

INTEGRANTES

Díaz, Juan Agustín

Gutiérrez, Tomás

TUTOR

Ing. Rohrmann, Hugo Rubén

Ing. Gutiérrez, Gonzalo

EVALUACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA

PUENTE SOBRE ARROYO
SANTA MARÍA - RUTA
NACIONAL N°12, PROVINCIA
DE CORRIENTES

TRABAJO FINAL

17 DIC 2020



UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
NORDESTE

INDICE.

1. INTRODUCCIÓN.....	7
2. HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA.	8
2.1. OBJETIVO.....	8
2.2. ANTECEDENTES.	9
2.3. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	9
2.4. ANÁLISIS DE LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDÁULICOS.....	13
2.4.1. Análisis del informe “Ruta Nacional N°12: Estudios Hidráulicos de las Principales Obras de Arte en la Cuenca Alta del Riachuelo”. (Informe Numero 1).....	13
2.4.2. Análisis del informe “Proyecto de Protección contra la erosión en el Arroyo Santa María y Ruta Nacional N°12, TR 100 años. Provincia de Corrientes” (Informe Numero 2)	17
2.5. Comparación de resultados obtenidos por cada informe y sus respectivas soluciones.	19
2.5.1. Solución del Informe “Ruta Nacional N°12: Estudios Hidráulicos de las Principales Obras de Arte en la Cuenca Alta del Riachuelo”	20
2.5.2. Solución del Informe “Proyecto de Protección contra la erosión en el Arroyo Santa María y Ruta Nacional N°12, TR 100 años. Provincia de Corrientes”	20
2.6. Conclusiones y recomendaciones.	21
3. GEOTECNIA.....	22
3.1. OBJETIVO.....	22
3.2. ESTUDIOS Y ENSAYOS REALIZADOS.....	22
3.2.1. Tareas de campo realizadas.	22
3.2.2. Tareas de laboratorio realizadas.	23
3.3. CONCLUSIONES.	24
3.3.1. Descripción del perfil estratigráfico.	24
3.3.2. Parámetros de resistencia al corte.....	29
3.3.3. Nivel freático.	29
3.3.4. Ensayos químicos.	30
3.3.5. Agresividad en suelos de contacto.....	30
3.3.6. Agresividad en aguas.....	30
3.4. RECOMENDACIONES.	30
3.4.1. Sistema de fundación.	30
3.4.2. Profundidad de implante.	30
3.4.3. Tensiones admisibles.....	30
3.4.4. Consideraciones particulares.	31

4. ESTRUCTURAS	32
4.1. OBJETIVO.....	32
4.2. ASPECTOS TECNOLÓGICOS DEL HORMIGÓN.	32
4.3. LOSA DEL TABLERO.....	33
4.3.1. Consideraciones generales.....	33
4.3.2. Análisis de cargas.	33
4.3.3. Solicitaciones.....	34
4.3.4. Dimensionamiento.....	36
4.4. ANÁLISIS DE LAS VIGAS PRINCIPALES.....	38
4.4.1. Análisis de cargas.	38
4.4.2. Solicitaciones.....	39
4.4.3. Dimensionamiento respecto del momento flector.....	40
4.4.4. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte	51
4.5. VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO.....	55
4.5.1. Análisis de cargas.	55
4.5.2. Solicitaciones.....	55
4.5.3. Dimensionamiento.....	58
4.6. LOSA DE APROXIMACIÓN.....	60
4.6.1. Análisis de cargas.	60
4.6.2. Solicitaciones.....	61
4.6.3. Dimensionamiento.....	62
4.7. APOYOS DE NEOPRENO.....	63
4.7.1. Análisis de cargas.	63
4.7.2. Dimensionamiento.....	65
4.7.3. Verificaciones.	66
4.8. ESTRIBOS	69
4.8.1. Pantalla superior.	69
4.8.2. Pantalla inferior.....	70
4.8.4. Contrafuertes.	73
4.8.5. Muros ala.....	77
4.8.6. Contrafuertes posteriores.....	79
4.8.7. Cabezal de pilotes.	81
4.8.8. Pilotes de los estribos.....	85
4.9. PILAS INTERMEDIAS.	88
4.9.1. Determinación de la cantidad de pilas intermedias.....	88
4.9.2. Consideraciones generales.....	88

5.	EVALUACIÓN ECONÓMICA.....	94
5.1.	OBJETIVO.....	94
5.2.	PRECIOS UNITARIOS.....	94
5.3.	ANÁLISIS DE PRECIOS.....	96
5.4.	ANÁLISIS DE COSTO-COSTO.....	100
5.4.1.	Puente de 60 metros de longitud con tres vanos de 20 metros.....	100
5.4.2.	Puente de 30 metros de longitud con un vano de 30 metros.....	102
5.5.	RESUMEN DE COMPUTO Y PRESUPUESTO OFICIAL.....	104
5.5.1.	Puente de 60 metros de longitud con tres vanos de 20 metros.....	104
5.5.2.	Puente de 30 metros de longitud con un vano de 30 metros.....	105
5.6.	PLAN DE TRABAJO Y CURVA DE INVERSIÓN.....	106
5.6.1.	Puente de 60 metros de longitud con tres vanos de 20 metros.....	107
5.6.2.	Puente de 30 metros de longitud con un vano de 30 metros.....	109
5.7.	CONCLUSIONES.....	111
6.	CONCLUSIONES FINALES.....	112
7.	METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA.....	113
7.1.	OBJETIVO.....	113
7.2.	OBRA DE DESVÍO.....	113
7.3.	SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN.....	113
7.3.1.	Limpieza del terreno y demolición de alcantarilla existente.....	113
7.3.2.	Excavación del cabezal de pilotes, pilotes y pilas.....	113
7.3.3.	Hormigonado de pilotes.....	113
7.3.4.	Hormigonado de estribos.....	114
7.3.5.	Ejecución de vigas premoldeadas.....	114
7.3.6.	Hormigonado de vigas de arriostramiento y losa de tablero.....	114
7.3.7.	Hormigonado de losa de aproximación.....	114
8.	PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARTICULARES.....	115
8.1.	INTRODUCCIÓN.....	115
8.2.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARTICULARES – PUENTE SOBRE ARROYO SANTA MARÍA RN N°12 KM 1.154,74.....	115
8.2.1.	Pilotes de hormigón armado moldeados in situ.....	115
8.2.2.	Hormigón de piedra armado H-30, colocado, excluida la armadura.....	116
8.2.3.	Carpeta de desgaste con mezcla bituminosa.....	118
8.2.4.	Baranda metálica peatonal, incluido pintado.....	119
8.2.5.	Junta de dilatación simple, colocada.....	120
8.2.6.	Apoyos de neopreno, colocados.....	122

8.2.7.	Caños de hormigón armado $\Phi=0.100\text{m}$, colocados, para desagües.....	123
8.2.8.	Acero especial tipo III – ADN 420 en barras, colocado.	124
8.2.9.	Acero especial T-500 para armadura tipo Trilogic de prelosas, colocado.	124
8.2.10.	Acero especial para hormigón pretensado, sistema de pretensado e inyección de vainas.....	125
8.2.11.	Excavación no clasificada, para apertura de cauce.....	128
8.2.12.	Paquete estructural para accesos.	129
8.2.13.	Demolición de paquete estructural existente y traslado.....	131
8.2.14.	Demolición del puente existente y del desvío.	131
8.2.15.	Señalamiento vertical.....	132
8.2.16.	Señalamiento horizontal.	133
8.2.17.	Baranda metálica cincada para defensa vehicular en accesos s/ plano H-10237. 133	
8.2.18.	Traslado y montaje de vigas premoldeadas.....	134
8.2.19.	Desvío y mantenimiento del tránsito.....	135
8.2.20.	Provisión de movilidad para el personal de supervisión.....	136
8.2.21.	Provisión de vivienda para el personal de la supervisión.	138
8.2.23.	Defensa de hormigón armado, incluido pintado, excluida la armadura y colocada. 141	
8.2.24.	Cemento portland de alta resistencia a los sulfatos.	141
8.2.25.	Conservación de las obras.....	142
8.2.26.	Interferencias.	144
8.2.27.	Investigación de pilotes por métodos no destructivos (método sónico).....	144
8.2.28.	Letreros de obra.	146
8.2.29.	Limpieza de obra.	146
8.2.30.	Losa de aproximación.....	147
8.2.31.	Presentación por parte del contratista de planos conforme a obra.....	147
8.2.32.	Presentación de protocolo de tesado e informe del tesado realizado.	148
8.2.33.	Planilla pluviométrica.....	149
8.2.34.	Prueba de recepción de puentes.	149
8.2.35.	Variación de las cotas de fundación.....	150
8.2.36.	Visita de obra.....	150
8.2.37.	Gestión ambiental.	151
9.	ANEXOS.	155
9.1.	ANEXO I: HIDROLÓGIA E HIDRÁULICA.	
9.1.1.	Análisis del informe “Ruta Nacional N°12: Estudios Hidráulicos de las Principales Obras de Arte en la Cuenca Alta del Riachuelo” (Informe Numero 1).	

9.1.2. Análisis del informe “Proyecto de Protección contra la erosión en el Arroyo Santa María y Ruta Nacional N°12, TR 100 años. Provincia de Corrientes” (Informe Numero 2).

9.2. ANEXO II: GEOTECNIA.

9.2.1. Estudio de Suelos – Puente Arroyo Santa María – Sigma S.R.L.

9.3. ANEXO III: CALCULO ESTRUCTURAL.

9.3.1. Proyecto Ejecutivo Puente s/A° Santa María (2015) - Puente 30 m – Caminos del Paraná.

9.3.2. Anteproyecto estructural – Puente 60 m – Documentación gráfica.

Capítulo uno:

INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN.

Desde hace unos años, la Dirección Nacional de Vialidad delegación Corrientes, desarrolla estudios para la readecuación de obras de arte ubicadas en la Ruta Nacional N°12, con motivo de evidentes cambios en el uso y cobertura del suelo, produciendo situaciones incompatibles con las obras de artes existentes.

En el caso particular del cruce sobre el Arroyo Santa María, progresiva km 1155 de la Ruta Nacional N°12, la Dirección Nacional de Vialidad cuenta con dos informes Hidrológicos e Hidráulicos, que concluyen en soluciones diferentes para la nueva obra de arte a construir, un puente de tres vanos de veinte metros en un caso y un puente de un vano de treinta metros en el otro.

En tal sentido y en acuerdo con dicha Dirección, nuestro trabajo se enfoca en establecer pautas que permitan decidir cuál es la opción más conveniente. Para ello, se realiza un análisis comparativo de los estudios Hidrológicos e Hidráulicos, asumiendo como válidas la información de base, la interpretación de la misma y la metodología empleada en cada uno de ellos. A partir de este primer análisis, surge la necesidad de incorporar a la evaluación aspectos económicos vinculados al costo de cada una de las soluciones propuestas. Se realiza el Anteproyecto Estructural, cómputo y presupuesto, de la solución de tres vanos de veinte metros y el cómputo y presupuesto de la solución de un vano de treinta metros, cuyo Anteproyecto Estructural ya fue realizado por la DNV.

Para el desarrollo del Anteproyecto Estructural de la solución de tres vanos de veinte metros se analizó la información Geotécnica, la cual forma parte de los antecedentes proporcionados por la DNV.

A partir de las conclusiones de este informe, se establecen los criterios que hemos considerado más relevantes para facilitar la toma de decisión, atendiendo cuestiones técnicas, económicas, e inclusive de políticas de expansión y manejo del suelo agropecuario.

Capítulo dos:

HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA.

2. HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA.

2.1. OBJETIVO.

El objetivo del presente capítulo corresponde al análisis, determinación y diseño de las obras necesarias para resolver el cruce de la Ruta Nacional N°12 sobre el arroyo Santa María.



Imagen 2.1: Ubicación de la zona de estudio - Fuente: Informe N°1



Imagen 2.2: Cruce Ruta Nacional N°12 sobre arroyo Santa María - Fuente: Google Earth Pro.

Para la evaluación de las obras a ejecutar se realizó el estudio comparativo de dos informes elaborados por consultoras diferentes en el año 2017, cuyos respectivos enfoques para tratar la misma problemática resultaron en soluciones diferentes. Además, se analizaron otros, trabajos e información base.

2.2. ANTECEDENTES.

Los antecedentes que han sido consultados para la elaboración del presente informe son:

- “Ruta Nacional N°12: Estudios Hidráulicos de las Principales Obras de Arte en la Cuenca Alta del Riachuelo” – Caminos del Paraná – Año 2017.
- “Proyecto de Protección contra la erosión en el Arroyo Santa María y Ruta Nacional N°12, TR 100 años. Provincia de Corrientes” – Hidroyet – Año 2017.
- “Análisis del Comportamiento de las Principales Secciones de Cruce de la Cuenca Alta del Riachuelo en RN N°12” – Caminos del Paraná – Año 2010.
- Cartas Topográficas del Instituto Geográfico Nacional – I.G.N. –, escala 1:100.000, con equidistancias entre curvas de nivel de 5,00 metros:
- Mapa de Suelos de la Provincia de Corrientes. Escala 1:500.000. EEA. INTA Corrientes.
- Registros Pluviométricos de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación, estaciones: 2401 – Puerto Bermejo, 3805 – Corrientes, 3848 – Concepción y 3858 – Caá Carái.

2.3. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.

La cuenca del Riachuelo presenta problemas de acumulación de grandes volúmenes de agua afectando al sector agropecuario, como consecuencia de la presencia de esteros, cañadas y bañados, con escurrimiento (muy reducido) de tipo laminar, debida a la acción combinada de su baja pendiente, alta rugosidad y ausencia de vías de drenaje bien definidas en el sentido longitudinal del estero.

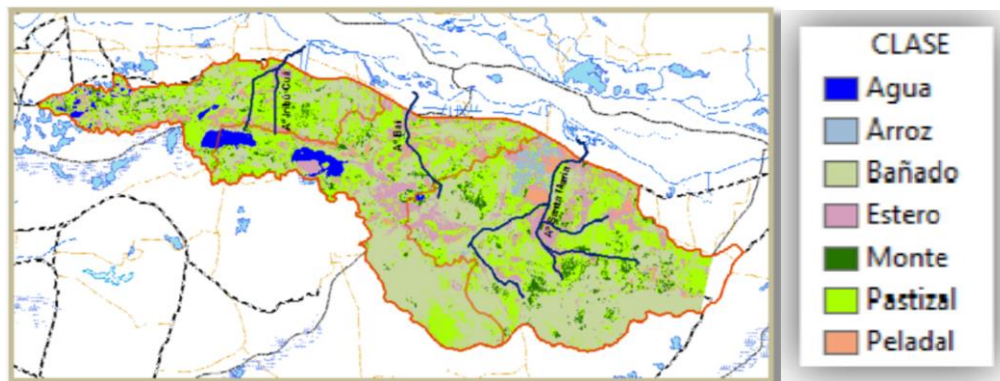


Imagen 2.3: Uso del suelo - Fuente: Informe N°1

Los esteros del Riachuelo escurren prácticamente paralelos al Río Paraná, a una distancia del orden de los 15 kilómetros al Sur. Esta situación impulsó en las últimas décadas a aprovechar la proximidad al Paraná para evacuar los excedentes acumulados en los esteros a través de canalizaciones hacia el arroyo Santa María.



Imagen 2.4: Canalización del sector agropecuario - Fuente: Google Earth Pro.

Estos volúmenes hídricos que se fueron agregando, no solo en cantidad sino también en permanencia, hacen necesario verificar la capacidad de transporte del arroyo y de la obra de arte en el cruce con la Ruta Nacional N°12. Además, debe considerarse la aceleración de los fenómenos erosivos, que sumados al inevitable proceso de erosión retrograda que se genera a lo largo de toda la costa del Paraná, debido al desnivel entre el Río y los terrenos circundantes, producen regímenes torrenciales en cercanía a las desembocaduras, con formación de cárcavas por las características erosivas de los suelos, debido a su baja cohesión.



Imagen 2.5: Cauce del arroyo Santa María 100m aguas debajo de la R.N. N°12 - Fuente: Informe N°1



Imagen 2.6: Cauce del arroyo Santa María 50m aguas arriba de la R.N. N°12 - Fuente: Informe N°1

La situación para la que se diseña, es la correspondiente a épocas de elevadas precipitaciones las cuales producen un estado de inundación en la cuenca, que se comporta en función de los informes estudiados como una cubeta gigante, desbordando por los lugares en donde el relieve y las obras actuales lo permiten, como es el caso del arroyo Santa María, a través de las obras de arte transversales a la Ruta Nacional N°12.

En síntesis, la necesidad de recuperar zonas de baja productividad agropecuaria por cuestiones de anegamiento en la cuenca de Riachuelo, hace necesario verificar la capacidad de los arroyos que escurren en sentido transversal y de las obras de arte que cruzan la Ruta Nacional N°12, teniendo en cuenta en estas últimas el control de la erosión a los efectos de garantizar su estabilidad en el tiempo.

Expansión del Sector Agropecuario e Impacto Medio Ambiental.

En la siguiente imagen se puede visualizar a grandes rasgos el uso y cobertura del suelo del área de aporte del arroyo Santa María, en diciembre de 1998 y posteriormente en diciembre de 2016. Analizando ambas imágenes se puede apreciar la evolución del sector agropecuario a través del tiempo, con una expansión de la superficie de las tierras destinadas a la siembra y producción en un entorno del 350 al 400 %.



Imagen 2.7: diciembre 1998, zona agropecuaria reducida y sin canalización - Fuente: Google Earth Pro.

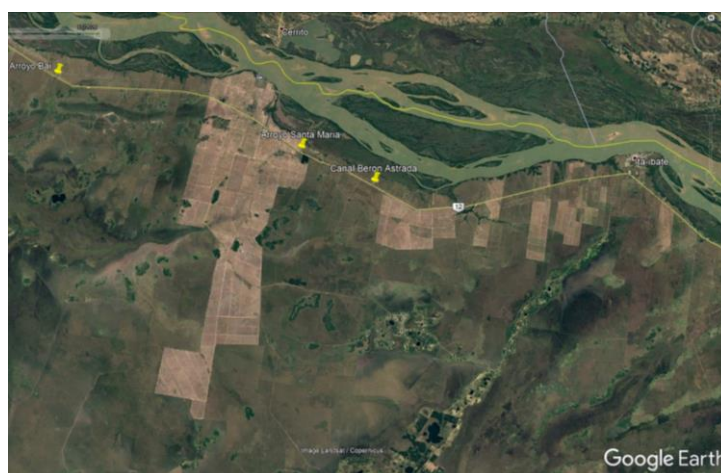


Imagen 2.8: diciembre 2016, zona agropecuaria desarrollada y con canalización - Fuente: Google Earth Pro.

Dicha expansión condujo en consecuencia a la implementación de canales de drenaje parcelarios que descargan en el arroyo Santa María. Esta expansión si bien es tenida en cuenta en los dos informes que se analizarán obliga a prever la regulación del uso y cobertura del suelo en cualquier solución o propuesta que se adopte.



Imagen 2.9 y 2.10: Canalizaciones con fenómenos erosivos en la desembocadura sobre el arroyo Santa María - Fuente: Google Earth Pro.

2.4. ANÁLISIS DE LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDÁULICOS.

El estudio comparativo de los informes se hace en forma cualitativa y cuantitativa, analizando la sensibilidad de cada uno de los parámetros adoptados para la obtención de los resultados.

En líneas generales ambos estudios hidrológicos plantean el modelo de transformación lluvia-caudal, asociado a un evento de precipitación con un tiempo de recurrencia de 100 años, el cual fue el solicitado por la Dirección de Vialidad Nacional (DVN). Esta similitud entre ambos estudios, permiten una apropiada y coherente comparación entre parámetros adoptados por ambas partes.

2.4.1. Análisis del informe “Ruta Nacional N°12: Estudios Hidráulicos de las Principales Obras de Arte en la Cuenca Alta del Riachuelo”. (Informe Numero 1)

El presente informe realizó un estudio integral de los cursos de agua que cruzan a la Ruta Nacional N°12, dentro de los cuales se encuentran el arroyo Santa María, el arroyo Baí, el arroyo Iribú Cuá y el canal Berón Astrada.

De acuerdo con este documento, las cuencas actuales, tienen sus nacientes aguas arriba de la localidad de Berón de Astrada, en una zona con divisorias de aguas poco definidas, donde la primera vía de drenaje hacia el Río Paraná la constituye el Canal Berón de Astrada, el cual se desarrolla paralelo a la Ruta Provincial N°15 hasta unos 4000 metros de su intersección con la Ruta Nacional N°12, donde se desvía en dirección Noreste, atravesando esta última a la altura de la Progresiva 1165+335.

Este canal capta las aguas de la Cañada San Antonio, donde el escurrimiento a través de las alcantarillas de la Ruta Provincial N°15 pueden darse en ambos sentidos dependiendo de la zona de mayor precipitación y acumulación de aguas.

Aguas abajo de esta zona se encuentran numerosos cursos de agua intervenidos, o canales que formando parte de la cuenca de los esteros del Riachuelo descargan al Arroyo Santa María, como ser el Arroyo Noé, Arroyo Capiaty, Arroyo Fortuna y el Arroyo Avalos. El Arroyo Santa María cruza la Ruta Nacional N°12 a la altura de la Progresiva 1154+750.

En esta zona el límite Sur de la cuenca es poco definido, con escurrimiento en uno u otro sentido dependiente de la localización de las precipitaciones, naciendo en este sector los esteros del San Lorenzo y los esteros de las Maloyas.

