,67
7	MUELLE					4.512.600,24
	Pilotes de 28.15 m (diam. 700)	U	45,00	14.493,77	652.219,66	
	Pilotes de 26.15 m (diam. 700)	U	45,00	13.418,17	603.817,46	
	Pilotes de 24.15 m (diam. 700)	U	45,00	12.342,56	555.415,26	
	Pilotes de 23.15 m (diam. 700)	U	45,00	11.804,76	531.214,16	
	Vigas premoldeadas long. (5,79m)	U	160,00	909,42	145.506,46	
	Vigas premoldeadas transv. (4,62m)	U	135,00	725,65	97.962,41	
	Vigas de borde (1.50x,7)	ml	439,00	261,78	114.920,37	
	Viga frontal soporte defensas	U	45,00	810,98	36.493,93	
	Cabezales 1	U	70,00	104,71	7.329,77	
	Cabezales 2	U	20,00	389,46	7.789,22	
	Cabezales 3	U	55,00	201,94	11.106,85	
	Cabezales 4	U	35,00	142,11	4.973,77	
	Prelosas	U	840,00	179,73	150.972,38	
	Losa	U	5,00	110.457,38	552.286,91	
	Pavimento	m2	6.600,00	27,02	178.314,38	
	Sistema de Defensas	U	45,00	16.800,00	756.000,00	
	Bolardos 30 T	U	15,00	2.418,48	36.277,23	



ITEM	DESIGNACION	Unidad	Cantidad/Unidad	U\$/U	SUBTOTAL	Subtotal item
	Escaleras, guardacabos, señales, accesorios	GL	1,00	70.000,00	70.000,00	
8	PAVIMENTOS TERMINAL PORTUARIA Base, pavimentos, juntas, desagües	m2	57.913,00	54,84	3.175.798,41	3.175.798,41
9	ESTACIONAMIENTO DE CAMIONES					1.052.963,59
	Limpieza	m2	19.900,00	0,03	507,05	
	Relleno	m3	39.800,00	9,80	390.040,00	
	Base, pavimentos, juntas, desagües	m2	14.282,00	42,87	612.275,41	
	Veredas y accesorios	Gl	1,00	50.141,12	50.141,12	
10	SISTEMA CONTRA INCENDIO TERMINAL 2 Bombas de río + 1 jocker, cañerías de 150mm, gabinetes con manguera completos, acces., extensión cañería a estación bomberos	Gl	1,00	272.291,42	381.207,99	381.207,99
11	PROVISIÓN DE AGUA TERMINAL Y ESTAC. 2 bombas sumergibles, cañería, 6 tanques 2000 lt acero inox., ejecuc. Pozos c/camisa	Gl	1,00	15.407,01	15.407,01	15.407,01
12	INSTALACIÓN CLOACAL TERMINAL (Colectora, cámara séptica, lecho infiltración, 3 instalaciones incl. Estacionamiento cam.)	Gl	1,00	9.571,63	9.571,63	9.571,63
13	ENERGÍA E ILUMINACIÓN TERMINAL y CAMINO Tableros armados, tendidos de cables subterráneos incl. zanjeado, cámaras de paso, puesta a tierra Iluminación, 10 torres 20m c/8 reflect. Led 1000w, 61 postes 10 m con luminarias 120w, montaje, fundaciones, cableado	Gl Gl	1,00 1,00	354.817,42 651.040,48	354.817,42 651.040,48	1.005.857,89
14	EDIFICIOS TERMINAL					2.152.000,00
	Administración	m2	390,00	800,00	312.000,00	
	Servicios	m2	240,00	800,00	192.000,00	
	Talleres	m2	600,00	800,00	480.000,00	
	Gateras	m2	280,00	350,00	98.000,00	



ITEM	DESIGNACION	Unidad	Cantidad/Unidad	U\$/U	SUBTOTAL	Subtotal item
	Depósito	m2	2.000,00	500,00	1.000.000,00	
	Oficinas estacionamiento	m2	140,00	500,00	70.000,00	
15	ALAMBRADO, 3 m olímpico	m	992,00	273,13	270.940,99	270.940,99
16	MOVIMIENTOS DE SUELOS sector Parque					239.818,32
	Limpieza	m2	729.000,00	0,03	18.574,92	
	Perfilado y compactación	m2	729.000,00	0,30	221.243,40	
17	CALLES sector Parque					3.591.199,74
	Perfilado subrasante y cunetas	m2	105.740,00	0,19	20.396,07	
	Compactación subrasante	m2	105.740,00	0,11	11.694,84	
	Base suelo-arena 15cm	m2	105.740,00	2,14	225.967,53	
	Pavimento de hormigón 20 cm	m2	105.740,00	29,81	3.151.647,46	
	Juntas	m	20.076,67	0,52	10.484,31	
	Señalizaciones, alcantarillas, obras menores	Gl	1,00	171.009,51	171.009,51	
18	PROVISIÓN DE AGUA parque 1 bombas sumergibles, cañería, 3 tanques 2000 lt acero inox., ejecuc. Pozos c/camisa	Gl	1,00	7.070,34	7.070,34	7.070,34
19	INSTALACIÓN CLOACAL parque					199.038,25
	Zanjeado	m	3.589,00	2,07	7.436,41	
	Instalación de cañerías	m	3.589,00	13,36	47.934,68	
	Conexiones	u	22,00	93,49	2.056,82	
	Bocas de registro	u	29,00	1.260,00	36.540,00	
	Planta elevadora	Gl	1,00	7.070,34	7.070,34	
	Planta de tratamiento	Gl	1,00	98.000,00	98.000,00	
20	ENERGÍA E ILUMINACIÓN parque Subestación, celda, tableros armados, tendidos de cables subterráneos incl. zanjeado, cámaras de paso, puesta a tierra	Gl	1,00	651.040,48	651.040,48	1.067.858,75

ITEM	DESIGNACION	Unidad	Cantidad/Unidad	U\$/U	SUBTOTAL	Subtotal item
	Iluminación, 510 postes 10 m con luminarias 120w, montaje, fundaciones, cableado	Gl	1,00	416.818,27	416.818,27	
21	PLANTA DE TRATAMIENTO DE RESIDUOS					719.003,82
	Calles	m2	1.500,00	33,96	50.943,82	
	Superficie cubierta	m2	81,00	800,00	64.800,00	
	Galpón	m2	510,00	500,00	255.000,00	
	Superficie semicubierta	m2	750,00	350,00	262.500,00	
	Biodigestor y auxiliares	U	1,00	20.760,00	20.760,00	
	Compactador y cintas	Gl	1,00	15.000,00	15.000,00	
	Obras y equipos auxiliares	Gl	1,00	50.000,00	50.000,00	
22	EDIFICIOS TERMINAL					1.448.000,00
	Administración y servicios	m2	1.810,00	800,00	1.448.000,00	
23	ALAMBRADO, postes con 3 hilos	m	8.726,00	5,60	48.865,60	48.865,60
24	SEGUROS	%	0,90	1,00	286.534,68	286.534,68
25	MISCELÁNEOS/IMPREVISTOS	%	9,09	1,00	2.894.000,27	2.894.000,27
TOTAL						31.834.002,96