La siguiente vía de drenaje la constituye el Canal Baí, el cual atraviesa el Estero San José y se desarrolla hasta los esteros de Riachuelo. Ante escenarios de crecientes, capta además los desbordes de la Laguna Toro Hú. Este canal cruza la Ruta Nacional N°12 a la altura de la Progresiva 1132+530.

Continuando con las vías de drenaje se encuentra el Arroyo Iribú Cuá el cual llega hasta los esteros del Riachuelo y su Afluente n°1 que alcanza la Laguna Vallejos. Su intersección con la Ruta Nacional N°12 se da a la altura de la Progresiva 1116+300.

Al Sur de este sector de cuenca se encuentra la Cañada del Toro, con transfluencias con los esteros del Riachuelo.

Este documento analiza los caudales de diseño de las obras de arte para un escenario futuro, para el cual se ha considerado una situación de máxima que no solo incluye a la Cuenca Alta

del Riachuelo (o Esteros del Riachuelo), sino también a sectores de la cuenca Alta del Empedrado, como ser los Esteros del San Lorenzo, parte de los Esteros de las Maloyas y parte de la cuenca Alta del Riachuelito como es el caso de la Cañada del Toro.

Es de destacar que para que estas cuencas realmente aporten a las descargas que atraviesan la ruta nacional, será necesario prolongar la red de canales existentes aguas arriba de la misma, así como también readecuar sus secciones de acuerdo a los nuevos caudales.

Para este escenario futuro, se considera que las cuencas se encuentran intervenidas con los mencionados canales y que los mismos son capaces de conducir hacia el Río Paraná, a través del arroyo, todos los excedentes pluviales que se generan ante las tormentas de diseño. Es decir, se considera que las cuencas poseen límites definidos, a diferencia de la situación actual donde las divisorias de cuencas son poco definidas y con múltiples transfluencias.

Se presentan a continuación la delimitación de cuencas realizada, para lo cual se tuvo en cuenta diversa información, como ser cartas geomorfológicas, cartas topográficas, imágenes de satélite, modelos de elevaciones y relevamientos de campo.

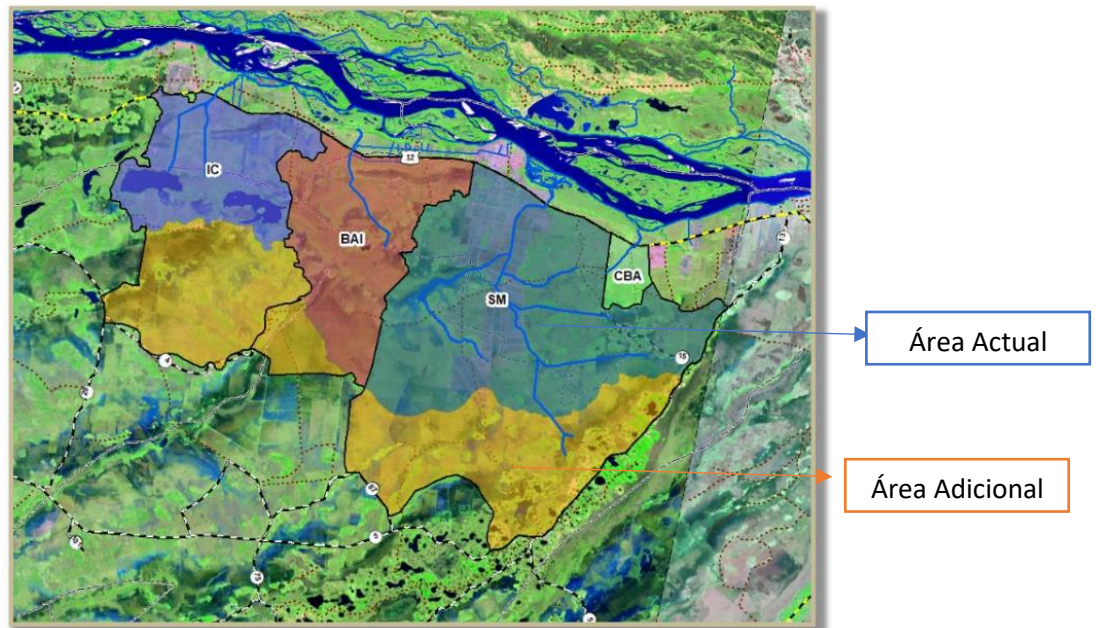


Imagen 2.11: Áreas de aporte actuales y adicionales (Informe N°1) - Fuente: Informe N°1

En síntesis, conforme al documento en análisis, el área de aporte de la cuenca actual del arroyo Santa María posee una superficie de 60632 ha, más la superficie adicional previendo un escenario futuro de 33297 ha, arrojando una superficie total de 93929 ha.

Para la realización del modelo hidrológico, se realizó un análisis del uso y cobertura del suelo en base al escenario futuro planteado, para el cual se consideró que el 20% de la cuenca se destinará a la actividad agrícola y el resto a la actividad agropecuaria, tomando valores conservadores de Número de Curva de 82 y 74 respectivamente.

Además, se cuantificó en forma aproximada en base a fórmulas empíricas, como lo es la ecuación de Kirpich, el tiempo de concentración, que es el tiempo mínimo para que todos los puntos de la cuenca estén aportando agua de esorrentía en forma simultánea al punto de salida, para la determinación del tiempo de duración de la precipitación de diseño. La

aplicación de esta ecuación requiere parámetros como la pendiente media y la longitud máxima de la cuenca, dando como resultado un tiempo de 2400 minutos.

Para el estudio de las precipitaciones en la zona se analizaron las estaciones pluviométricas más cercanas pertenecientes a la Base de Datos Hidrológica Integrada de la Subsecretarías de Recursos Hídricos de la Nación. Las estaciones utilizadas, su período de registro y ubicación se indican a continuación.

Nombre	Río	Latitud	Longitud	Período
Puerto Bermejo	Paraguay	26° 56' 23"	58° 29 39"	1985-2017
Corrientes	Paraná	27° 27' 55"	58° 50 57"	1982-2017
Concepción	Batel-Batelito	28° 23' 21"	57° 53 55"	1978-2017
Caá Carai	Aguapeí	27° 49' 28"	56° 15 32"	1985-2017

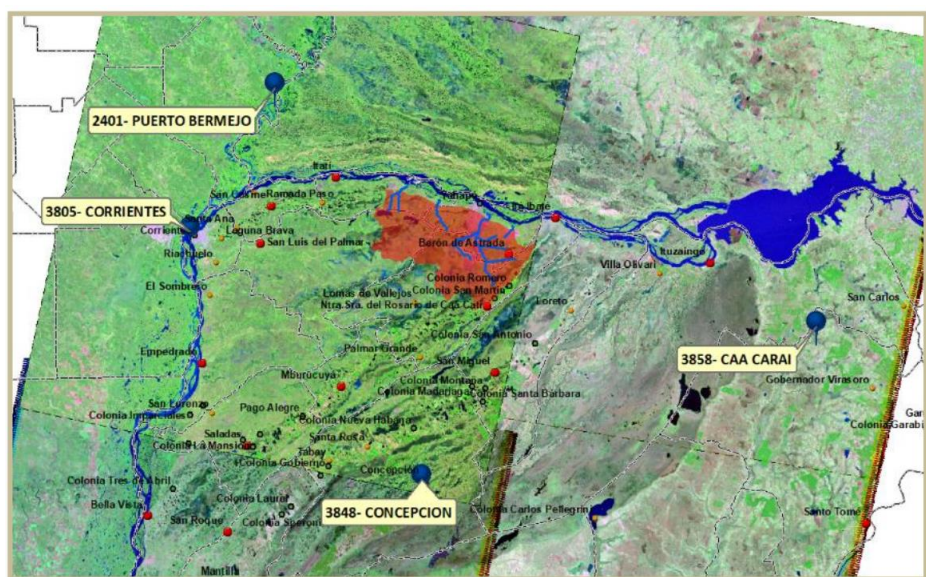


Imagen 2.12: Ubicación de las estaciones Meteorológicas (Informe N°1) - Fuente: Informe N°1

Se calcularon las precipitaciones mensuales promedio y sus correspondientes desvíos estándar, los máximos y mínimos mensuales de precipitación, y se extrajo de la serie los valores de precipitación máxima diaria anual para duraciones de 24 y 48hs.

Las Funciones de Distribución analizadas fueron: Log-Normal de Dos Parámetros (LN2), Gumbel (GU), General de Valores Extremos (GEV), Pearson Tipo III (PIII), Log-Pearson III (LPIII), Exponencial (EXP) y Wakeby (WA).

Se calculó para el ajuste muestral a cada distribución el test de Kolmogorov-Smirnov y los errores cuadráticos medios en valores (ECMV) y en frecuencia (ECMF). Para la selección de la Función de Distribución Teórica que proporciona el mejor ajuste a la muestra se tomó en cuenta el ECMV, el ECMF y el test de Kolmogorov-Smirnov en este orden de prioridad. Teniendo en cuenta los tiempos de concentración obtenidos se adoptó para el diseño tormentas con duraciones de 48hs. Con los valores obtenidos para cada estación

pluviométrica se generaron isohietas las cuales determinaron los montos de precipitaciones areales cada cuenca.

Estación	TR = 100 años	
	24 h	48 h
2401	174.3	291.0
3805	287.6	319.5
3848	269.8	313.0
3858	196.2	240.7

Dado el tamaño de las cuencas de aporte corresponde emplear los coeficientes reductores por área

Cuenca	Designación	Superficie [ha]	Precip. Areal [mm]	Coef. Areal (Ka)	Coef. Areal (ARF)	Precip. de Cálculo [mm]
Arroyo Iribú Cuá	IC	46131	300.8	0.82	0.95	285.8
Arroyo Baí	BAI	32815	299.3	0.83	0.96	287.3
Arroyo Santa María	SM	93929	297.3	0.80	0.95	282.4
Canal Berón de Astrada	CBA	3098	293.6	0.90	0.99	290.7

De acuerdo a los resultados, para la precipitación de diseño de 282.4mm correspondiente a una recurrencia de 100 años, se obtienen abstracciones por 79.06mm, escurriendo los restantes 203.34mm, lo cual representa un volumen de aporte de 190.99hm³.

El sistema funciona como un gran embalse o cuenco constituido por los esteros. Partiendo de un nivel en embalses de 64.80m se aprecia como el nivel hídrico máximo que se obtiene en los Esteros es de 65.73m, valor similar a los actuales para condiciones normales. Se aprecia además que se producen valores superiores a 65.60m (cota de los terrenos bajos que rodean a los esteros) por aproximadamente dos días, mientras que antes de las dos semanas de iniciada la tormenta se vuelve a las condiciones iniciales de niveles en los esteros. En este escenario futuro, a partir de la aplicación de un modelo de transformación lluvia-caudal (HEC-HMS) y luego un modelo de propagación (Puls Modificado) se obtiene un exceso de caudal máximo de 359.3 m³/s, el cual se consigue mediante un vertedero con cota de umbral en 64.60m y ancho de 175.0m, el cual vuelca las aguas al canal del Arroyo Santa María.

En base a las modelaciones realizadas y parámetros del cauce, la velocidad máxima alcanzada en la sección de control es de 2.10 m/s para la solución de tres vanos de 20 metros recomendada en este documento.

2.4.2. Análisis del informe “Proyecto de Protección contra la erosión en el Arroyo Santa María y Ruta Nacional N°12, TR 100 años. Provincia de Corrientes” (Informe Numero 2)

Los límites de la zona o área de aporte se describen a continuación. El límite Norte del área de aporte lo constituye la Ruta Nacional N° 12, que se sitúa aproximadamente en la divisoria de aguas con la cuenca del río Paraná.

Por el Este, el área de aporte tiene como límite la Ruta Provincial N° 15, desde la Ruta Nacional N° 12 hasta proximidades de la localidad de Berón de Astrada incorporando la superficie que se ubica al Norte de la localidad, continuando el límite por la Ruta Provincial N° 13 hasta la localidad de Caá Catí.

El límite Sur del área de aporte considerada para el presente estudio se definió convencionalmente sobre el camino que va desde Caá Catí a Timbó Cora, mientras que por el Oeste el límite no es totalmente claro dependiendo de las condiciones de tirante hidráulico ya que sus drenajes pueden descargar hacia el Arroyo Baí como al Santa María, éste último más relevante como cauce que puede conducir los excesos superficiales del área hacia el río Paraná.

En síntesis, este segundo documento establece que el área de aporte de la cuenca actual del arroyo Santa María posee una superficie de 65500 ha.

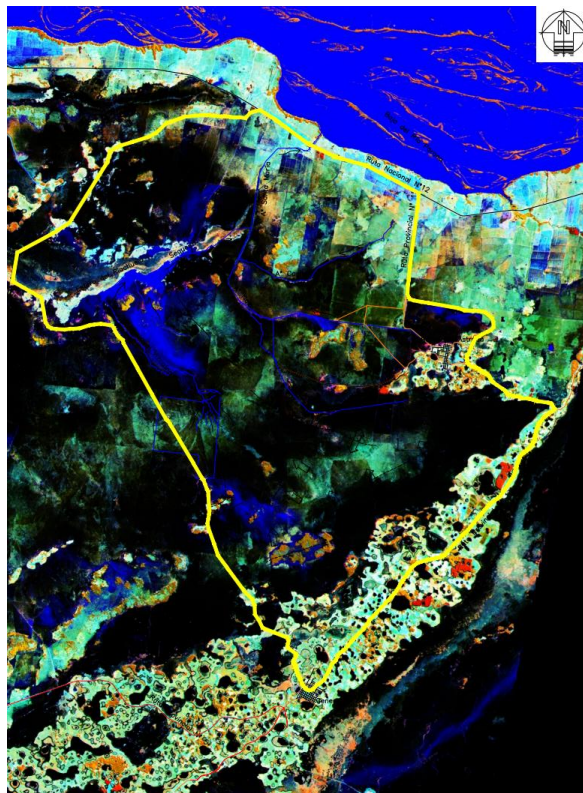


Imagen 2.13: Áreas de aporte (Informe N°2) - Fuente: Informe N°2

Las características del área de aporte definida para este estudio, han llevado a analizar las condiciones bajo las cuales se produce la generación, distribución y traslado de la lámina de escurrimiento superficial. Para el primero de los procesos mencionados, resultó necesario contar con la Precipitación de Diseño a partir de estimar el posible tiempo de traslado de la lámina hacia la salida de la cuenca y utilizar dicho tiempo para calcular el valor de la lluvia crítica. Teniendo en cuenta el rango de valores de pendiente real de la superficie del agua

en las zonas no encauzadas, oscilante entre 0.05 y 0.12cm/km, y las posibles trayectorias del escurrimiento superficial, establece que un tiempo razonable para que la precipitación ocurrida produzca un incremento sensible del caudal en la salida sería de 3 días

Debido a que no se encontraron datos de precipitación dentro del área en cuestión, se decidió recurrir a información pluviométrica de áreas vecinas que estén dentro de la homogeneidad meteorológica. Siendo la estación más cercana, que dispone de registros suficientes como para realizar un análisis estadístico es Concepción, ubicada a 97,29 km al sur del centro de gravedad del área de estudio, y Vallejos Cue ubicada a 40,16 km al Este de dicho centro.

La estación de Concepción posee 38 años hidrológicos y se encontraba en operación hasta el momento en que se concretó este informe (1978/1979-2015/2016), mientras que Vallejo Cue cuenta solo con 11 años hidrológicos.

La estación de Vallejo Cue, no posee una longitud de registro lo suficientemente extensa, pero debido a su cercanía respecto del área de aporte, permitió identificar con mayor sensibilidad el comportamiento pluviométrico de la cuenca, y la correlación de su periodo de registros anuales disponibles en relación con la estación de Concepción habilito a confirmar la homogeneidad meteorológica.

El estudio estadístico se orienta en identificar los valores asociados a una precipitación crítica de 3 días de duración, con una recurrencia de 100 años. Como se mencionó anteriormente se utilizó el registro de la estación Concepción, por ser la más cercana al área con información disponible.

Para conformar adecuadamente la precipitación de diseño, también se seleccionaron muestras de máximos anuales para 1 y 2 días, de modo de tener referencias para uniformar la recurrencia de la distribución a adoptar para el valor total del evento.

Para el tratamiento estadístico se realizó el ajuste por 7 funciones teóricas diferentes de distribución de probabilidad de uso frecuente en hidrología: Log Normal, Gumbel, GEV, Pearson III, Log Pearson III, Exponencial y Wakeby. Además, para cada distribución se determinaron los errores cuadráticos medios de la frecuencia y de la variable.

Los resultados del tratamiento estadístico para los máximos anuales en 3 días, muestran que la función de mejor ajuste resultó la de Pearson, y el valor precipitable con una recurrencia de 100 años fue de 370.1mm

La realización de modelos hidrológicos previos indicaba un escurrimiento a lo largo de un período de 45-50 días para el evento crítico de 3 días con precipitación, por lo que se decidió analizar eventos pluviométricos de larga duración, seleccionando una muestra de precipitación máxima anual para períodos de 45 días. La función de mejor ajuste para la misma resultó Log Pearson y el valor total de 1005.5mm para una recurrencia de TR= 100 años se lo distribuyó de acuerdo al evento máximo real más parecido.

Los 15 días con precipitación distribuida a lo largo de los 45 días de duración determinan la conformación de un hidrograma complejo con 5 picos bien definidos, según se muestra en la Imagen N°2.10. El volumen total escurrido, considerando que los esteros funcionan como un embalse, resulta ser de 605.018hm³ para una precipitación neta de 923.7mm. El caudal se estima a partir del modelo AR-HYMO de transformación lluvia-caudal. Estos valores están asociados a la consideración de un suelo Clase II para el valor asignable al CN, que resultó igual a 78, mientras que la abstracción inicial fue de 14.3mm.

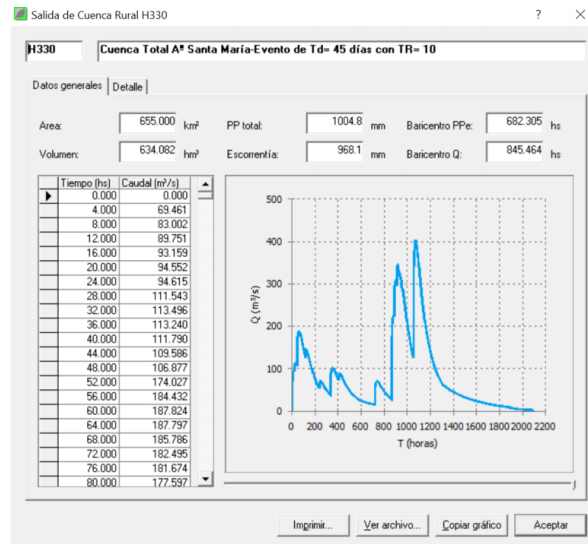


Imagen 2.10: Hidrograma de escurrimiento superficial para un evento de 45 días de duración, con un TR de 100 años (Informe N°2) - Fuente: Informe N°2

Finalmente, se realizó una modelación hidráulica de propagación (Modelo EPA – SWMM) que ante el evento de 45 días de duración y 100 años de recurrencia como fue solicitado por DNV, determinó un valor de caudal de $71.10 \text{ m}^3/\text{s}$ en la sección de control.

En base a las modelaciones realizadas y parámetros del cauce, la velocidad máxima alcanzada en la sección de control es de 1.49 m/s para la solución de un vano de 30 metros recomendada en este documento.

2.5. Comparación de resultados obtenidos por cada informe y sus respectivas soluciones.

En la tabla a continuación se presenta una comparativa entre los parámetros y resultados obtenidos respectivamente en cada estudio realizado.

Estudio / Parametros y Resultados	2.4.1	2.4.2
Area de la cuenca Actual	60632	65500
Area de la cuenca Adicional	93929	-
Pendiente media	0.01%	-
Tiempo de duracion de la precipitacion	48hr	72 hr- 45 dias
Presipitacion de Diseño	282.4mm	370.1mm - 1005mm
Modelo Lluvia-Caudal utilizado	HEC-HMS	AR-HYMO
Modelo de Propagacion utilizado	Puls Modificado	EPA – SWMM
Volumen maximo	190.99hm3	605.018hm3
Caudal maximo por la seccion de control	359.3 m3/s	71.1 m3/s
Velocidad en la seccion de control	2.10 m/s	1.49 m/s

2.5.1. Solución del Informe “Ruta Nacional N°12: Estudios Hidráulicos de las Principales Obras de Arte en la Cuenca Alta del Riachuelo”.

Para el desarrollo del diseño de la protección contra la erosión en esta sección se ha optado por el empleo de estribos cerrados, pudiendo optar por estribos abiertos en caso de revestimiento de los taludes y un adecuado mantenimiento del mismo. Se recomiendan diferentes soluciones, puente de tres vanos de 20 metros, puente de cuatro vanos de 20 metros y puente de cinco vanos de 20 metros. No se aprecian diferencias importantes desde el punto de vista hidrológico ni hidráulico entre las distintas soluciones.

Previendo la necesidad de incrementar las capacidades de conducción de las canalizaciones existentes, el análisis de los caudales de diseño de las obras de arte se realizó para un escenario futuro, para el cual se ha considerado una situación de máxima que no solo incluye a la Cuenca Alta del Riachuelo (o Esteros del Riachuelo), sino también a sectores de la cuenca Alta del Empedrado, como ser los Esteros del San Lorenzo, parte de los Esteros de las Maloyas y parte de la cuenca Alta del Riachuelito como es el caso de la Cañada del Toro. Es de destacar que para que estas cuencas realmente aporten a las descargas que atraviesan la Ruta Nacional, será necesario prolongar la red de canales existentes aguas arriba de la misma, así como también readecuar sus secciones de acuerdo a los nuevos caudales, incluido el cauce del arroyo Santa María.

2.5.2. Solución del Informe “Proyecto de Protección contra la erosión en el Arroyo Santa María y Ruta Nacional N°12, TR 100 años. Provincia de Corrientes”

Para el desarrollo del diseño de la protección contra la erosión en esta sección se han considerado las nuevas condiciones que impone la construcción del nuevo puente de 30 metros de luz y la realización de un amortiguador hidráulico.

Se prevén también obras complementarias. Estas obras permitirán ordenar la llegada de las cunetas que descargan al sistema de escurrimiento, siempre aguas arriba del puente a construir, así como la conformación de los rellenos a los lados de la obra de amortiguación para contener parte de los terraplenes laterales de la obra.

Aguas Abajo de la ruta nacional N°12 este estudio recomienda la construcción de un muro de sostenimiento de 10m de longitud a cada lado del final de la obra de amortiguación, éstos comienzan en el ala de descarga del amortiguador que se construye en esa longitud, para permitir la conformación del talud de suelo alrededor de la obra. Las cunetas de ambos lados descargan en forma natural como lo hacen en la actualidad.

Aguas Arriba de la ruta nacional N°12 prevé la conformación de un canal trapecial revestido en hormigón armado con un ancho de solera de 20m y taludes 1:1 hasta cubrir la cota 61m IGN su eje deberá tener una extensión que va desde los límites del espacio de reserva de ruta (alambre suroeste) hasta la cara de aguas arriba del puente a construir en esta sección.

La construcción del canal de aducción revestido en hormigón armado hasta la cota 61m IGN hace necesario la construcción de sendos sumideros de rejillas horizontales que permitan tomar los excesos de las cunetas de este lado de la ruta. Las rejillas deberán estar colocadas a cota 60.50m IGN y conformar las cunetas en consecuencia para permitir el ingreso a los sumideros, éstos estarán vinculados por caños de diámetro 800mm a los taludes del canal de aducción lo que permitirá la efectiva evacuación de los excesos transportados por estas.

2.6. Conclusiones y recomendaciones.

La adecuación hidráulica del cruce sobre el arroyo Santa María, debe estar acompañada de un plan director de expansión agropecuaria, que limite la transformación antrópica del uso y cobertura del suelo, basándose en el concepto del impacto hidrológico y ambiental nulo. Debe detenerse la expansión incontrolada.

La decisión entre las diferentes propuestas a las que arriban los informes evaluados excede los aspectos meramente técnicos, vinculándose en mayor medida a la evolución de la cuenca, que se admite pueda crecer en un 50% en un caso y que se limita a la situación actual en el otro. Adoptar una u otra solución condicionará en mayor o menor medida un futuro plan director de manejo del agua de toda la zona involucrada, y finalmente dicho condicionamiento, y la correspondiente toma de decisión, se asociará a la valoración económica de las distintas alternativas.

En el caso del Informe Numero 1, donde se considera como hipótesis un posible aumento futuro del área de aporte en un 50% respecto a la situación actual, se deberá computar la construcción de una red de drenaje dentro del área problema, readecuación de la sección del arroyo Santa María, la construcción de un puente de al menos 60 metros de largo, y si bien no está indicado, a nuestro juicio, también la previsión de obras de control de erosión dadas las velocidades de flujo determinadas y el tipo de suelo identificado conforme se indica en el Capítulo 3, Estudios Geotécnicos.

El Informe Numero 2 no considera una futura expansión de la cuenca y en consecuencia impone un mayor condicionante al futuro plan director. Debe computarse un puente de 30 metros de largo, obras de control de erosión y amortiguación, y no requiere adecuación del arroyo.

Se concluye que el análisis hidrológico e hidráulico no permite por sí mismo la toma de decisión, recomendándose a partir del mismo avanzar con el anteproyecto de ambas propuestas y la correspondiente valoración económica, lo que sumado a la consideración de las limitaciones que puedan generarse en el futuro plan director, permitan la toma final de decisión.

En cualquier caso, se requerirá un acuerdo entre los arroceros, ICAA y Vialidad Nacional, que defina las condiciones de borde, sino en el futuro nuevamente se llegará a insuficiencia de caudal o erosión por mayores caudales de permanencia. Así mismo, se recomienda calibrar los modelos empleados, mediante la comparación de sus resultados con aforos directos en la sección de control, los cuales deberían ser realizados por entes pertinentes, debido a que actualmente no se encuentran en existencia.

Capítulo tres:

GEOTECNIA.

3. GEOTECNIA.

3.1. OBJETIVO.

El objetivo del presente capítulo es el análisis del estudio de suelos efectuado por la empresa SIGMA S.R.L en el año 2017, para la determinación de los parámetros mecánicos y físicos del subsuelo correspondiente al arroyo Santa María, en el cruce con la Ruta Nacional N°12, en la provincia de Corrientes.

La investigación geotécnica desarrollada a partir de la ejecución de sondeos exploratorios, ensayos de campo, toma de muestras y ensayos de laboratorio, permiten definir la estratificación del suelo, parámetros geomecánicos y geoquímicos, a partir de los cuales es posible valorar las alternativas de interacción suelo-estructura-agua y establecer los datos necesarios para el proyecto de los sistemas de fundación.

3.2. ESTUDIOS Y ENSAYOS REALIZADOS.

3.2.1. Tareas de campo realizadas.

Se ejecutaron seis (6) perforaciones, con ensayos de penetración estándar tipo SPT, y extracción de muestras para ensayos de laboratorio cada metro de profundidad, identificados desde P1 a P6.

SONDEO	COTA B.P. (m)	PROF. (m)(*)	COORDENADAS
P1	+55,00	30,60	27°25'48.9"S 57°37'02.4"O
P2	+60,00	30,60	27°25'51.3"S 57°37'01.4"O
P3	+54,70	30,60	27°25'48.3"S 57°37'03.1"O
P4	+55,00	30,60	27°25'48.1"S 57°37'03.9"O
P5	+60,00	30,60	27°25'49.3"S 57°37'05.5"O
P6	+65,00	30,60	27°25'48.9"S 57°37'06.3"O



Imagen 3.1: Ubicación de los sondeos - Fuente: Informe Geotécnico SIGMA SRL.

3.2.2. Tareas de laboratorio realizadas.

En la totalidad de las muestras extraídas se realizaron los siguientes ensayos:

- Granulometrías (IRAM N° 10507/59)
- Humedad Natural del Suelo (IRAM N° 10519/70)
- Limite Liquido (IRAM N° 10501/68)
- Limite Plástico – Índice de Plasticidad (IRAM N° 10502/68)
- Clasificación de Suelos de acuerdo al sistema unificado de clasificación de Suelos “S.U.C.S” (IRAM N° 10509/81)
- Los testigos cohesivos fueron moldeados para ensayos triaxiales del tipo escalonado rápido. Se determinan parámetros mecánicos no drenados. En suelos granulares, difícilmente moldeables, es suficiente la estimación de los parámetros de resistencia a través de la interpretación de los ensayos normalizados de penetración.

3.3. CONCLUSIONES.

3.3.1. Descripción del perfil estratigráfico.

Se ha estudiado el perfil estratigráfico de los suelos explorados, analizando sus características mecánicas y físicas.

A continuación, se detalla en forma general un resumen de las características de los mismos y un esquema del perfil longitudinal de las perforaciones.

Perforación P1:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
0,00 – 8,00	SP	Arena mal graduada con gravas, color marrón claro y marrón claro amarillento. Contenido de material fino entre 3% y 4%.-	-	Suelta y Mediana
8,00 – 12,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada con restos de oxido y gravas, color marrón claro amarillento y marrón claro. Contenido de material fino >10%.-	-	Mediana, Densa, Muy Densa y Densa
12,00 – 20,00	SP	Arena mal graduada con restos de oxido y gravas en estrato superior, color marrón claro. Contenido de material fino entre 2% y 4%.-	-	Densa, Muy Densa y Densa
20,00 – 24,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada color marrón claro amarillento. Contenido de material fino entre 8% y 10%.-	-	Muy Densa y Densa
24,00 – 30,60	SP	Arena mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino >2%.-	-	Densa

Perforación P2:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
0,00 – 5,00	SC	Arena arcillosa con restos de materia orgánica en estratos superiores, color marrón oscuro y gris claro. Contenido de material fino entre 24% y 42%.-	-	Mediana, Suelta y Mediana
5,00 – 12,00	SP	Arena mal graduada con gravas en estratos superiores, color marrón claro. Contenido de material fino >2%.-	-	Mediana y Densa
12,00 – 16,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada color marrón claro amarillento. Contenido de material fino >9%.-	-	Densa
16,00 – 24,00	SP	Arena mal graduada color marrón claro amarillento y marrón claro. Contenido de material fino entre 1% y 4%.-	-	Densa, Muy Densa y Densa
24,00 – 28,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas, color marrón claro amarillento. Contenido de material fino entre 8% y 10%.-	-	Densa
28,00 – 30,60	SP	Arena mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino >3%.-	-	Densa

Perforación P3:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
0,00 – 8,00	SP	Arena mal graduada con gravas, color marrón claro y marrón claro amarillento. Contenido de material fino entre 1% y 4%.-	-	Mediana y Densa
8,00 – 13,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas, color marrón claro amarillento y marrón claro. Contenido de material fino entre 7% y 10%.-	-	Densa
13,00 – 20,00	SP	Arena mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino >1%.-	-	Densa, Muy Densa y Densa
20,00 – 24,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas, color marrón claro amarillento. Contenido de material fino >7%.-	-	Densa
24,00 – 30,60	SP	Arena mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino >2%.-	-	Densa, Muy Densa y Densa

Perforación P4:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
0,00 – 8,00	SP	Arena mal graduada con gravas, de tamaños considerables en superficie, color marrón claro. Contenido de material fino >3%.-	-	Suelta y Mediana
8,00 – 12,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas y restos de óxido, color marrón claro amarillento. Contenido de material fino >10%.-	-	Mediana y Densa
12,00 – 20,00	SP	Arena mal graduada con restos de óxido y gravas, color marrón claro. Contenido de material fino >2%.-	-	Densa
20,00 – 25,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada color marrón claro amarillento. Contenido de material fino entre 8% y 11%.-	-	Densa y Muy Densa
25,00 – 30,60	SP	Arena mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino >1%.-	-	Densa

Perforación P5:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
0,00 – 5,00	SC	Arena arcillosa con restos de materia orgánica y óxido en estratos superiores, color marrón oscuro y gris claro. Contenido de material fino entre 25% y 43%.-	-	Suelta y Mediana
5,00 – 12,00	SP	Arena mal graduada con gravas en estratos intermedios, color marrón claro. Contenido de material fino entre 2% y 4%.-	-	Mediana
12,00 – 16,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino >9%.-	-	Densa
16,00 – 24,00	SP	Arena mal graduada con gravas, color marrón claro. Contenido de material fino entre 2% y 4%.-	-	Densa
24,00 – 29,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas en estrato intermedio, color marrón claro amarillento. Contenido de material fino entre 8% y 11%.-	-	Muy Densa y Densa
29,00 – 30,60	SP	Arena mal graduada con gravas, color marrón claro. Contenido de material fino >2%.-	-	Densa

Perforación P6:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
0,00 – 2,00	CL	Arcilla arenosa de plasticidad media y baja con restos de materia orgánica, color gris oscuro. Contenido de material fino >56%.-	Consistente	-
2,00 – 10,00	SC	Arena arcillosa con restos de óxido en estrato superior y gravas en inferior, color marrón oscuro y gris claro. Contenido de material fino entre 19% y 45%.-	-	Suelta y Mediana
10,00 – 17,00	SP	Arena mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino entre 1% y 4%.-	-	Mediana y Densa
17,00 – 21,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino entre 8% y 10%.-	-	Densa
21,00 – 29,00	SP	Arena mal graduada con gravas en estratos intermedios, color marrón claro. Contenido de material fino entre 2% y 4%.-	-	Densa y Muy Densa
29,00 – 30,60	SP-SM	Arena limosa mal graduada color marrón claro amarillento. Contenido de material fino 10%.-	-	Densa

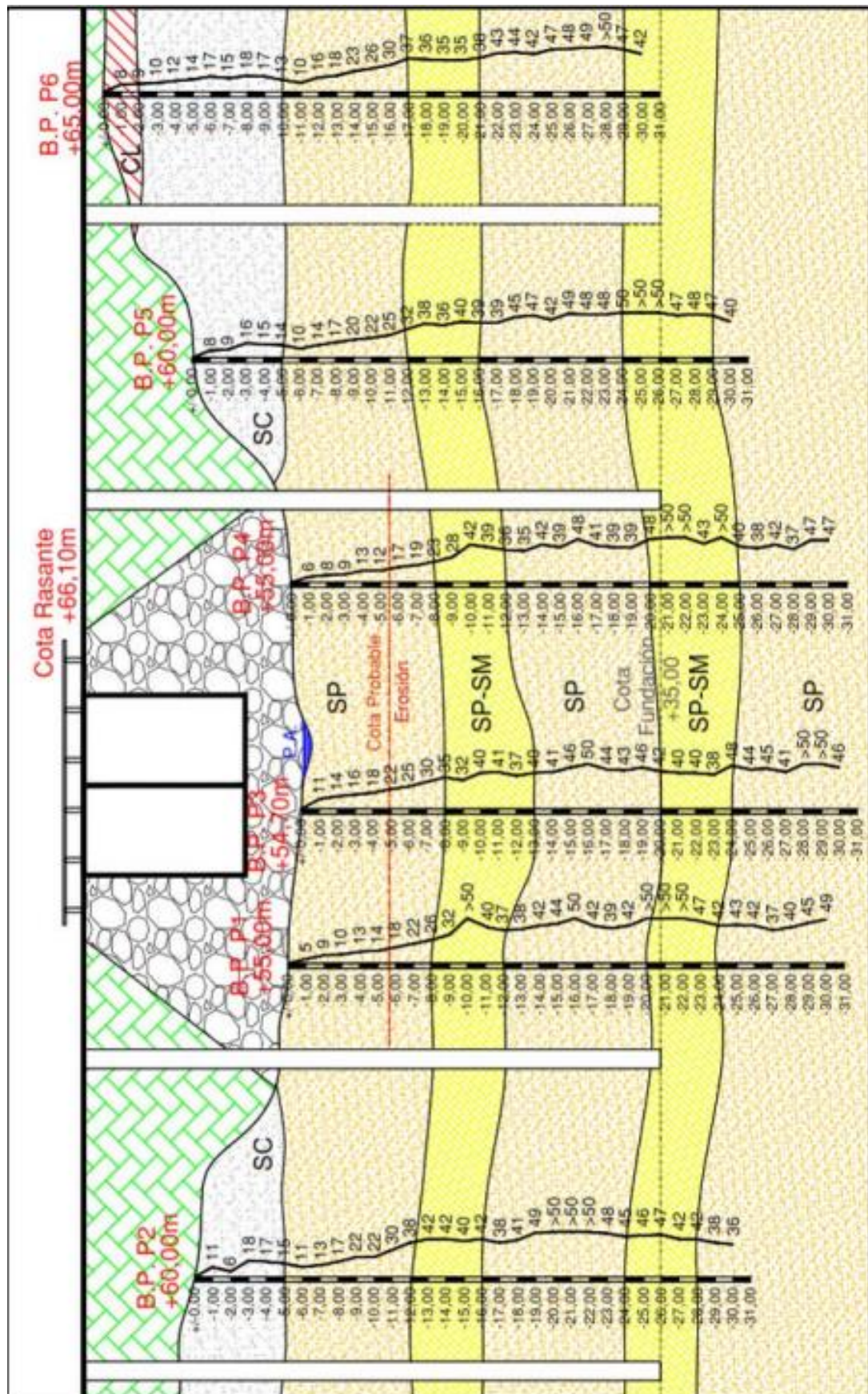


Imagen 3.2: Perfil Estratigráfico - Fuente: Informe Geotécnico SIGMA SRL

3.3.2. Parámetros de resistencia al corte.

Se efectuaron pruebas de compresión triaxial del tipo rápido con escalonamiento de tensiones, a fin de determinar los parámetros de resistencia al corte.

El ensayo se realizó en condiciones no drenadas-no consolidadas (Prueba de compresión triaxial UU) a fin de determinar los parámetros de cohesión interna del suelo (C_u) y su ángulo de fricción interna (ϕ_u).

A continuación, se presentan los resultados de estos ensayos

Perforación P2				
Prof. (m)	C_u (kg/cm ²)	ϕ (grados)	γ húmeda (kg/dm ³)	γ seca (kg/dm ³)
1,00	0,74	6°	1,99	1,68
2,00	0,40	3°	1,98	1,60

Perforación P5				
Prof. (m)	C_u (kg/cm ²)	ϕ (grados)	γ húmeda (kg/dm ³)	γ seca (kg/dm ³)
1,00	0,50	4°	2,03	1,66
2,00	0,61	5°	1,98	1,63

Perforación P6				
Prof. (m)	C_u (kg/cm ²)	ϕ (grados)	γ húmeda (kg/dm ³)	γ seca (kg/dm ³)
1,00	0,48	3°	1,91	1,59
2,00	0,58	5°	1,92	1,58

3.3.3. Nivel freático.

En el momento de estudio se registraron filtraciones en las siguientes profundidades:

SONDEO	NIVEL FREÁTICO (m)	
	PROFUNDIDAD CORTE	PROF. ESTABILIZACIÓN
P1	1,20	1,00
P2	6,00	5,80
P3	1,00	0,80
P4	1,20	1,00
P5	6,20	6,00
P6	11,00	10,80

3.3.4. Ensayos químicos.

Se realizaron ensayos químicos a fin de obtener el grado de agresividad de los suelos investigados y de las muestras de aguas recuperadas en tareas de campaña siguiendo lo especificado en el reglamento argentino CIRSOC 201 – 2005.

3.3.5. Agresividad en suelos de contacto.

De los resultados obtenidos en el laboratorio y presentados en las planillas anexas correspondientes, se puede concluir que existen suelos agresivos con grado de ataque moderado en ciertos estratos de los perfiles de suelo.

3.3.6. Agresividad en aguas.

De los resultados obtenidos en el laboratorio y presentados en las planillas anexas correspondientes, se puede concluir que solo la perforación P2 arroja grado de ataque moderado.

3.4. RECOMENDACIONES.

En las recomendaciones del documento en estudio, se interpretan los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio y se analiza la interacción con la obra a construirse. Finalmente se establecen las alternativas de fundación más adecuadas, profundidades de implante y tensiones admisibles, así como también las precauciones a considerar durante la ejecución de los trabajos de excavación.

3.4.1. Sistema de fundación.

Fundación indirecta mediante pilotes perforado y hormigonados en sitio con estabilización por recirculación de lodo bentonítico.

3.4.2. Profundidad de implante.

Establece cota +35metros (referencia cota rasante del puente: +66.10metros), como cota de fundación para los pilotes tanto de estribo como de cauce.

3.4.3. Tensiones admisibles.

- Tensión admisible por Fuste.

COTA INICIAL (mts)(*)	COTA FINAL (mts)(*)	σ_{ADM} (Kg/cm ²)
+66,10	+50,00	despreciar
+50,00	+47,00	0,02
+47,00	+45,00	0,04
+45,00	+43,00	0,07
+43,00	+39,00	0,10
+39,00	+35,00	0,15

La longitud útil del pilote para el cálculo de la capacidad portante por fricción lateral es 15,00mts.-

- Tensión admisible por Punta.

COTA IMPLANTE (mts)(*)	σ_{adm} (PP+SC) (Kg/cm ²)	σ_{adm} (PP+SC+V+F) (Kg/cm ²)
+35,00	28,15	36,60

La longitud útil del pilote para el cálculo de la capacidad portante por punta es 15,00mts.-

3.4.4. Consideraciones particulares.

- Distancia mínima entre ejes de pilotes igual a 2.5 diámetros (No resulta necesario, reducción de capacidad de carga por efecto de grupo).
- Diámetros entre 0.8 metros a 1.2 metros para pilotes de estribos y mayores o iguales a 1.2 metros para pilotes en cauce.
- Socavación considerada en forma preliminar, requiere ajuste hidrológico e hidráulico.
- Necesidad de encamisado metálico en los primeros metros de excavación.

Capítulo cuatro:

ESTRUCTURAS.

4. ESTRUCTURAS.

4.1. OBJETIVO.

El presente capítulo tiene como objetivo desarrollar a nivel de anteproyecto estructural la solución propuesta por el Informe de Hidrología N°1 para la obra de arte necesaria en el cruce del arroyo Santa María con la Ruta Nacional N°12, que consiste en un puente de tres vanos de 20 metros de luz cada uno.

La solución propuesta por el Informe de Hidrología N°2, de un puente de un solo vano de 30 metros, dissipador de energía y canal de aducción se encuentran a nivel de proyecto ejecutivo.

Todo esto, conforme a las conclusiones y recomendaciones establecidas en el Capítulo 2, Hidrología e Hidráulica, a partir de las cuales resulta necesario contar con ambos anteproyectos para poder involucrar los aspectos económicos a la toma de decisión.

4.2. ASPECTOS TECNOLÓGICOS DEL HORMIGÓN.

Clase de exposición: A2 + A3 + Q1

- a) Se empleará hormigón colado “in situ” de calidad H-30 con aditivo fluidificante.
- b) Se establecerá un estricto control de calidad en las etapas de producción, transporte, manipuleo, colocación, compactación y curado.
- c) Agregados (materiales en general): deben cumplir las exigencias del Capítulo 3 del Reglamento Cirsoc 201/2005
- d) Resistencia característica a compresión del hormigón. $f'c = 30$ MPa.
- e) Cemento: MRS (moderadamente resistente a los sulfatos).
- f) Aditivo fluidificante: Sikament-R (aditivo reductor de agua de medio rango y retardador de fragüe). Deben respetarse en todos sus términos las especificaciones de la hoja técnica del Fabricante.
- g) Cantidad mínima de cemento: 300kg/m^3 .
- h) Tamaño máximo nominal del agregado grueso: 25mm.
- i) Relación A/C máxima = 0.45.
- j) Producción, transporte, manipuleo, colocación, y compactación del hormigón: de acuerdo con Reglamento Cirsoc 201/2005.
- k) Encofrado: todas las juntas de encofrados deben quedar lo suficientemente herméticas y selladas para evitar pérdidas de lechada de cemento. Debe garantizar un acabado liso en la superficie de hormigón.
- l) Protección y curado: de acuerdo con Reglamento Cirsoc 201/2005 (mínimo 10 días).

m) Recubrimientos a adoptar:

- Losa de Tablero: 25 mm. (Hormigón armado in situ).
- Vigas secundarias: 25mm. (Hormigón armado in situ).
- Vigas principales: 80mm (Hormigón Premoldeado).
- Pilas: 70mm. (Hormigón armado in situ).
- Pilotes: 70mm. (Hormigón armado in situ).
- Estribos: 50mm. (Hormigón armado in situ).

4.3. LOSA DEL TABLERO.

4.3.1. Consideraciones generales.

La losa del tablero se la resuelve según las consideraciones particulares del manual de la Dirección Nacional de Vialidad.

4.3.2. Análisis de cargas.

Cargas permanentes en el tablero:

$$H^{\circ} \text{ in situ} \rightarrow 0,18 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carpeta de rodamiento} \rightarrow 0,10 \text{ m} * 22,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Cargas permanentes en vereda:

$$H^{\circ} \text{ in situ} \rightarrow 0,18 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carpeta} \rightarrow 0,20 \text{ m} * 22,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sobrecargas: Puente A-30 según DNV

$$\text{Multitud compacta en calzada: } 6,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Multitud compacta en veredas: } 4,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Aplanadoras A30: 130 KN en rodillo delantero y 85,00 KN en cada rodillo trasero (cantidad: 2)

Coefficiente de impacto:

$$\text{En Vigas} \rightarrow \varphi = 1,23$$

$$\text{En Losas} \rightarrow \varphi = 1,40$$

4.3.3. Solicitaciones.

Se determinan según el método aproximado para losas continuas de DNV – B.V.3.

4.3.3.1. Cargas permanentes.

$$PP = 1,20 * D = 1,20 * 6,70 \frac{kN}{m^2} = 8,04 \frac{kN}{m^2}$$

$$l = 2,34 \text{ m}$$

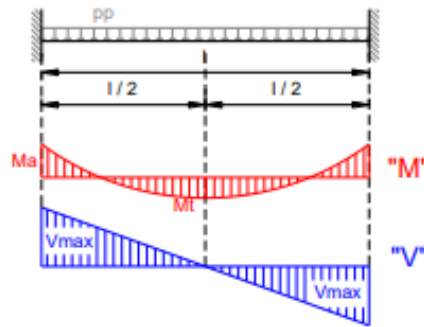


Imagen Nº 1.1: Diagramas de momento flector y esfuerzo de corte.

$$Ma = - \frac{(q * l^2)}{12} = - \frac{\left(8,04 \frac{kN}{m^2} * 2,34^2 m^2\right)}{12} = -3,67 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$Mt = - \frac{(q * l^2)}{24} = - \frac{\left(8,04 \frac{kN}{m^2} * 2,34^2 m^2\right)}{12} = 1,83 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$V_{max} = \frac{\left(8,04 \frac{kN}{m^2} * 2,34 m\right)}{2} = 9,41 \frac{kN}{m}$$

4.3.3.2. Sobrecargas.

Aplanadora: se considera el rodillo delantero.

Anchos activos de repartición de cargas concentradas b1 y b2 con movimiento de vehículos perpendicular a la luz de la losa, según DNV – B.IV:

$$b1 = 10 + 2 * s + \frac{2}{3} * L$$

$$b1 = 0,10 \text{ m} + 2 * 0,05 \text{ m} + \frac{2}{3} * 2,34 \text{ m} = 1,77 \text{ m}$$

$$b2 = t + 2 * s$$

$$b2 = 1,20 \text{ m} + 2 * 0,05 \text{ m} = 1,30 \text{ m}$$

Según DVN – A.II.b se reduce su carga en 20% para el caso de losa de puente viga:

$$q = 1,60 * 0,80 * \varphi * \frac{P}{(b1 * b2)}$$

$$q = 1,60 * 0,80 * 1,40 * \frac{130 \text{ KN}}{(1,77\text{m} * 1,30\text{m})} = 101,24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$l = 2,34 \text{ m}$$

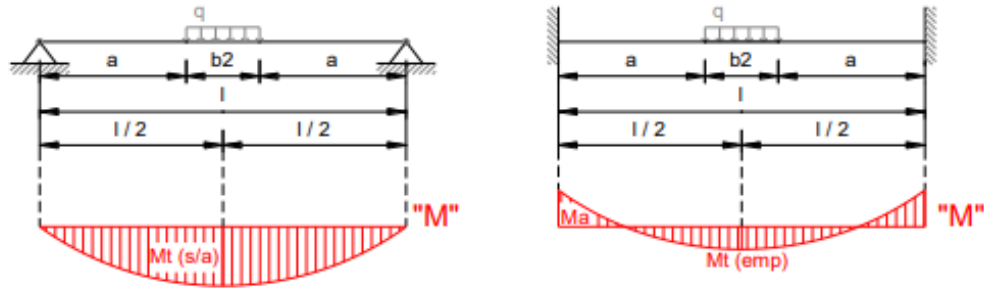


Imagen 4.2: Diagramas de Momento Flector para distintas condiciones de borde.

$$\text{Relacion } (k) \rightarrow k = \frac{b_2}{l} = \frac{1,3}{2,34} = 0,55$$

$$M_t(\text{emp}) = \frac{[q * l^2 * k * (3 - 3k + k^2)]}{24} = 20,99 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

$$M_t\left(\frac{s}{a}\right) = \frac{[q * l^2 * k * (2 - k)]}{8} = 55,26 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

$$M_t = \frac{[M_t(\text{emp}) + M_t(s/a)]}{2} = 38,13 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

$$M_a = \frac{[q * l^2 * k * (3 - k^2)]}{24} = -34,26 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

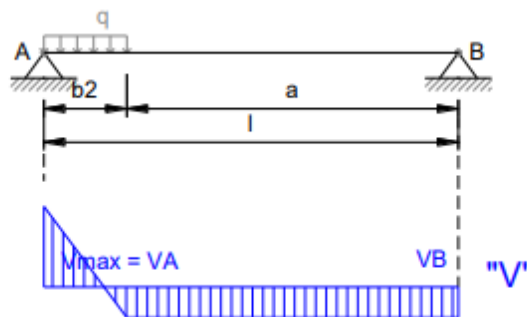


Imagen 4.3: Diagrama de esfuerzo de corte.

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow -V_B * l + q * b_2 * \left(\frac{b_2}{2}\right) = 0 \Rightarrow$$

$$V_B = q * \frac{\left(\frac{b_2^2}{2}\right)}{l} = 36,56 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$V_{\max} = V_A = q * b - V_B = 95,05 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Voladizos:

$$q = 1,2 * p_p + 1,6 * s_v = 1,2 * 8,90 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} + 1,6 * 4,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q = 17,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$l_v = 1,17\text{m}$$

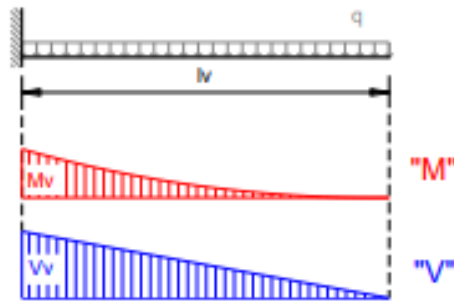


Imagen 4.5: Diagramas de Momento Flector y Esfuerzo de Corte.

$$M_v = -q * \frac{l^2}{2} = -17,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * \frac{1,17^2 \text{ m}^2}{2} = -11,69 \frac{\text{KN m}}{\text{m}}$$

$$V_{\max} = q * l = 17,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 1,17 \text{ m} = 19,98 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

4.3.4. Dimensionamiento.

$$h = 0,18 \text{ m}$$

$$r = 20 \text{ mm} * 1,30 = 26 \text{ mm} \rightarrow d = 0,155 \text{ m}$$

4.3.4.1. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte.

$$V_{\max} = 9,41 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 95,05 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 104,46 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \rightarrow$$

$$V_n = 104,46 \frac{\frac{\text{KN}}{\text{m}}}{0,75} = 139,28 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (f'_c)^{1/2} * b_w * d$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (30\text{MPa})^{1/2} * 1,00\text{m} * 0,155\text{m} = 141,49 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$V_c > V_n \rightarrow \text{No es necesaria armadura de corte}$$

4.3.4.2. Dimensionamiento respecto del momento flector.**4.3.4.2.1. Armadura superior.**

$$M_{sup} = 3,67 \frac{\text{kN m}}{\text{m}} + 34,26 \frac{\text{kN m}}{\text{m}} = 37,93 \frac{\text{kN m}}{\text{m}} \rightarrow$$

$$M_n = \frac{37,93}{0,90} \frac{\text{kN m}}{\text{m}} = 42,14 \frac{\text{kN m}}{\text{m}}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,155 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,04214 \text{ MN.m}}{1,00 \text{ m}}}} = 0,755 \rightarrow K_e = 24,69 ; K_c = 0,086$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 24,69 \frac{0,04214 \text{ MN.m}}{0,155 \text{ m}} = 6,713 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{ ‰}}{0,086} - 3,00 \text{ ‰} = 31,99 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{ ‰} \rightarrow \text{Seccion Dominada por Traccion} \rightarrow \varphi = 0,90$$

$$\text{Armadura principal superior: } 1 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} \rightarrow 7,54 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura secundaria superior: } 1 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} \rightarrow 3,35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura minima por retraccion y temperatura} \rightarrow A_{MIN} = \rho A_g$$

$$A_{MIN} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 18 \text{ cm} = 3,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow B.C$$

4.3.4.2.2. Armadura inferior.

$$h = 0,18 \text{ m}$$

$$d = 0,155 \text{ m}$$

$$M_{inf} = 1,83 \frac{\text{kN m}}{\text{m}} + 38,13 \frac{\text{kN m}}{\text{m}} = 39,96 \frac{\text{kN m}}{\text{m}} \rightarrow$$

$$M_n = \frac{39,96}{0,90} = 44,40 \frac{\text{kN m}}{\text{m}}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,155 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,04440 \text{ MN.m}}{1,00 \text{ m}}}} = 0,736 \rightarrow K_e = 24,741 ; K_c = 0,091$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 24,741 \frac{0,04440 \text{ MN.m}}{0,155 \text{ m}} = 7,087 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{ ‰}}{0,091} - 3,00 \text{ ‰} = 29,96 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{ ‰} \rightarrow \text{Seccion Dominada por Traccion} \rightarrow \phi = 0,90$$

$$\text{Armadura principal inferior: } 1 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} \rightarrow 7,54 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura secundaria inferior: } 1 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} \rightarrow 3,35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura minima por retraccion y tempertura} \rightarrow A_{MIN} = \rho Ag$$

$$A_{MIN} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 18 \text{ cm} = 3,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow B.C$$

4.4. ANÁLISIS DE LAS VIGAS PRINCIPALES.

4.4.1. Análisis de cargas.

Peso propio de la viga: (Sección transversal 0,5040 m²)

$$D_1 = 0,5040 \text{ m}^2 * 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 12,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Losa tablero:

$$D_2 = \frac{1}{5} * 11,70 \text{ m} * 0,18 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 10,53 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carpeta rodamiento:

$$\frac{1}{5} * 8,30 \text{ m} * 0,10 \text{ m} * 22,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vigas de arrostramiento: (Sección transversal 0,25 m * 1,05 m)

$$\frac{1}{5} * 3 * 9,18 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 1,05 \text{ m} * \frac{25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{20,00 \text{ m}} = 1,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Veredas:

$$\frac{1}{5} * 2 * 1,20 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 22,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Barandas y defensas: (Sección transversal 0,22 m²)

$$\frac{1}{5} * 2 * 0,22 \text{ m}^2 * 22,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$D_3 = 1,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 9,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Multitud compacta en veredas:

$$\frac{1}{5} * 2 * 1,20 \text{ m} * 4,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Multitud compacta en calzada:

$$\frac{1}{5} * 8,30 \text{ m} * 1,23 * 6,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 12,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} (\varphi = 1,23)$$

$$\frac{1}{5} * 8,30 \text{ m} * 6,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 9,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}} (\varphi = 1,00)$$

$$L_{(\varphi = 1,23)} = 12,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 14,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_{(\varphi = 1,00)} = 9,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 11,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Aplanadoras:

Tren delantero:

$$\frac{1}{5} * 2 * 1,23 * (130 \text{ kN} - 2,50 \text{ m} * 3,00 \text{ m} * 6,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) = 41,82 \text{ kN} (\varphi = 1,23)$$

$$\frac{1}{5} * 2 * (130 \text{ kN} - 2,50 \text{ m} * 3,00 \text{ m} * 6,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) = 34,00 \text{ kN} (\varphi = 1,00)$$

Tren trasero:

$$\frac{1}{5} * 2 * 1,23 * (170 \text{ kN} - 2,50 \text{ m} * 3,00 \text{ m} * 6,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) = 61,50 \text{ kN} (\varphi = 1,23)$$

$$\frac{1}{5} * 2 * (170 \text{ kN} - 2,50 \text{ m} * 3,00 \text{ m} * 6,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) = 50,00 \text{ kN} (\varphi = 1,00)$$

4.4.1.1. Cargas permanentes.

$$l = 20,00 \text{ m}$$

$$qD = (D_1 + D_2 + D_3) = 32,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.4.1.2. Sobrecargas.

$$qL = (1,92 + 12,25) \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 14,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}} (\varphi = 1,23)$$

$$qL = (1,92 + 9,96) \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 11,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} (\varphi = 1,00)$$

$$Pd = 41,82 \text{ kN} (\varphi = 1,23)$$

$$Pd = 34,00 \text{ kN} (\varphi = 1,00)$$

$$Ptr = 61,50 \text{ kN} (\varphi = 1,23)$$

$$Ptr = 50,00 \text{ kN} (\varphi = 1,00)$$

4.4.2. Solicitaciones.

$$\text{En el momento de Tesado} \rightarrow M_1 = \frac{D_1 * l^2}{8} = \frac{12,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (20,00 \text{ m})^2}{8} = 630 \text{ kNm}$$

$$\text{Debido al } H^o \text{ in situ} \rightarrow M_2 = \frac{D_2 * l^2}{8} = \frac{10,53 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (20,00 \text{ m})^2}{8} = 526,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Debido a cargas permanentes} \rightarrow M_3 = \frac{D_3 * l^2}{8} = \frac{9,5 \frac{kN}{m} * (20,00 m)^2}{8} = 475 kNm$$

$$\text{Debido a sobrecargas} \rightarrow M_4 = \frac{L * l^2}{8} + M_{aplanadora}$$

$$M_4 = \frac{14,17 \frac{kN}{m} * (20,00 m)^2}{8} + 367,2 kNm = 1075,7 kNm$$

4.4.3. Dimensionamiento respecto del momento flector.

4.4.3.1. Características mecánicas.

Módulo de elasticidad del hormigón.

$$E_{H30} = 4.700 * \sqrt{f'c}$$

$$E_{H30} = 25.743 Mpa$$

Tensiones de acero de pretensado.

C1900 – Baja Relajacion

$$f_{pu} = 1.864 Mpa$$

$$f_{py} = 1.682 Mpa$$

$$E_s = 195.000 Mpa$$

4.4.3.2. Características geométricas.

Sección 1: Sección simple del hormigón premoldeado.

Características Geométricas	
Seccion N°1: SECCION SIMPLE	
Area (m ²): A ₁	0,504
Momento de inercia (m ⁴): I ₁	0,0955
Momento resistente inferior (m ³): W _{i1}	0,1678
Momento resistente superior (m ³): W _{i2}	0,1307
Distancia a baricentro desde borde inferior (m): y _{i1}	0,5691
Distancia a baricentro desde borde superior (m): y _{s1}	0,7309

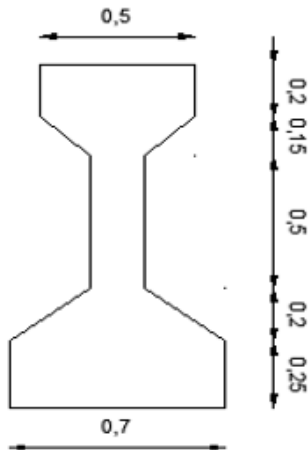


Imagen 4.6: Características geométricas sección uno (1) - Fuente: Autoría Propia

Sección 2: sección compuesta por hormigón premoldeado más hormigón in situ.

Características Geométricas	
Section N°2: SECCION COMPUESTA	
Area (m ²): A ₂	0,9252
Momento de inercia (m ⁴): I ₂	0,2513
Momento resistente inferior (m ³): W _{i2}	0,2665
Momento resistente superior (m ³): W _{s2}	0,4678
Distancia a baricentro desde borde inferior (m): y _{i2}	0,9428
Distancia a baricentro desde borde superior (m): y _{s2}	0,5372

Imagen 4.7: Características geométricas sección uno (2) - Fuente: Autoría Propia

Sección 3: sección simple en las inmediaciones del apoyo.

Características Geométricas	
Seccion N°3: SECCION SIMPLE APOYO	
Area (m ²): A _{1A}	0,7077
Momento de inercia (m ⁴): I _{1A}	0,1055
Momento resistente inferior (m ³): W _{i1A}	0,1733
Momento resistente superior (m ³): W _{s1A}	0,1526
Distancia a baricentro desde borde inferior (m): y _{i1A}	0,6088
Distancia a baricentro desde borde superior (m): y _{s1A}	0,6912

Imagen 4.8: Características geométricas sección uno (3) - Fuente: Autoría Propia

Sección 4: sección compuesta por hormigón premoldeado más hormigón in situ.

Características Geométricas	
Seccion N°4: SECCION COMPUESTA APOYO	
Area (m ²): A _{2A}	1,1289
Momento de inercia (m ⁴): I _{2A}	0,2677
Momento resistente inferior (m ³): W _{i2A}	0,2973
Momento resistente superior (m ³): W _{s2A}	0,4618
Distancia a baricentro desde borde inferior (m): y _{i2A}	0,9003
Distancia a baricentro desde borde superior (m): y _{s2A}	0,5797

Imagen 4.9: Características geométricas sección uno (4) - Fuente: Autoría Propia

4.4.3.3. Determinación del esfuerzo de tesado.

Tensiones de trabajo en el borde inferior a la mitad de la luz, debido a las cargas permanentes y sobrecarga en el borde inferior.

$$f_{bi_{l/2}} = \frac{M_1 + M_2}{W_{i1}} + \frac{M_3 + M_4}{W_{i2}}$$

$$f_{bi_{l/2}} = \frac{630 \text{ kNm} + 526,5 \text{ kNm}}{0,1678 \text{ m}^3 * 1000} + \frac{475 \text{ kNm} + 1075,7 \text{ kNm}}{0,2675 \text{ m}^3 * 1000} = 6,89 \text{ MPa} + 5,80 \text{ MPa}$$

$$f_{bi_{l/2}} = 12,69 \text{ MPa}$$

Tensión admisible de tracción, considerando Hº pretensado clase T para la totalidad de las cargas ($t=\infty$).

$$f_{adm \text{ tra } (t=\infty)} = \sqrt{f'_{c30}} = 4,477 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de tesado, la diferencia debe ser absorbida por el tesado, en forma aproximada el esfuerzo de tesado efectivo P_e , luego de descontadas las pérdidas.

$$-\frac{P_e}{A_{g1}} - \frac{P_e * e_1}{W_{i1}} + f_{bi_{l/2}} \leq f_{adm \text{ tra } (t=\infty)}$$

$$-P_e * \left(\frac{1}{A_{g1}} + \frac{e_1}{W_{i1}} \right) \leq f_{adm \text{ tra } (t=\infty)} - f_{bi_{l/2}}$$

$$P_e = \frac{f_{bi_{l/2}} - f_{adm \text{ tra } (t=\infty)}}{\left(\frac{1}{A_{g1}} + \frac{e_1}{W_{i1}} \right)} = \frac{12,69 \text{ MPa} - 4,477 \text{ MPa}}{\left(\frac{1}{0,504 \text{ m}^2} + \frac{0,5691 \text{ m}}{0,1678 \text{ m}^3} \right)} = 1,34 \text{ MN} \rightarrow P_e = 2,00 \text{ MN}$$

Se mayor a este esfuerzo en un 17 % para tener en cuenta las pérdidas de tesado, lo que se hace forma tentativa.

$$P_i > 1,17 * P_e = 2,34 \rightarrow \text{ADOPTO } P_i = 2,50 \text{ MN}$$

4.4.3.4. Diseño del tensor.

Tensión admisible para acero de tesado.

$$0,82 * f_{py} = 0,82 * 1.682 \text{ MPa} = 1.379 \text{ MPa}$$

$$\text{Pero no mayor a: } 0,74 * f_{pu} = 0,74 * 1.864 \text{ MPa} = 1.379 \text{ MPa}$$

Sección de armadura efectiva, se adoptan cordones de siete (7) alambres ½" de diámetro, con una sección de 98,79 mm².

$$f_p = \frac{P_i}{A_{ps}} = \frac{P_i}{N^{\circ}_{\text{cordones}} * A_i} \leq f_{p \text{ adm}}$$

$$N^{\circ}_{\text{cordones}} = \frac{P_i}{f_{p \text{ adm}} * A_i} = 14,83$$

Se adoptan cuatro (4) cables de cuatro (4) cordones cada uno, en total:

$$N_{\text{cables}}^{\circ} = 4 \rightarrow N_{\text{cordones}}^{\circ} = 16 \rightarrow A_{ps} = N_{\text{cordones}}^{\circ} * A_{ps1} = 16 * (9,87 * 10^{-5}) \text{ m}^2$$

$$A_{ps} = 16 * (9,87 * 10^{-5}) \text{ m}^2 = 1,5792 * 10^{-3} \text{ m}^2 = 15,792 \text{ cm}^2$$

4.4.3.5. Trazado del cable.

4.4.3.5.1. Comprobación de la excentricidad adoptada.

En $L/2$:

$$e_i = \frac{W_{i2}}{A_{g2}} = \frac{0,1678}{0,504} = 0,333 \text{ m} ; e_s = \frac{W_{s2}}{A_{g2}} = \frac{0,1307}{0,504} = 0,259 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 630 \text{ kNm} + 526,5 \text{ kNm} + 475 \text{ kNm} + 1075,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{max}} = 2.707,2 \text{ kN} = 2,7072 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{min}} = M_1 + M_2 + M_3 = 630 \text{ kNm} + 526,5 \text{ kNm} + 475 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{min}} = 1.613,5 \text{ kNm} = 1,6135 \text{ MNm}$$

$$e_{\text{min}} = \frac{M_{\text{max}}}{P_e} - e_i - f_{\text{adm tra } (t=\infty)} * \frac{W_{i2}}{P_e}$$

$$e_{\text{min}} = \frac{2,7072 \text{ MNm}}{2,00 \text{ MN}} - 0,333 \text{ m} - 4,477 \text{ MPa} * \frac{0,1678}{2,00 \text{ MN}} = 0,645 \text{ m}$$

$$e_{\text{max}} = \frac{M_{\text{min}}}{P_e} + e_s = \frac{1,6135 \text{ MNm}}{2,00 \text{ MN}} + 0,259 \text{ m} = 1,065 \text{ m}$$

$$e_{\text{min}} = 0,645 \text{ m} < e_2 = y_{i2} - e_{\text{dato}} = 0,8628 \text{ m} < e_{\text{max}} = 1,065 \text{ m} \rightarrow B.C.$$

En apoyo:

$$e_{\text{min A}} = -e_i - f_{\text{adm tra } (t=\infty)} * \frac{W_{i2A}}{P_e} = -0,6088 \text{ m} - 4,477 \text{ MPa} * \frac{0,2973}{2,00 \text{ MN}} = -1,27 \text{ m}$$

$$e_{\text{max A}} = \frac{W_{s2A}}{A_{g2A}} = \frac{0,4618}{1,1289} = 0,4091 \text{ m}$$

$$e_{\text{min}} = -0,221 \text{ m} < e_2 = y_{i2} - y_{i1A} = 0,334 \text{ m} < e_{\text{max}} = 0,4091 \text{ m} \rightarrow B.C.$$

4.4.3.5.2. Ecuación del trazado del cable.

$$A = -\frac{4 * (y_{i1A} - e_{dato})}{l^2} = \frac{4 * (0,6088 \text{ m} - 0,08 \text{ m})}{(20,00 \text{ m})^2} = -0,005288$$

$$B = \frac{4 * (y_{i1A} - e_{dato})}{l} = \frac{4 * (0,6088 \text{ m} - 0,08 \text{ m})}{20,00 \text{ m}} = 0,10576$$

$$y = \left(-0,005288 \frac{1}{\text{m}}\right) * X^2 + (0,10576) * X$$

$$\text{flecha maxima } \left(\frac{l}{2}\right) \rightarrow y = 0,5288 \text{ m}$$

4.4.3.6. Determinación de las perdidas.

Para un hormigón de edad entre 5 y 6 días, la resistencia del mismo es aproximadamente el 70% de las resistencias a los 28 días. Esta última es la que debemos considerar para la determinación de las perdidas instantáneas.

En cambio, para la determinación de las perdidas diferidas se considerará la resistencia total del hormigón, debido a que estas se dan en un tiempo tal que el hormigón alcanza su resistencia específica.

$$t = 0 \rightarrow f'c = 0,70 * 30 \text{ MPa} = 21 \text{ MPa}$$

$$E = 4.700 * \sqrt{f'c} = 21.538 \text{ MPa}$$

$$t = \infty \rightarrow f'c = 30 \text{ MPa}$$

$$E = 4.700 * \sqrt{f'c} = 25.742,96 \text{ MPa}$$

4.4.3.6.1. Perdidas instantáneas.**4.4.3.6.1.1. Perdidas por fricción: FR (friction in tendons).**

$$\Delta P_{FR} = P_{pj} * \left[1 - e^{-(k*x + \mu_p * \alpha_{px})}\right]$$

Cables inyectados en vainas metálicas y cordones de 4 alambres:

$$k = 0,0020 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\mu_p = 0,20 \frac{1}{\text{rad}}$$

La fuerza de tesado (incluyendo las perdidas) en cada cable:

$$P_{pj} = \frac{P}{N^{\circ}_{\text{cables}}} = \frac{2,50 \text{ MN}}{4} = 0,625 \text{ MN}$$

Se realizará el tesado alternando anclajes activos en los extremos, entonces $X=10\text{m}$.

$$\alpha_{px} \sim \tan(\alpha_{px}) = \frac{\text{flecha maxima}}{l/2} = \frac{0,5288 \text{ m}}{10 \text{ m}} = 0,05288 \text{ rad}$$

$$\Delta P_{FR} = 0,625 \text{ MN} * \left[1 - e^{-\left(0,0020 \frac{1}{\text{m}} * 10\text{m} + 0,20 \frac{1}{\text{rad}} * 0,05288 \text{ rad}\right)} \right]$$

$$\Delta P_{FR} = 0,0188 \text{ MN}$$

4.4.3.6.1.2. Perdidas por acortamiento elástico: ES (elastic shortening of concrete).

$$ES = K_{es} * E_{ps} * \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

$$K_{cir} = 1 \rightarrow \text{Elemento Postesado.}$$

$$P_{pi} = P_e - \Delta P_{FR} = 2,50 \text{ MN} - 0,0188 \text{ MN} = 2,48 \text{ MN}$$

$$f_{cpi} = \frac{P_{pi}}{A_{g1}} + \frac{P_{pi} * e_1^2}{I_1} = \frac{2,48 \text{ MN}}{0,504 \text{ m}^2} + \frac{2,48 \text{ MN} * (0,4891 \text{ m})^2}{0,0955 \text{ m}^4} = 11,13 \text{ MPa}$$

$$f_g = \frac{(M_{D1;x=L/2}) * e_1}{I_1} = \frac{0,63 \text{ MN} * (0,4891 \text{ m})^2}{0,0955 \text{ m}^4} = 1,578 \text{ MPa}$$

$$f_{cir} = K_{cir} * f_{cpi} - f_g = 11,13 \text{ MPa} - 1,578 \text{ MPa} = 9,552 \text{ MPa}$$

K_{es} : Elemento Postesado, factor que considera el tesado de cables segun orden consecutivo.

$$\text{Cable 1: } ES_1 = \frac{3}{4} * 195.000 \text{ MPa} * \frac{9,552 \text{ MPa}}{21.538 \text{ MPa}} = 64,86 \text{ MPa}$$

$$\text{Cable 2: } ES_2 = \frac{2}{4} * 195.000 \text{ MPa} * \frac{9,552 \text{ MPa}}{21.538 \text{ MPa}} = 43,24 \text{ MPa}$$

$$\text{Cable 3: } ES_3 = \frac{1}{4} * 195.000 \text{ MPa} * \frac{9,552 \text{ MPa}}{21.538 \text{ MPa}} = 21,62 \text{ MPa}$$

$$ES = \sum_{i=1}^4 ES_i = 129,72 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{ES} = ES * \frac{A_p}{4} = 129,72 \text{ MPa} * \frac{1,5792 * 10^{-3} \text{ m}^2}{4} = 0,051 \text{ MN}$$

4.4.3.6.2. Perdidas diferidas.

4.4.3.6.2.1. Perdidas por contracción del hormigón: SH (shrinkage of concrete).

$$SH = 8,2 * 10^{-6} * K_{sh} * E_{ps} * \left(1 - 0,024 * \frac{V}{S}\right) * (100 - RH)$$

$K_{sh} = 0,92 \rightarrow$ Elemento postesado con 1 día finalización de curado y tesado.

$$\frac{V}{S} = \frac{A_{g2}}{\text{perimetro}} = \frac{0,9252 \text{ m}^2}{8,2347 \text{ m}} = 0,10 \text{ m}$$

$\rightarrow$ Estado considerado como mas desfavorable.

$RH = 70\% \rightarrow$ En general al aire libre.

$$SH = 8,2 * 10^{-6} * 0,92 * 195.000 \text{ MPa} * (1 - 0,024 * 10 \text{ cm}) * (100 - 70)$$

$$SH = 33,54 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{SH} = SH * A_p = 33,54 \text{ MPa} * 1,5792 * 10^{-3} \text{ m}^2 = 0,053 \text{ MN}$$

4.4.3.6.2.2. Perdidas por fluencia lenta del hormigón: CR (creep of concrete).

$$CR = K_{cr} * (f_{cir} - f_{cds}) * \frac{E_{ps}}{E_c}$$

$K_{cr} = 1,6 \rightarrow$ Elemento postesado

$$f_{cds} = \frac{(M_{D2;x=L/2}) * e_1}{I_1} + \frac{(M_{D3;x=L/2}) * e_2}{I_2}$$

$$f_{cds} = \frac{0,5265 \text{ MNm} * 0,4891 \text{ m}}{0,0955 \text{ m}^4} + \frac{0,475 \text{ MN} * 0,8628 \text{ m}}{0,2513 \text{ m}^4} = 4,33 \text{ MPa}$$

$$CR = 1,6 * (9,552 \text{ MPa} - 4,33 \text{ MPa}) * \frac{195.000 \text{ MPa}}{25.743 \text{ MPa}} = 63,29 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{CR} = CR * A_p = 63,29 \text{ MPa} * 1,5792 * 10^{-3} \text{ m}^2 = 0,0999 \text{ MN}$$

4.4.3.6.2.3. Perdidas por relajación de los cables: RE (relaxation of tendons).

$$RE = [K_{re} - J * (SH + CR + ES)] * C$$

$K_{re} = 35 \text{ MPa} \rightarrow$ Para Cordones de siete (7) alambres C

–1900 de Baja Relajacion.

$J = 0,04 \rightarrow$ Para Cordones de siete (7) alambres C – 1900 de Baja Relajacion.

$$f_{pi} = \frac{P_{pi}}{A_p} = \frac{2,50 \text{ MN} - 0,0188 \text{ MN}}{1,5792 * 10^{-3} \text{ m}^2} = 1,571,18 \text{ MPa} \rightarrow \frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1,571,18 \text{ MPa}}{1,864 \text{ MPa}} = 0,84 \sim 0,8$$

$$\text{Para aceros de Baja Relajacion y } 0,70 < \frac{f_{pi}}{f_{pu}} \leq 0,80$$

$$C = 0,75 + 5 * \left(\frac{f_{pi}}{f_{pu}} - 0,70 \right) = 0,75 + 5 * (0,84 - 0,70) = 1,45$$

$$RE = [35 \text{ MPa} - 0,04 * (33,54 \text{ MPa} + 63,29 \text{ MPa} + 129,72 \text{ MPa})] * 1,45 = 21,86 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{RE} = RE * A_p = 21,86 \text{ MPa} * 1,5792 * 10^{-3} \text{ m}^2 = 0,035 \text{ MN}$$

4.4.3.6.3. Resumen de las pérdidas de tesado.

$$\Delta P_i = 0,0188 \text{ MN} + 0,051 \text{ MN} = 0,0698 \text{ MN} \rightarrow \% \Delta P_i = 2,792 \%$$

$$\Delta P_d = 0,053 \text{ MN} + 0,0999 \text{ MN} + 0,035 \text{ MN} = 0,1879 \text{ MN} \rightarrow \% \Delta P_d = 7,52 \%$$

$$\Delta P = 10,31 \% \rightarrow \Delta P_{adoptado} = 17\% \rightarrow B.C$$

$$P_0 = P_i - \Delta P_i = 2,50 \text{ MN} - 0,0698 \text{ MN} = 2,43 \text{ MN}$$

$$P_e = P_0 - \Delta P_d = 2,43 \text{ MN} - 0,1879 \text{ MN} = 2,2421 \text{ MN}$$

4.4.3.7. Verificación de las tensiones en estado de servicio.

4.4.3.7.1. Estado 1: tesado + peso propio de la sección 1 + perdidas instantáneas.

Fibra superior.

$$f_{cs1} = -\frac{M_1}{W_{s1}} - \frac{P_i}{A_1} + \frac{P_i * e_{01}}{W_{s1}} + \frac{\Delta P_i}{A_1} - \frac{\Delta P_i * e_{01}}{W_{s1}} = -\frac{M_1}{W_{i1}} - \frac{P_0}{A_1} + \frac{P_0 * e_{01}}{W_{i1}}$$

$$f_{cs1} = -\frac{0,63 \text{ MNm}}{0,1307 \text{ m}^3} - \frac{2,2421 \text{ MN}}{0,504 \text{ m}^2} + \frac{2,2421 \text{ MN} * 0,4891 \text{ m}}{0,1307 \text{ m}^3} = -0,868 \text{ MPa}$$

$$f_{cs1} = -0,868 \text{ MPa} < 0,6 * f'_{ci} = 12,6 \text{ MPa} \rightarrow B.C$$

Fibra inferior.

$$f_{ci1} = +\frac{M_1}{W_{s1}} - \frac{P_i}{A_1} - \frac{P_i * e_{01}}{W_{s1}} + \frac{\Delta P_i}{A_1} + \frac{\Delta P_i * e_{01}}{W_{s1}} = +\frac{M_1}{W_{s1}} - \frac{P_0}{A_1} - \frac{P_0 * e_{01}}{W_{s1}}$$

$$f_{ci1} = +\frac{0,63 \text{ MNm}}{0,1678 \text{ m}^3} - \frac{2,2421 \text{ MN}}{0,504 \text{ m}^2} - \frac{2,2421 \text{ MN} * 0,4891 \text{ m}}{0,1678 \text{ m}^3} = -7,24 \text{ MPa}$$

$$f_{ci1} = -0,868 \text{ MPa} - 7,24 \text{ MPa} < 0,6 * f'_{ci} = 12,6 \text{ MPa} \rightarrow B.C$$

4.4.3.7.2. Estado 2: se incorpora H° in situ.

Fibra superior.

$$f_{cs2} = f_{cs1} - \frac{M_2}{W_{s1}} = -\frac{0,5265 \text{ MNm}}{0,1307 \text{ m}^3} = -4,90 \text{ MPa}$$

$$f_{cs2} < 0,45 * f'_{ci} = 13,5 \text{ MPa} \rightarrow B.C$$

Fibra inferior.

$$f_{ci2} = f_{ci1} + \frac{M_2}{W_{i1}} = -7,24 \text{ MPa} + \frac{0,5265 \text{ MNm}}{0,1678 \text{ m}^3} = -4,10 \text{ MPa}$$

$$f_{ci2} < 0,45 * f'_{ci} = 13,5 \text{ MPa} \rightarrow B.C$$

4.4.3.7.3. Estado 3: se incorpora peso de obras de arquitectura + perdidas diferidas.

En el borde superior del H° in situ.

$$f_{cs3} = \frac{\Delta P_d}{A_2} - \frac{\Delta P_d * e_{02}}{W_{s2}} - \frac{M_3}{W_{s2}} = \frac{0,1879 \text{ MN}}{0,9552 \text{ m}^2} - \frac{0,1879 \text{ MN} * 0,8628 \text{ m}}{0,5372 \text{ m}^3} - \frac{0,475 \text{ MNm}}{0,5372 \text{ m}^3}$$

$$f_{cs3} = -0,989 \text{ MPa} < 0,45 * f'_c = 13,5 \text{ MPa} \rightarrow B.C$$

En el borde superior del H° pre moldeado.

$$f_{cs3} = f_{cs2} + \frac{\Delta P_d}{A_2} - \frac{\Delta P_d * e_{02}}{W_{sv2}} - \frac{M_3}{W_{sv2}}$$

$$f_{cs3} = -4,90 \text{ MPa} + \frac{0,1879 \text{ MN}}{0,9552 \text{ m}^2} - \frac{0,1879 \text{ MN} * 0,8628 \text{ m} * 0,3572 \text{ m}}{0,2513 \text{ m}^4} - \frac{0,475 \text{ MNm} * 0,3572 \text{ m}}{0,2513 \text{ m}^4} = -5,61 \text{ MPa}$$

$$f_{cs3} = -5,61 \text{ MPa} < 0,45 * f'_c = 13,5 \text{ MPa} \rightarrow B.C$$

Fibra inferior.

$$f_{ci3} = f_{ci2} + \frac{\Delta P_d}{A_2} + \frac{\Delta P_d * e_{02}}{W_{i2}} + \frac{M_3}{W_{i2}} =$$

$$f_{ci3} = -4,10 \text{ MPa} + \frac{0,1879 \text{ MN}}{0,9552 \text{ m}^2} + \frac{0,1879 \text{ MN} * 0,8628 \text{ m}}{0,2655 \text{ m}^3} + \frac{0,475 \text{ MNm}}{0,2655 \text{ m}^3} = -1,50 \text{ MPa}$$

$$f_{ci3} = -1,50 \text{ MPa} < 0,45 * f'_c = 13,5 \text{ MPa} \rightarrow B.C$$

4.4.3.7.4. Estado 4: se incorporan sobrecargas.

En el borde superior del H° in situ.

$$f'_{cs4} = f_{cs3} - \frac{M_4}{W_{s2}} = -0,989 \text{ MPa} - \frac{1,0757 \text{ MNm}}{0,5372 \text{ m}^3} = -2,99 \text{ MPa}$$

$$f'_{cs4} \leq 0,60 * f'_c \Rightarrow B.C$$

En el borde superior del H° pre moldeado.

$$f_{cs4} = f_{cs3} - \frac{M_4}{W_{sv2}} = -5,61 \text{ MPa} - \frac{1,0757 \text{ MNm} * 0,3572 \text{ m}}{0,2513 \text{ m}^4} = -7,14 \text{ MPa}$$

$$f_{cs4} = -7,14 \text{ MPa} < 0,60 * f'_c = 18 \text{ MPa} \rightarrow B.C$$

Fibra inferior.

$$f_{ci4} = f_{ci3} + \frac{M_4}{W_{i2}} = -1,50 \text{ MPa} + \frac{1,0757 \text{ MNm}}{0,2655 \text{ m}^3} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$f_{ci4} = 2,55 \text{ MPa} < \sqrt{f'_c} = 5,477 \text{ MPa} \rightarrow B.C$$

4.4.3.8. Verificación de la resistencia a flexión.**4.4.3.8.1. Momento requerido.**

$$Mu = 1,2 * M_D + 1,6 * M_L$$

$$Mu = 1,2 * (0,63 + 0,5265 + 0,475) \text{ MNm} + 1,6 * 1,0757 \text{ MNm}$$

$$Mu = 3,68 \text{ MNm}$$

4.4.3.8.2. Tensión de la armadura tesa para el cálculo de la resistencia nominal.

$$f_{ps} = f_{pu} * \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} * \left[\rho_p * \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} * (\omega - \omega') \right] \right\}$$

$$f_{pu} = 1.864 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1.682 \text{ MPa}}{1.864 \text{ MPa}} = 0,9 \geq 0,9 \rightarrow \gamma_p = 0,28$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b * d_p} = \frac{1,5792 * 10^{-3} \text{ m}^2}{2,34 \text{ m} * 1,40 \text{ m}} = 4,82 * 10^{-4}$$

$$f_{ps} = 1.864 \text{ MPa} * \left\{ 1 - \frac{0,28}{0,85} * \left[4,82 * 10^{-4} * \frac{1.864 \text{ MPa}}{35 \text{ MPa}} \right] \right\} = 1848,24 \text{ MPa}$$

4.4.3.8.3. Fuerza provista por la armadura.

$$T = f_{ps} * A_{ps} = 1848,24 \text{ MPa} * 1,5792 * 10^{-3} \text{ m}^2 = 2,92 \text{ MN}$$

4.4.3.8.4. Profundidad del bloque de tensiones.

Se parte de la ecuación de equilibrio de esfuerzos internos entre la fuerza provista por la armadura T y la fuerza provista por el hormigón superior C.

$$a = \frac{T}{b * 0,85 * f'_c} = \frac{2,92 \text{ MN}}{2,34 * 0,85 * 30 \text{ MPa}} = 0,0489 \text{ m} = 4,89 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,0489 \text{ m}}{0,85} = 0,057 \text{ m} < 0,18 \text{ m (Espesor del tablero)}$$

$\therefore$ suposición de $b = 2,34 \text{ m}$ es correcta.

4.4.3.8.5. Momento nominal.

$$M_n = T * \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 2,92 \text{ MN} * \left(1,40 \text{ m} - \frac{0,0489 \text{ m}}{2} \right) = 4,016 \text{ MNm}$$

4.4.3.8.6. Deformación específica en el Hº a la altura del baricentro de la armadura de tesado.

La deformación específica a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores.

$$\epsilon_t = 3,00 * \frac{d_p - c}{c} = 3,00 * \frac{1,40 \text{ m} - 0,0489 \text{ m}}{0,0489 \text{ m}} = 82,9 > 5,00 \rightarrow B.C$$

$\therefore$ Sección Controlada por Tracción $\rightarrow \phi = 0,90$

4.4.3.8.7. Seguridad a flexión.

$$M_u = 3,68 \text{ MNm} < 0,90 * M_n = 0,90 * 4,016 \text{ MNm} = 3,614 \text{ MNm}$$

No verifica por un 1,79% $\rightarrow B.C$

4.4.3.8.8. Verificación de armadura necesaria mínima.

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \rightarrow f_r = 0,625 * \sqrt{30 \text{ MPa}} = 3,423 \text{ MPa}$$

$$f_{cri} = \left(\frac{P_0}{A_{g1}} + \frac{P_0 * e_1}{W_{1i}} \right) - \left(\frac{\Delta P_{dif}}{A_{g2}} + \frac{\Delta P_{dif} * e_2}{W_{2i}} \right) + f_r$$

$$f_{cri} = \left(\frac{2,2421 \text{ MN}}{0,504 \text{ m}^2} + \frac{2,2421 \text{ MN} * 0,4891 \text{ m}}{0,1678 \text{ m}^3} \right) - \left(\frac{0,1879 \text{ MN}}{0,9252 \text{ m}^2} + \frac{0,1879 \text{ MN} * 0,8628 \text{ m}}{0,2665 \text{ m}^3} \right) + 3,423 \text{ MPa}$$

$$f_{cri} = 13,59 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = W_{2i} * f_{cri} = 0,2665 * 13,59 \text{ MPa} = 3,62 \text{ MNm}$$

$$M_{cr} = 3,62 \text{ MNm} < \frac{\varphi * Mn}{1,2} = \frac{0,90 * 4,016 \text{ MNm}}{1,2} = 3,012 \text{ MNm} \rightarrow M.C$$

Se incorpora armadura pasiva en la seccion $\rightarrow 3\emptyset 32 \text{ mm}$

$$\therefore Mn = 5,31 \text{ MNm} \rightarrow 0,9 * Mn = 4,78 \text{ MNm}; \frac{\varphi * Mn}{1,2} = 3,98 \text{ MNm} \rightarrow B.C$$

4.4.4. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte.

4.4.4.1. Resistencia requerida.

$$q_u = 1,2 * q_D + 1,6 * q_L = 1,2 * 32,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,6 * 14,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 61,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Esfuerzo de corte máximo (en el eje de apoyo).

$$V_u = \frac{q_u * l^2}{2} + P_u = \frac{61,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (20 \text{ m})^2}{2} + P_u = 756,38 \text{ kN}$$

$$\text{ESTADO A } (\varphi = 1,23) \rightarrow V_u = 756,38 \text{ kN}$$

4.4.4.2. Verificación en el apoyo.

4.4.4.2.1. Solicitaciones.

$$V_u = 0,75638 \text{ MN}$$

$$M_u = 0$$

4.4.4.2.2. Resistencia al corte suministrada por el hormigón.

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{20} + 5 * \frac{V_u * d_p}{M_u} \right) * b_w * d = \left\{ \begin{array}{l} \geq V_{c_{min}} = \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * d}{6} \\ \leq V_{c_{MAX}} = 0,40 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \\ \leq V_{c_W} = 0,30 * \left(\sqrt{f'_c} + f_{pc} \right) * b_w * d + V_p \end{array} \right\}$$

$$\frac{V_u * d_p}{M_u} \leq 1; d_p = 1,48 \text{ m} - 0,60888 \text{ m} = 0,87 \rightarrow \frac{V_u * d_p}{M_u} = \infty$$

$$d = d_p \geq 0,8 * h = 1,48 \text{ m} * 0,80 = 1,184 \text{ m} \rightarrow d = 1,184 \text{ m}$$

$$\sqrt{f'_c} = 5,477 \text{ MPa} \leq 8,3 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_e * \sin(\alpha) = 2,2431 \text{ MN} * \sin(6,06^\circ) = 0,237 \text{ MN}$$

La tensión en el baricentro de la sección 2, debido al esfuerzo de tesado y a sus pérdidas es.

$$f_{pc} = -\frac{P_0}{A_{g1A}} + \frac{\Delta P_{dif}}{A_{g2A}}$$

$$f_{pc} = -3,27 \text{ MPa}$$

$$V_c = \left(\frac{5,477 \text{ MPa}}{20} + 5 * 1 \right) * 0,50 \text{ m} * 1,184 \text{ m} = 3,122 \text{ MN}$$

$$V_{c_{min}} = 0,54 \text{ MN}$$

$$V_{c_{MAX}} = 1,30 \text{ MN}$$

$$V_{c_w} = 1,79 \text{ MN}$$

$$\text{Se adopta } V_c = 1,30 \text{ MN} \rightarrow \varphi * V_c = 0,975 \text{ MN} < 0,75638 \text{ MN} \rightarrow B.C$$

4.4.4.3. Verificaciones en la sección crítica.

4.4.4.3.1. Solicitaciones.

$$V_u = 0,75638 \text{ MN} - 0,06183 \frac{\text{MN}}{\text{m}} * \left(0,10 \text{ m} + \frac{1,48 \text{ m}}{2} \right) = 0,7044 \text{ MN}$$

$$M_u = 0,75638 \text{ MN} * \left(0,10 \text{ m} + \frac{1,48 \text{ m}}{2} \right) - 0,06183 \frac{\text{MN}}{\text{m}} * \frac{\left(0,10 \text{ m} + \frac{1,48 \text{ m}}{2} \right)^2}{2}$$

$$M_u = 0,624 \text{ MNm}$$

4.4.4.3.2. Resistencia al corte suministrada por el hormigón.

$$\frac{V_u * d_p}{M_u} \leq 1 ; d_p = 1,48 \text{ m} - 0,60888 \text{ m} + 0,101 \text{ m} = 0,97 \rightarrow \frac{V_u * d_p}{M_u} = 1,09$$

$$d = d_p \geq 0,8 * h = 1,48 \text{ m} * 0,80 = 1,184 \text{ m} \rightarrow d = 1,184 \text{ m}$$

$$\sqrt{f'_c} = 5,477 \text{ MPa} \leq 8,3 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_e * \sin(\alpha) = 2,2431 \text{ MN} * \sin(5,80^\circ) = 0,227 \text{ MN}$$

La tensión en el baricentro de la sección 2, debido al esfuerzo de tesado y a sus pérdidas es.

$$f_{pc} = -\frac{P_0}{A_{g1A}} + \frac{\Delta P_{dif}}{A_{g2A}} + \frac{P_0 * e_{01A}}{I_{1A}} * (y_{2iA} - y_{1iA}) - \frac{M_1 + M_2}{I_{1A}} * (y_{2iA} - y_{1iA})$$

$$f_{pc} = -3,21 \text{ MPa}$$

$$V_c = \left(\frac{5,477 \text{ MPa}}{20} + 5 * 1 \right) * 0,50 \text{ m} * 1,184 \text{ m} = 3,122 \text{ MN}$$

$$V_{c_{min}} = 0,54 \text{ MN}$$

$$V_{c_{MAX}} = 1,30 \text{ MN}$$

$$V_{c_W} = 1,77 \text{ MN}$$

$$\text{Se adopta } V_c = 1,30 \text{ MN} \rightarrow \varphi * V_c = 0,975 \text{ MN} > 0,7044 \text{ MN} \rightarrow B.C$$

4.4.4.4. Verificación a dos metros del apoyo.

4.4.4.4.1. Solicitaciones.

$$V_u = 0,75638 \text{ MN} - 0,06183 \frac{\text{MN}}{\text{m}} * \left(0,10 \text{ m} + \frac{2,00 \text{ m}}{2} \right) = 0,691 \text{ MN}$$

$$M_u = 0,75638 \text{ MN} * \left(0,10 \text{ m} + \frac{1,48 \text{ m}}{2} \right) - 0,06183 \frac{\text{MN}}{\text{m}} * \frac{\left(0,10 \text{ m} + \frac{1,48 \text{ m}}{2} \right)^2}{2}$$

$$M_u = 0,795 \text{ MNm}$$

4.4.4.4.2. Resistencia al corte suministrada por el hormigón.

$$\frac{V_u * d_p}{M_u} \leq 1 ; d_p = 1,48 \text{ m} - 0,60888 \text{ m} + 0,1904 \text{ m} = 1,06 \rightarrow \frac{V_u * d_p}{M_u} = 0,92$$

$$d = d_p \geq 0,8 * h = 1,48 \text{ m} * 0,80 = 1,184 \text{ m} \rightarrow d = 1,184 \text{ m}$$

$$\sqrt{f'_c} = 5,477 \text{ MPa} \leq 8,3 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_e * \sin(\alpha) = 2,2431 \text{ MN} * \sin(5,45^\circ) = 0,213 \text{ MN}$$

La tensión en el baricentro de la sección 2, debido al esfuerzo de tesado y a sus pérdidas es.

$$f_{pc} = -3,26 \text{ MPa}$$

$$V_c = \left(\frac{5,477 \text{ MPa}}{20} + 5 * 1 \right) * 0,18 \text{ m} * 1,184 \text{ m} = 1,039 \text{ MN}$$

$$V_{c_{min}} = 0,195 \text{ MN}$$

$$V_{c_{MAX}} = 0,467 \text{ MN}$$

$$V_{c_W} = 0,787 \text{ MN}$$

$$\text{Se adopta } V_c = 0,467 \text{ MN} \rightarrow \varphi * V_c = 0,35 \text{ MN} < 0,691 \text{ MN}$$

∴ Colocar Armadura de corte

4.4.4.5. Armadura de corte.**4.4.4.5.1. Armadura mínima por esfuerzo de corte.**

$$\frac{A_{V \min 1}}{S} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * \frac{b_{MAX}}{f_y} > 0,33 * \frac{b_{MAX}}{f_y}$$

$$\frac{A_{V \min 1}}{S} = \frac{1}{16} * \sqrt{30 \text{ MPa}} * \frac{0,50 \text{ m}}{420 \text{ MPa}} = 4,08 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 0,33 * \frac{0,50}{420 \text{ MPa}} = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\frac{A_{V \min 2}}{S} = \frac{A_{ps} * f_{pu}}{80 * d_{\min} * f_y} * \sqrt{\frac{d}{b_w}}$$

$$\frac{A_{V \min 2}}{S} = \frac{1,5792 * 10^{-3} \text{ m}^2 * 1.864 \text{ MPa}}{80 * 1,184 \text{ m} * 420 \text{ MPa}} * \sqrt{\frac{1,184 \text{ m}}{0,18 \text{ m}}} = 1,87 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

4.4.4.5.2. Armadura necesaria.

$$V_{S \text{ nec}} = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{0,691 \text{ MN}}{0,75} - 0,467 \text{ MN} = 0,358 \text{ MN}$$

$$\frac{A_{V \text{ nec}}}{S} = \frac{V_{S \text{ nec}}}{d * f_y} = \frac{0,358 \text{ MN}}{1,184 \text{ m} * 420 \text{ MPa}} = 7,2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > \text{Armadura mínima}$$

$$\therefore \text{Adopto 2 ramas } \emptyset 10 \text{ cada } 20 \text{ cm} \rightarrow 7,8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

4.4.4.5.3. Verificación de falla por biela comprimida.

$$V_S < \frac{2}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\frac{2}{3} * \sqrt{30 \text{ MPa}} * 0,18 \text{ m} * 1,185 \text{ m} = 0,778 \text{ MN} > V_S \rightarrow B.C$$

4.4.4.5.4. Separación máxima.

$$V_S < \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d \rightarrow s \left\{ \frac{3}{4} * H \right\}$$

$$V_S = 0,358 \text{ MN} < \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0,389 \text{ MN} \rightarrow s \left\{ \frac{3}{4} * H \right\}$$

4.5. VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO.

4.5.1. Análisis de cargas.

La función de este elemento estructural es que actúen en conjunto las vigas longitudinales ante la carga móvil de la aplanadora, es por esto que la única carga considerada es la de esta.

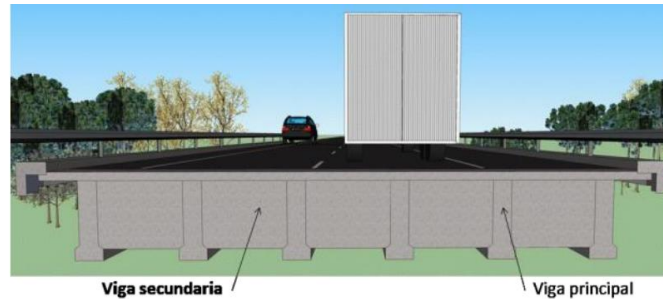


Imagen 4.10: Corte transversal del puente.

4.5.2. Solicitaciones.

Este elemento no debe transmitir las reacciones rígidamente, sino que lo debe hacer de manera flexible es por ello que el cálculo de las reacciones y sus correspondientes solicitaciones se realiza de la siguiente manera:

$$N_i = \frac{P}{N^{\circ}_{vigas}} \pm \frac{x_i * P * e}{\sum_i^n x_i^2}$$

N_i : Reacción en el apoyo i .

N° vigas: Número de vigas principales.

P : Sobrecarga accidental de aplanadora.

e : Excentricidad de P respecto a eje baricéntrico de la viga secundaria.

M : Momento por excentricidad de carga P .

x_i : Distancia desde cada viga principal i hasta el eje baricéntrico central de la viga Secundaria.

$$x_1 = 4,68m; x_5 = -4,68m; x_2 = 2,34m; x_4 = -2,34m; x_3 = 0m$$

$$\Rightarrow \sum x_i^2 = 2[(4,68m)^2 + (2,34m)^2] = 54,76m^2$$

4.5.2.1. Aplanadora actuando en forma excéntrica respecto al eje longitudinal del puente.

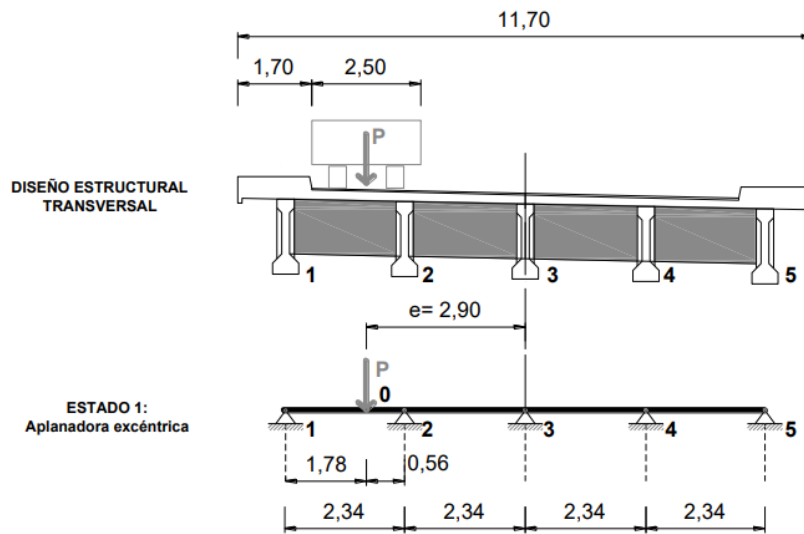


Imagen 4.15: Disposición de la aplanadora.

$P = 300 \text{ kN}$ (Peso de 1 aplanadora)

$$e = \frac{11,70 \text{ m}}{2} - (1,2 \text{ m} + 0,3 \text{ m} + 0,2 \text{ m} + 2,5 \text{ m}^2) = 2,90 \text{ m}$$

Cargas en las vigas: Convencion de signos: $\uparrow +$

$$N1 = \frac{300 \text{ kN}}{5} + \frac{300 \text{ kN} \cdot 2,90 \text{ m}}{54,76 \text{ m}^2} \cdot 4,68 \text{ m} = 134,35 \text{ kN}$$

$$N2 = \frac{300 \text{ kN}}{5} + \frac{300 \text{ kN} \cdot 2,90 \text{ m}}{54,76 \text{ m}^2} \cdot 2,34 \text{ m} = 97,18 \text{ kN}$$

$$N3 = \frac{300 \text{ kN}}{5} = 60,00 \text{ kN}$$

$$N4 = \frac{300 \text{ kN}}{5} + \frac{300 \text{ kN} \cdot 2,90 \text{ m}}{54,76 \text{ m}^2} \cdot 2,34 \text{ m} = 22,82 \text{ kN}$$

$$N5 = \frac{300 \text{ kN}}{5} + \frac{300 \text{ kN} \cdot 2,90 \text{ m}}{54,76 \text{ m}^2} \cdot 4,68 \text{ m} = -14,35 \text{ kN}$$

Momento flector M: Convencion de signos: $\cup +$

– Bajo V1: 0,00 kNm

– Bajo Aplanadora: 239,14 kNm

– Bajo V2: 146,38 kNm

– Bajo V3: - 13,76 kNm

– Bajo V4: - 33,58 kNm

– Bajo V5: 0,00 kNm

Esfuerzo de corte V: Convencion de signos: $\uparrow +$

- Bajo V1: 134,35 kN
- Bajo Aplanadora: 134,35 kN/–165,65 kN
- Bajo V2: –165,65 kN/– 68,47 kN
- Bajo V3: – 68,47 kN/– 8,47 kN
- Bajo V4: – 8,47 kN/– 14,35 kN
- Bajo V5: 14,35 kN

4.5.2.2. Aplanadora centrada respecto del eje longitudinal del puente.

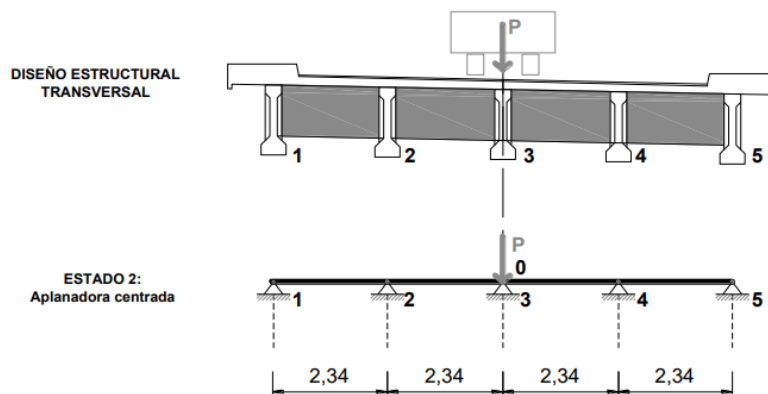


Imagen 4.11: Disposición de la aplanadora.

$$P = 300 \text{ kN (peso de 1 aplanadora)}$$

$$e = 0,00 \text{ m}$$

Cargas en las vigas: Convencion de signos: $\uparrow +$

$$N1 = N2 = N3 = N4 = N5 = \frac{300\text{kN}}{5} = 60,00 \text{ kN}$$

Momento flector M: Convencion de signos: $\curvearrowright +$

- Bajo V1: 0,00 kNm (ídem V5)
- Bajo V2: 140,40 kNm (ídem V4)
- Bajo V3: 421,20 kNm

Esfuerzo de corte V: Convencion de signos: $\uparrow +$

- Bajo V1: 60,00 kN (ídem V5)
- Bajo V2: 60,00 kN/120,00 kN (ídem V4)
- Bajo V3: 120,00 kN / – 120,00 kN

4.5.3. Dimensionamiento.

4.5.3.1. Dimensionamiento respecto del momento flector.

4.5.3.1.1. Armadura superior.

$$h = 1,23 \text{ m}$$

$$r = 50 \text{ mm} \rightarrow d = 1,162 \text{ m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$M_{sup} = \varphi * 1,60 * 33,58 \frac{\text{kN m}}{\text{m}} = 1,23 * 1,60 * 33,58 \text{ kN m} = 66,08 \text{ kN m}$$

$$M_n = \frac{66,08}{0,90} \frac{\text{kN m}}{\text{m}} = 73,42 \text{ kN m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{1,162 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,07342 \text{ MN.m}}{0,25 \text{ m}}}} = 2,177 \rightarrow K_e = 23,908 ; K_c = 0,010$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 23,919 \frac{0,07342 \text{ MN.m}}{1,162 \text{ m}} = 1,488 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{ ‰}}{0,010} - 3,00 \text{ ‰} = 297,00 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{ ‰} \rightarrow \text{Seccion Dominada por Traccion} \rightarrow \varphi = 0,90$$

$$\text{Armadura longitudinal superior: } 3 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm} \rightarrow 1,507 \text{ cm}^2$$

4.5.3.1.2. Armadura inferior.

$$h = 1,23 \text{ m}$$

$$r = 50 \text{ mm} \rightarrow d = 1,162 \text{ m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$M_{inf} = \varphi * 1,60 * 421,20 \text{ kN m} = 1,23 * 1,60 * 421,20 \text{ kN m}$$

$$M_{inf} = 828,92 \text{ kN m}$$

$$M_n = \frac{828,92}{0,90} \text{ kN m} = 921,02 \text{ kN m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{1,162 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,92102 \text{ MN.m}}{0,25 \text{ m}}}} = 0,615 \rightarrow K_e = 25,192 ; K_c = 0,132$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 25,192 \frac{0,92102 \text{ MN.m}}{1,162 \text{ m}} = 19,663 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{ ‰}}{0,132} - 3,00 \text{ ‰} = 19,73 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{ ‰} \rightarrow \text{Seccion Dominada por Traccion} \rightarrow \phi = 0,90$$

Armatura longitudinal superior: 8 Ø 20 mm en dos capas $\rightarrow 25,133 \text{ cm}^2$

4.5.3.1.3. Armadura mínima para elementos sometidos a flexión.

$$A_{min1} = (f'c)^{1/2} * \frac{bw * d}{4 * f_y}$$

$$A_{min1} = (30 \text{ MPa})^{1/2} * \frac{116 \text{ cm} * 25 \text{ cm}}{(4 * 420 \text{ MPa})} = 9,62 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{min2} = 1,40 * \frac{bw * d}{f_y}$$

$$A_{min2} = 1,40 * 25 \text{ cm} * \frac{116 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}} = 9,83 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{min} = 9,83 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > A_{adop \text{ sup}} = 1,507 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow M.C.$$

Armatura longitudinal superior: 4 Ø 20 mm $\rightarrow 12,56 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 9,83 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < A_{adop \text{ inf}} = 25,133 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow B.C.$$

4.5.3.2. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte.

$$V_u = \phi * 1,60 * 165,65 \text{ kN} = 1,23 * 1,60 * 165,65 \text{ kN} = 326,00 \text{ kN} \rightarrow$$

$$V_n = \frac{326,00 \text{ kN}}{0,75} = 434,67 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (f'c)^{1/2} * bw * d = \frac{1}{6} * (30 \text{ MPa})^{1/2} * 0,25 \text{ m} * 1,162 \text{ m}$$

$$V_c = 269,30 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = 434,67 \text{ kN} - 269,30 \text{ kN} = 165,37 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \frac{A_{v \text{ nec}}}{s} = \frac{V_s}{(f_y * d)} = \frac{165,37 \text{ kN}}{(420 \text{ MPa} * 1,162 \text{ m})} = 3,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$V_s = 165,37 \text{ kN} < \frac{1}{3} * (f_c)^{1/2} * b_w * d = 538,60 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \text{Separación máxima } MIN \left[40 \text{ cm} ; \frac{d}{2} = 59 \text{ cm} \right]$$

Estribos uniformes de dos (2) ramas en toda la viga Ø 8 mm cada 20 cm

$$\frac{A_{v \text{ adop}}}{s} = 5,03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

4.6. LOSA DE APROXIMACIÓN.

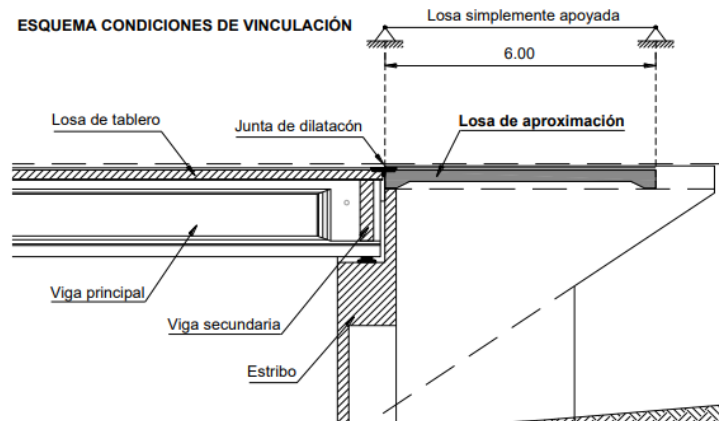


Imagen 4.12: Corte Longitudinal de la Losa de Aproximación.

4.6.1. Análisis de cargas.

$$H^o \text{ en el lugar: } 0,25 \text{ m} * 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carpeta de rodamiento: } 0,09 \text{ m} * 22,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Multitud compacta: } 1,40 * 6,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 8,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Aplanadoras:

$$\text{Tren delantero: } 1,40 * 130,00 \text{ kN} = 182,00 \text{ kN}$$

$$\text{Tren trasero: } 1,40 * 170,00 \text{ kN} = 238,00 \text{ kN}$$

4.6.2. Solicitaciones.

4.6.2.1. Pesos propio más la incidencia de la multitud compacta.

$$Mu = \left(1,2 * 8,23 \frac{kN}{m^2} + 1,6 * 8,40 \frac{kN}{m^2} \right) * \frac{6,00^2 m^2}{8} = 104,92 \frac{kN m}{m}$$

$$Vu = 69,95 \frac{kN}{m}$$

4.6.2.2. Peso propio las incidencias de la aplanadora.

4.6.2.2.1. Cargas permanentes.

$$Mu = 1,2 * 8,23 \frac{kN}{m^2} * \frac{6,00^2 m^2}{8} = 44,44 \frac{kNm}{m}$$

$$Vu = 29,63 \frac{kN}{m}$$

4.6.2.2.2. Tren delantero.

Flexión: (tren delantero en $L / 2$)

$$(2/3 * l) = 4m > 2m$$

$$b1 = t + 2 * s + 2,00 m = 1,20 m + 2 * 0,09 m + 2,00 m$$

$$b1 = 3,38 m$$

$$\rightarrow N = \frac{182,00 kN}{b1} = 53,85 \frac{kN}{m}$$

$$Mu = 1,60 * 53,85 \frac{kN}{m} * \frac{6,00 m}{4} = 129,24 \frac{kNm}{m}$$

Corte: Junto al apoyo:

$$b1 = t + 5 * d = 1,20 m + 5 * 0,21 m = 2,25 m$$

$$\rightarrow N = \frac{182,00 t}{b1} = 74,29 \frac{kN}{m}$$

$$Vu = 1,60 * 74,29 \frac{kN}{m} = 118,86 \frac{kN}{m}$$

$$\text{En } L-2: b1 = t + 2 * s + 2,00 m = 3,38 m$$

$$\rightarrow N = \frac{182 kN}{2 * b1} = 26,92 \frac{kN}{m}$$

$$Vu = 1,60 * 26,92 \frac{kN}{m} = 43,07 \frac{kN}{m}$$

4.6.2.2.3. Tren trasero.

Flexión: (tren trasero en $L / 2$)

$$b1 = t + 2 * s + 2,00 \text{ m} = 2,10 \text{ m} + 2 * 0,09 \text{ m} + 2,00 \text{ m}$$

$$b1 = 4,28 \text{ m}$$

$$\rightarrow N = \frac{238,00 \text{ kN}}{b1} = 55,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Mu = 1,60 * 55,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 6,00 \frac{\text{m}}{4} = 133,46 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Corte: junto al apoyo:

$$b1 = t + 5 * d = 2,10 \text{ m} + 5 * 0,21 \text{ m} = 3,35 \text{ m}$$

$$\rightarrow N = \frac{238,00 \text{ t}}{b1} = 71,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Vu = 1,60 * 71,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 113,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{en } L / 2: b1 = t + 2 * s + 2,00 \text{ m} = 4,28 \text{ m}$$

$$\rightarrow N = \frac{238 \text{ kN}}{2 * b1} = 27,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Vu = 1,60 * 27,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 44,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.6.3. Dimensionamiento.

Hormigón: H 30 (Exposición A3)

Acero ADN 420

$h = 0,25 \text{ m}$

$r = 0,03 \text{ m}$ (recubrimiento mínimo 2,5cm, exposición A3) $\rightarrow d = 0,21 \text{ m}$

4.6.3.1. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte.

$$V_{max} = 29,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 118,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 148,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\rightarrow V_n = \frac{148,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0,75} = 197,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (f'c)^{1/2} * b_w * d = \frac{1}{6} * (30 \text{ MPa})^{1/2} * 1,00 \text{ m} * 0,21 \text{ m}$$

$$V_c = 200,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$V_c > V_n \rightarrow$ No es necesaria armadura de corte

4.6.3.2. Dimensionamiento respecto del momento flector.**4.5.2.2.1. Armadura inferior.**

$$h = 0,25 \text{ m}$$

$$r = 0,03 \text{ m (recubrimiento mínimo 2,5 cm, exposición A3)} \rightarrow$$

$$d = 0,21 \text{ m}$$

$$M_u = 44,44 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 133,46 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} = 177,9 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\rightarrow M_n = \frac{177,9}{0,90} \frac{\text{kNm}}{\text{m}} = 197,67 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,21 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,19767 \text{ MN.m}}{1,00 \text{ m}}}} = 0,495 \rightarrow K_e = 26,10 ; K_c = 0,211$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 26,10 \frac{0,19767 \text{ MN.m}}{0,21 \text{ m}} = 23,451 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{ ‰}}{0,211} - 3,00 \text{ ‰} = 11,21 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{ ‰} \rightarrow \text{Seccion Dominada por Traccion} \rightarrow \phi = 0,90$$

$$\text{Armadura principal inferior: } 1 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm c/ } 13 \text{ cm} \rightarrow 24,16 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura secundaria inferior: } 1 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} \rightarrow 5,23 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura minima por retraccion y tempertura} \rightarrow A_{MIN} = \rho A_g$$

$$A_{MIN} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 4,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow B.C$$

4.7. APOYOS DE NEOPRENO.**4.7.1. Análisis de cargas.**

$$- \text{Largo de viga entre apoyos: } l = 20,00 \text{ m}$$

$$- \text{Largo total de viga: } L = 20,00 \text{ m} + 2 * 0,30 \text{ m} + 2 * 0,10 \text{ m} = 20,80 \text{ m}$$

$$- \text{Cargas actuantes en cada viga principal:}$$

$$\text{Cargas permanentes: } 32,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Multitud compacta con impacto: } 14,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Multitud compacta sin impacto: } 11,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Tren trasero aplanadora con impacto: } 61,50 \text{ kN}$$

Tren trasero aplanadora sin impacto: 50,00 kN

Tren delantero aplanadora con impacto: 41,82 kN

Tren delantero aplanadora sin impacto: 34,00 kN

– Reacción máxima con impacto: Peso propio + Sobrecarga ($\varphi = 1,23$)

$$\left(32,22 \frac{kN}{m} + 14,17 \frac{kN}{m}\right) * \frac{20,80 m}{2} + 61,50 kN + 41,82 kN * \frac{(20,80 m - 3m)}{20,80 m} = 579,74 kN$$

– Reacción máxima sin impacto: Peso propio + Sobrecarga ($\varphi = 1,00$)

$$\left(32,22 \frac{kN}{m} + 11,88 \frac{kN}{m}\right) * \frac{20,80 m}{2} + 50 kN + 34 kN * \frac{(20,80 m - 3m)}{20,80 m} = 537,73 kN$$

– Reacción mínima sin impacto : Peso propio

$$32,22 \frac{kN}{m} * \frac{20,80 m}{2} = 421,60 kN$$

– Fuerza de frenado: Según DNV – A.III.b)

Se debe adoptar el mayor de los siguientes valores como fuerza de frenado en cada apoyo:

$$F_{F1} = \frac{\left(mc * \frac{L}{25}\right)}{N^{\circ}Apoy}$$

$$F_{F1} = \left(4 \frac{kN}{m^2} * 1,20m * 2 + 6 \frac{kN}{m^2} * 8,30m\right) * \frac{20,80 m}{(25 * 10)} = 4,94 kN$$

$$F_{F2} = \frac{0,15 * A * Fc}{N^{\circ}Apoy} = \frac{0,15 * 300 KN * 2}{10} = 9,00 kN$$

$$\rightarrow FF = 9,00 KN$$

mc: Sobrecarga accidental por multitud compacta

A: Sobrecarga accidental de una aplanadora

Fc: Número de fajas de circulación del puente = 2

N°Apoy: Número de apoyos totales = 2 apoyos * 5 vigas = 10

Fuerza de viento: Según DNV – A.3.A

se deben analizar las siguientes condiciones:

$$PUENTE VACÍO – Presión horizontal: $phv = 250 \frac{kg}{m^2}$$$

Superficie expuesta: proyección vertical de la viga principal extrema y tablero que sobresalga

$$Aev = 20,80 m * 1,88 m = 39,104 m^2$$

$$FVv = \frac{(phv * Aev)}{N^{\circ}Apoy} = \frac{(250 \frac{kg}{m^2} * 39,104 m^2)}{10} = 977,6 kg$$

PUENTE CARGADO – Presión horizontal: $phv = 150 \frac{kg}{m^2}$

– Superficie expuesta: proyección vertical de la viga principal extrema y tablero que sobresalga, más la figura representativa de tránsito (faja continua de 2m):

$$Aec = 20,80 \text{ m} * 3,88 \text{ m} = 80,704 \text{ m}^2$$

$$FVc = \frac{(phc * Aec)}{N^{\circ}Apoy} = \frac{150 \frac{kg}{m^2} * 80,704 \text{ m}^2}{10} = 1.210,56 \text{ kg} \rightarrow FV = 12,11 \text{ kN}$$

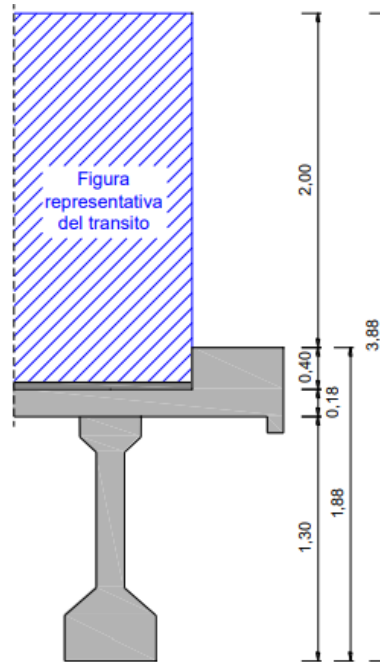


Imagen 4.13: Altura Considerada para el Cálculo.

4.7.2. Dimensionamiento.

4.7.2.1. Características geométricas de la placa de apoyo.

Una placa de neopreno armada es un conjunto de placas o chapas de acero y neopreno.

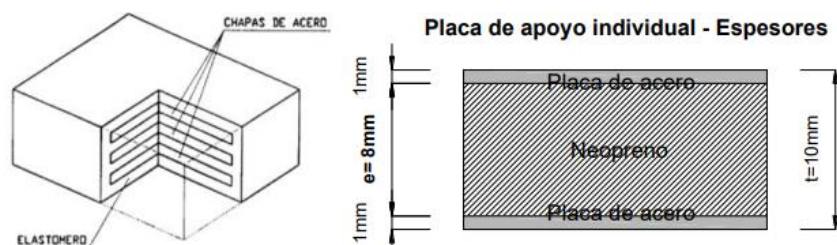


Imagen 4.14: Esquema de la Placa de Neopreno.

Se adoptan una placa de apoyo rectangular (las cuales se fabrican a medida) de 200mm * 300mm de lado y 8mm de espesor (200 mm según el eje del puente).

4.7.2.2. Cantidad de placas de apoyo.

Desplazamiento por deformación producida por temperatura y contracción:

ϵt : Deformación específica en la dirección longitudinal de la viga principal producida por temperatura, contracción y fluencia. Según DNV – A.II.d), es igual a:

$$\epsilon t = \epsilon_s + \alpha * \Delta T = 1,5 * 10^{-4} \frac{mm}{mm} + 30^{\circ}C * 1 * 10^{-5} \frac{mm}{(mm^{\circ}C)} = 4,5 * 10^{-4}$$

ϵ_s : Deformación específica de la viga principal producida por contracción y fluencia

$$\epsilon_s = 1,5 * 10^{-4} \frac{mm}{mm}$$

α : Deformación específica de la viga principal producida por cambio de temperatura de $1^{\circ}C$

$$\alpha = 1 * 10^{-5} mm/(mm^{\circ}C)$$

$$\Delta T: \text{Salto térmico esperado} = 30^{\circ}C$$

D : Desplazamiento por deformación de la viga principal producido por temperatura, contracción y fluencia.

$$D = \epsilon t * L = 4,5 * 10^{-4} * (20800mm) = 9,36 mm$$

$$\text{CANTIDAD DE PLACAS} \rightarrow \text{Se debe verificar: } N^{\circ} * \frac{e}{2} \geq D \rightarrow N^{\circ} = D * \frac{2}{e}$$

$$N^{\circ} = 9,36 mm * \frac{2}{8mm} = 2,95$$

N° : número de placas

e : espesor de cada placa = 8 mm

Se adoptan 4 placas en total (2 placas en cada apoyo)

$$\text{Espesor total } t = 2 * e = 16 mm = 1,60cm$$

4.7.3. Verificaciones.**4.7.3.1. Distorsión.**

Cargas lentas: Por temperatura, contracción y fluencia el desplazamiento en cada apoyo de viga:

$$d = \frac{9,36 mm}{2} = 4,68mm = 0,468 cm$$

Cargas rápidas: Por frenado en cada apoyo de viga:

d' : Desplazamiento en la dirección longitudinal de la viga principal producido por frenado de vehículos:

$$\tau = \frac{FF}{AApoy} \rightarrow d' = \tau * \frac{t}{G}$$

$$d' = \frac{9 \text{ kN} * 1,60 \text{ cm}}{0,16 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 600 \text{ cm}^2} = 0,15 \text{ cm}$$

G: Modulo de elasticidad transversal del neopreno. Para cargas instantáneas o rápidas = 16 kg/cm². Para cargas diferidas o lentos = 8 kg/cm².

AApoy: Sección transversal del apoyo. Placa rectangular de 20cm x 30 cm.

d'': Desplazamiento en la dirección transversal de la viga principal producido por el viento:

$$\tau = FV / A_{\text{Apoy}} \rightarrow$$

$$d'' = \frac{\tau * t}{G} = \frac{12,11 \text{ kN} * 1,6 \text{ cm}}{(0,16 \text{ kN/cm}^2 * 600 \text{ cm}^2)} = 0,202 \text{ cm}$$

G: Modulo de elasticidad transversal del neopreno. Para cargas instantáneas o rápidas

$$G = 16 \text{ kg/cm}^2 . \text{ Para cargas diferidas o lentos} = 8 \text{ kg/cm}^2$$

AApoy: Sección transversal del apoyo. Placa rectangular de 20cm x 30 cm

Desplazamiento total:

$$d_{\text{Long}} = d + d' = 0,468 \text{ cm} + 0,15 \text{ cm} = 0,618 \text{ cm}$$

$$d_{\text{Trans}} = d'' = 0,25 \text{ cm}$$

$$dt = \sqrt{d_{\text{Long}}^2 + d_{\text{Trans}}^2} = 0,65 \text{ cm}$$

$$\text{Distorsión: } \gamma \cong \tan \gamma = \frac{dt}{t} = \frac{0,65 \text{ cm}}{1,60 \text{ cm}} = 0,406 < \gamma_{\text{adm}} = 0,70$$

γ_{adm} : Distorsión admisible total, dato provisto por fabricante = 0,70

∴ Buenas Condiciones

4.7.3.2. Desplazabilidad.

Cargar lentas:

Fuerza horizontal en cada apoyo generada por temperatura, contracción y fluencia:

$$\tau = \frac{FT}{A_{\text{Apoy}}} \rightarrow FT = \frac{d}{e} * G * A$$

$$FT = 0,468 \text{ cm} * 0,08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * \frac{600 \text{ cm}^2}{1,6 \text{ cm}} = 14,04 \text{ kN}$$

Cargar totales: Fuerza horizontal total:

$$Ht_{min} = \sqrt{(FT)^2 + (F_{trans min})^2}$$

$$Ht_{min} = \sqrt{(14,04 \text{ kN})^2 + (9,78 \text{ kN})^2} = 17,11 \text{ kN}$$

$$Ht_{max} = \sqrt{(FT + FF)^2 + (F_{trans max})^2}$$

$$Ht_{max} = \sqrt{(14,04 \text{ kN} + 9,00 \text{ kN})^2 + (12,11 \text{ kN})^2} = 26,03 \text{ kN}$$

Seguridad al deslizamiento: La condición de seguridad al desplazamiento se realiza comparando la carga horizontal con la carga vertical actuantes en cada apoyo:

–Para reacción máxima con impacto:

$$\frac{26,7 \text{ kN}}{579,74 \text{ kN}} = 0,045 < \mu = 0,40 \rightarrow \text{Buenas Condiciones}$$

–Para reacción mínima:

$$\frac{17,7 \text{ kN}}{335,09 \text{ kN}} = 0,051 < \mu = 0,40 \rightarrow \text{Buenas Condiciones}$$

μ : Coeficiente de rozamiento entre viga principal y el apoyo de neopreno

4.7.3.3. Rotación admisible.

$$rt = r * N^{\circ} \text{ por apoyo}$$

$$rt = 4,80 \frac{\%}{\text{placa}} * 2 \text{ placas} = 9,60 \% > r_{min} = 6 \%$$

r_{min} : Rotación mínima para considerar apoyo móvil de viga prefabricada de hormigón pretensado.

r : Rotación de cada placa, dato provisto por fabricante = 4,80 %.

$\therefore$ Buenas Condiciones

4.7.3.4. Tensión admisible.

$$\sigma_{trab} = \frac{V}{AA_{poy}} = \frac{57.974 \text{ kg}}{600 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_{trab} = 96,62 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{adm} = 120 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Buenas Condición}$$

σ_{adm} : Tensión admisible del material, dato provisto por fabricante

4.8. ESTRIBOS.**4.8.1. Pantalla superior.****4.8.1.1. Análisis de cargas.**

Se dimensiona como ménsula empotrada en el cabezal de apoyo de vigas

q: Empuje de suelos (según método en estado de reposo)

K = 0,70

$$q_u = 1,6 * K * \gamma_{sat} * h = 1,6 * 0,70 * 21 \frac{kN}{m^3} * 1,28 m = 30,11 \frac{kN}{m^2}$$

P: Peso propio y descarga de la losa de aproximación (simplificado solo con multitud compacta):

$$P = 1,2 * 0,20 m * 1,28 m * 25 \frac{kN}{m^3} + \left(1,2 * 8,23 \frac{kN}{m^2} + 1,6 * 6 \frac{kN}{m^2} \right) * \frac{6 m}{2}$$

$$P = 66,11 \frac{kN}{m}$$

Para la Infraestructura las sobrecargas no se ven afectadas por coeficiente de impacto.

4.8.1.2. Solicitaciones.

$$M_u = \left(\frac{1}{2} * q * h \right) * \frac{h}{3} = 8,22 \frac{kN m}{m} \rightarrow M_n = \frac{M_u}{0,90} = 9,13 \frac{kN m}{m}$$

$$P_u = 66,11 \frac{kN}{m} \rightarrow P_n = \frac{P_u}{0,90} = 73,45 \frac{kN}{m}$$

$$V_u = \frac{1}{2} * q * h = 19,27 \frac{kN}{m} \rightarrow V_n = \frac{V_u}{0,75} = 25,69 \frac{kN}{m}$$

4.8.1.3. Dimensionamiento.**4.8.1.3.1. Dimensionamiento por flexo compresión.**

bo = 1,00 m

h = 0,20 m

d = 0,155 m (r = 0,045m recubrimiento mínimo: 3 cm, grado exposición A3)

$$M_{en} = M_n - P_n * \left(\frac{h}{2} - d \right)$$

$$M_{en} = 9,13 \frac{kN m}{m} + 73,45 \frac{kN}{m} * (0,10 m - 0,045 m) = 13,17 \frac{kN m}{m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{en}}{b}}} = \frac{0,155 m}{\sqrt{\frac{0,01317 MN.m}{1,00 m}}} = 1,35 \rightarrow K_e = 24,07 ; K_c = 0,026$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} - \frac{P_n}{f_y} = 24,07 \frac{0,01317 \text{ MN.m}}{0,155 \text{ m}} - \frac{73,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{420 \text{ MPa}} * 10 = 0,297 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{ ‰}}{0,026} - 3,00 \text{ ‰} = 111,81 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{ ‰} \rightarrow \text{Seccion Dominada por Traccion} \rightarrow \varphi = 0,90$$

$$\text{Armadura principal exterior: } 1 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} \rightarrow 5,23 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura secundaria exterior: } 1 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm c/ } 20 \text{ cm} \rightarrow 3,92 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura minima por retraccion y tempertura} \rightarrow A_{MIN} = \rho A_g$$

$$A_{MIN} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 3,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow B.C$$

4.8.1.3.2. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{19,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0,75} = 25,69 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (\hat{f}_c)^{1/2} * b_w * d = \frac{1}{6} * (30 \text{ MPa})^{1/2} * 1,00 \text{ m} * 0,155 \text{ m}$$

$$V_c = 141,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_c > V_n \rightarrow \text{No es necesaria armadura de corte}$$

4.8.2. Pantalla inferior.

4.8.3. Análisis de cargas.

Se dimensiona como placa apoyada en los contrafuertes y en los muros de ala laterales.

q: Empuje de suelos (según método en estado de reposo)

$$K = 0,70$$

Tomando una franja de losa, de ancho unitario, en el extremo inferior de la pantalla, se mide la carga del suelo:

$$h_i = 1,28 \text{ m} + 0,30 \text{ m} + 4,78 \text{ m} - 0,5 \text{ m} = 5,86 \text{ m}$$

$$q_u = 1,6 * K * \gamma_{sat} * h_i = 1,6 * 0,70 * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 5,86 \text{ m} = 131,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

4.8.3.1. Solicitaciones.

Para la determinación de las solicitaciones se la considero como una pantalla continua apoyada sobre los contrafuertes.

$$Mu = -63,7 \frac{kN \cdot m}{m} \text{ (tracción adentro en el apoyo 3)}$$

$$Mu = 34,9 \frac{kN \cdot m}{m} \text{ (tracción afuera en tramo 2 - 3)}$$

$$Vu = 160,9 \frac{kN}{m} \text{ (junto al apoyo 3)}$$

4.8.3.2. Dimensionamiento.**4.8.3.2.1. Dimensionamiento respecto del momento flector.**

$$b_o = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,20 \text{ m}$$

$$d = 0,25 \text{ m (} r = 0,045 \text{ m recubrimiento mínimo: 3 cm, grado exposición A3)}$$

4.8.3.2.1.1. Armadura interior.

$$h = 0,20 \text{ m}$$

$$r = 4,50 \text{ cm} \rightarrow d = 0,145 \text{ m}$$

$$M_{int} = 63,7 \frac{kN \cdot m}{m} \rightarrow M_n = \frac{63,7}{0,90} = 70,78 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,145 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,07078 \text{ MN} \cdot \text{m}}{1,00 \text{ m}}}} = 0,563 \rightarrow K_e = 25,49 ; K_c = 0,159$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 25,49 \frac{0,07078 \text{ MN} \cdot \text{m}}{0,145 \text{ m}} = 12,029 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{ ‰}}{0,159} - 3,00 \text{ ‰} = 15,89 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{ ‰} \rightarrow \text{Sección Dominada por Tracción} \rightarrow \phi = 0,90$$

$$\text{Armadura principal interior: } 1 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} \rightarrow 13,404 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura secundaria interior: } 1 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm c/ } 20 \text{ cm} \rightarrow 3,92 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura mínima por retracción y temperatura} \rightarrow A_{MIN} = \rho A_g$$

$$A_{MIN} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 3,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow B.C$$

4.8.3.2.1.2. Armadura exterior.

$$h = 0,20 \text{ m}$$

$$r = 4,50 \text{ cm} \rightarrow d = 0,145 \text{ m}$$

$$M_{int} = 34,9 \frac{\text{kN m}}{\text{m}} \rightarrow M_n = \frac{34,9}{0,90} = 38,78 \frac{\text{kN m}}{\text{m}}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,145 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,03878 \text{ MN.m}}{1,00 \text{ m}}}} = 0,7612 \rightarrow K_e = 24,67 ; K_c = 0,084$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 24,67 \frac{0,03878 \text{ MN.m}}{0,145 \text{ m}} = 6,38 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{ ‰}}{0,084} - 3,00 \text{ ‰} = 32,63 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{ ‰} \rightarrow \text{Seccion Dominada por Traccion} \rightarrow \phi = 0,90$$

$$\text{Armadura principal exterior: } 1 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm c/ } 20 \text{ cm} \rightarrow 10,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura secundaria exterior: } 1 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm c/ } 20 \text{ cm} \rightarrow 3,92 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura minima por retraccion y temperatura} \rightarrow A_{MIN} = \rho A_g$$

$$A_{MIN} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 3,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow B.C$$

4.8.3.3. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte.

$$\rightarrow V_n = \frac{160,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0,75} = 214,53 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (f'_c)^{1/2} * b_w * d = \frac{1}{6} * (30 \text{ MPa})^{1/2} * 1,00 \text{ m} * 0,145 \text{ m}$$

$$V_c = 228,22 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$V_c > V_n \rightarrow \text{No es necesaria armadura de corte}$$

4.8.4. Contrafuertes.**4.8.4.1. Análisis de cargas.**

Se dimensionan como ménsulas apoyadas en el cabezal de pilotes.

Las cargas actuantes son el peso propio, las descargas de la losa de aproximación (desde la pantalla superior) y de las vigas principales del tablero del puente y el empuje de suelo actuantes sobre los muros del frente del estribo.

q: Empuje de suelos (según método en estado de reposo).

$$K = 0,70$$

$$h_c = 6,36 \text{ m}$$

$$q_u = 1,6 * K * \gamma_{sat} * h_c * b = 1,6 * 0,70 * 20 \frac{kN}{m^3} * 6,36 \text{ m} * 2,34$$

$$q_u = 333,36 \frac{kN}{m}$$

N: Peso propio, descarga de la losa de aproximación y vigas:

- Peso propio:

$$1,2 * 1,60 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 4,39 \text{ m} * 25 \frac{kN}{m^3} = 73,75 \text{ kN}$$

- Peso propio cabezal de apoyo de vigas:

$$1,2 * 1,30 \text{ m} * 2,34 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 25 \frac{kN}{m^3} = 27,38 \text{ kN}$$

- Descarga pantalla superior:

$$66,11 \frac{kN}{m} * 2,34 \text{ m} = 154,70 \text{ kN}$$

- Descarga de viga principal:

$$N = 693,06 \text{ kN (Reacción máxima sin impacto mayorada)}$$

$$N_u = 948,89 \text{ kN}$$

H: Fuerza de frenado, temperatura, fluencia y contracción:

- Temperatura, retracción y fluencia:

$$1,20 * 14,04 \text{ kN} = 16,85 \text{ kN}$$

- Frenado:

$$1,60 * 9,00 \text{ kN} = 14,40 \text{ kN}$$

$$H_x = 31,25 \text{ kN}$$

- Acción del viento sobre puente cargado.

$$1,60 * 12,11 \text{ kN} = 19,38 \text{ kN}$$

$$H_y = 19,38 \text{ kN}$$

4.8.4.2. Solicitaciones.

$$M_{ux} = \left(\frac{1}{2} * q * h \right) * \frac{h}{3} + Hx * 5,08 \text{ m} = 1218,83 \text{ kNm}$$

$$V_{ux} = \left(\frac{1}{2} * q * h \right) + Hx = 1091,33 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = Hy = 19,38 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = Hy * 5,08 \text{ m} = 98,45 \text{ kNm}$$

$$N_u = N = 948,89 \text{ kN}$$

4.8.4.3. Dimensionamiento.

4.8.4.3.1. Dimensionamiento por flexo compresión.

$$b_o = 0,35 \text{ m}$$

$$h = 1,20 \text{ m}$$

$$d = 1,15 \text{ m} \text{ (} r = 0,05 \text{ m, recubrimiento mínimo 3 cm, grado exposición A3)}$$

4.8.4.3.1.1. Dimensionamiento Según “h”.

$$k = 1,00 \text{ (se adopta)}$$

$$r = 0,3 * h = 0,3 * 1,20 \text{ m} = 0,36 \text{ m}$$

$$l_u = 5,08 \text{ m} \rightarrow \lambda = \frac{k l_u}{r} = 14,1 < \lambda_{lim} = 34 - 12 * \frac{M_1}{M_2} = 34$$

$$\rightarrow M_{cx} = M_{ux} = 1218,83 \text{ kNm}$$

$$P_n = \frac{0,94889 \text{ MN}}{0,65} = 1,45 \text{ MN} \rightarrow n = \frac{\phi P_n}{(A_g)}$$

$$n = \frac{0,94889 \text{ MN}}{0,42 \text{ m}^2} = 2,259$$

$$M_n = M_c = \frac{1,21883 \text{ MNm}}{0,65} = 1,875 \text{ MNm} \rightarrow m = \frac{\phi M_n}{A_g h}$$

$$m = \frac{1,21883}{0,42 \text{ m}^2 * 1,20 \text{ m}} = 2,42$$

$$\gamma = \frac{1,10 \text{ m}}{1,20 \text{ m}} = 0,92$$

Diagrama de interacción:

$$\rho_g = 0,01 \text{ (min)} \rightarrow A_s = \rho_g * 0,42 \text{ m}^2 = 42,00 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm (} 49,09 \text{ cm}^2 \text{)}$$

4.8.4.3.1.2. Dimensionamiento Según "b".

$k = 1,00$ (se adopta)

$r = 0,3 * h = 0,3 * 0,35 \text{ m} = 0,105 \text{ m}$

$$l_u = 1,70 \text{ m} \rightarrow \lambda = \frac{k l_u}{r} = 48,38 > \lambda_{lim} = 34 - 12 * \frac{M1}{M2} = 34$$

$$\rightarrow M_{cy} = M_{uy} * \delta = M_u * \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}}$$

$$\delta = \frac{0,6}{1 - \frac{948,89 \text{ kN}}{0,75 * 24,51 \text{ MN} * 1000}} = 0,63 \geq 1 \rightarrow \delta = 1$$

$$M_{cy} = M_{uy} = 98,45 \text{ kNm}$$

$$P_n = \frac{N_u}{\text{factor de seguridad}} = \frac{0,94889 \text{ MN}}{0,65} = 1,459 \text{ MN}$$

$$\rightarrow n = \frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{0,94889 \text{ MN}}{0,42 \text{ m}^2} = 2,259$$

$$M_n = M_c = \frac{0,09845 \text{ MNm}}{0,65} = 0,151 \text{ MNm} \rightarrow m = \frac{\phi M_n}{A_g h}$$

$$m = \frac{0,09845 \text{ MNm}}{0,42 \text{ m}^2 * 0,35 \text{ m}} = 0,65$$

$$\gamma = \frac{0,25 \text{ m}}{0,35 \text{ m}} = 0,71$$

Diagrama de interacción:

$$\rho_g = 0,01 (\text{min}) \rightarrow A_s = \rho_g * 0,42 \text{ m}^2 = 42,00 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ } \emptyset 25 \text{ mm} (49,09 \text{ cm}^2)$$

4.8.4.3.1.3. Método de la carga recíproca.

$$P_n (\text{Segun "h"}) \rightarrow \frac{e}{h} = \frac{1,28 \text{ m}}{1,20 \text{ m}} \sim 1$$

$$\text{Para } \left(\frac{e}{h} = 1 ; \rho_g = 0,01 \right) \rightarrow P_n = 9,05 \text{ MN}$$

$$P_n (\text{Segun "b"}) \rightarrow \frac{e}{h} = \frac{0,096 \text{ m}}{0,35 \text{ m}} = 0,27 \sim 0,3$$

$$\text{Para } \left(\frac{e}{h} = 0,3 ; \rho_g = 0,01 \right) \rightarrow P_n = 4,52 \text{ MN}$$

$$P_0 = 0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

$$P_0 = 0,85 * 35 \text{ MPa} * (0,42 - 0,0049) \text{ m}^2 + 420 \text{ MPa} * 0,0049 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 14,41 \text{ MN}$$

$$P_n = \left(\frac{1}{P_{x0}} + \frac{1}{P_{y0}} - \frac{1}{P_0} \right)^{-1} = \left(\frac{1}{9,05 \text{ MN}} + \frac{1}{4,52 \text{ MN}} - \frac{1}{14,41 \text{ MN}} \right)^{-1}$$

$$P_n = 3,81 \text{ MN}$$

$$P_n = 3,81 \text{ MN} > \frac{P_u}{\varphi} = \frac{0,94889 \text{ MN}}{0,65} = 1,459 \text{ MN} \rightarrow B.C$$

4.8.4.3.2. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte.

4.8.4.3.2.1. Armadura necesaria por esfuerzo de corte.

$$V_{ux} = 1091,33 \text{ kN} \rightarrow V_{nx} = \frac{1091,33 \text{ kN}}{0,75} = 1455,11 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 19,38 \text{ kN} \rightarrow V_{ny} = \frac{19,38 \text{ kN}}{0,75} = 25,84 \text{ kN}$$

$$V_n = \sqrt{V_{nx}^2 + V_{ny}^2} = 1455,34 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14 * Ag} \right) * \frac{1}{6} * (f_c)^{1/2} * b_w * d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14 * Ag} \right) * \frac{1}{6} * (30 \text{ MPa})^{1/2} * 0,35 \text{ m} * 1,5 \text{ m}$$

$$V_c = 460,29 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = 1455,34 \text{ kN} - 460,29 \text{ kN} = 996,06 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \frac{A_v C_{nec}}{s} = \frac{V_s}{(f_y * d)} = \frac{996,06 \text{ kN}}{(420 \text{ MPa} * 1,25 \text{ m})} * 10 = 18,97 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$V_s = 996,06 \text{ kN} > \frac{1}{3} * (f_c)^{1/2} * b_w * d = 766,81 \text{ kN}$$

→ Separación máxima 20 cm

4.8.4.3.2.2. Armadura necesaria por tracción en el apoyo.

Sumando la sección necesaria para anclar la pantalla inferior del frente a la viga:

$$\rightarrow \frac{A_v T_{nec}}{s} = \frac{RPI}{(0,90 f_y)} = 2 * \frac{160,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{(0,90 * 420 \text{ MPa})} * 10 = 8,513 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

(Se supone que reacción de pantalla inferior es el doble del esfuerzo de corte)

$$\rightarrow \frac{A_{vneq}}{s} = 18,97 \frac{cm^2}{m} + 8,513 \frac{cm^2}{m} = 27,48 \frac{cm^2}{m}$$

4.8.4.3.2.3. Armadura mínima por esfuerzo de corte.

$$\frac{A_{vmin1}}{s} = \frac{1}{16} * (30MPa)^{1/2} * \frac{0,35 m}{420MPa} = 2,85 \frac{cm^2}{m}$$

$$\frac{A_{vmin2}}{s} = 0,33 * \frac{bw}{fy} = 0,33 * \frac{0,35m}{420MPa} = 2,75 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta estribos uniformes de dos (2) ramas en toda la viga Ø 12 mm cada 8 cm.

$$\left(\frac{A_{vadop}}{s} = 28,27 \frac{cm^2}{m} \right)$$

4.8.5. Muros ala.

4.8.5.1. Análisis de cargas.

q: Empuje de suelos (según método en estado de reposo)

$$K = 0,70$$

$$hc = 1,28 m + 0,30m + 4,78m = 6,36 m$$

$$qu = 1,6 * K * \gamma_{sat} * hc = 1,6 * 0,70 * 20 \frac{kN}{m^3} * 6,36 m = 142,46 \frac{kN}{m}$$

4.8.5.2. Solicitaciones.

Para el cálculo de las solicitaciones de este elemento se utilizaron las tablas de esfuerzos de Enthurke, considerando como condiciones de borde a la pantalla empotrada en el cabezal de los pilotes y simplemente apoyada en la pantalla inferior y el contrafuerte posterior.

$$M_{ux} = 131,83 \frac{kNm}{m} \text{ (tracción afuera horizontal)}$$

$$M_{uy} = 47,11 \frac{kNm}{m} \text{ (tracción afuera vertical)}$$

$$V_{ux} = 111,22 \frac{kN}{m} \text{ (en apoyo vertical)}$$

$$V_{uy} = 47,11 \frac{kN}{m} \text{ (en apoyo horizontal)}$$

4.8.5.3. Dimensionamiento.

4.8.5.3.1. Dimensionamiento por flexión.

$$\begin{aligned} bo &= 1,00 m ; h = 0,35 m ; \\ dx &= h - r = 0,314 m ; \\ dy &= h - r - db_{\phi 12} = 0,302 m \end{aligned}$$

4.8.5.3.1.1. Armadura exterior horizontal.

$$M_{ux} = 131,83 \frac{kN m}{m} \rightarrow M_n = \frac{131,83}{0,90} = 146,78 \frac{kN m}{m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,314 m}{\sqrt{\frac{0,14678 MN.m}{1,00 m}}} = 0,823 \rightarrow K_e = 24,55 ; K_c = 0,072$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 24,55 \frac{0,14678 MN.m}{0,314 m} = 11,41 \frac{cm^2}{m}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{‰}}{0,072} - 3,00 \text{‰} = 38,83 \text{‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{‰} \rightarrow \text{Seccion Dominada por Traccion} \rightarrow \phi = 0,90$$

$$\text{Armadura principal exterior: } 1 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} \rightarrow 13,40 \frac{cm^2}{m}$$

$$\text{Armadura minima por retraccion y tempertura} \rightarrow A_{MIN} = \rho A_g$$

$$A_{MIN} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 6,3 \frac{cm^2}{m} \rightarrow B.C$$

4.8.5.3.1.2. Armadura exterior vertical.

$$M_{int} = 47,11 \frac{kN m}{m} \rightarrow M_n = \frac{47,11}{0,90} = 52,34 \frac{kN m}{m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,302 m}{\sqrt{\frac{0,05234 MN.m}{1,00 m}}} = 1,32 \rightarrow K_e = 24,08 ; K_c = 0,027$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 24,08 \frac{0,05234 MN.m}{0,302 m} = 4,16 \frac{cm^2}{m}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{‰}}{0,027} - 3,00 \text{‰} = 108,85 \text{‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{‰} \rightarrow \text{Seccion Dominada por Traccion} \rightarrow \phi = 0,90$$

$$\text{Armadura secundaria exterior: } 1 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} \rightarrow 7,53 \frac{cm^2}{m}$$

$$\text{Armadura minima por retraccion y tempertura} \rightarrow A_{MIN} = \rho A_g$$

$$A_{MIN} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 3,6 \frac{cm^2}{m} \rightarrow B.C$$

4.8.5.3.2. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte.

$$\rightarrow V_n = \frac{79,08 \frac{kN}{m}}{0,75} = 105,44 \frac{kN}{m}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (f'c)^{1/2} * b_w * d$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (30 \text{ MPa})^{1/2} * 1,00m * 0,303m = 276,6 \frac{kN}{m}$$

$$V_c > V_n \rightarrow \text{No es necesaria armadura de corte}$$

4.8.6. Contrafuertes posteriores.**4.8.6.1. Análisis de cargas.**

Se dimensionan como ménsulas apoyadas en el cabezal de pilotes.

La carga actuante es la reacción de muro de ala:

$$q: \text{Reacción muro de ala en sentido } x = 111,22 \frac{kN}{m}$$

4.8.6.2. Solicitaciones.

$$M_u = q * 6,36 \frac{m^2}{2} = 2839,35 \frac{kN}{m}$$

$$V_u = q * 6,36 m = 892,88 kN$$

4.8.6.3. Dimensionamiento.**4.8.6.3.1. Dimensionamiento por flexión.**

$$b_o = 0,35 m$$

$$h = 2,00 m$$

$$d = 1,95 m \text{ (} r = 0,05m, \text{recubrimiento: mínimo } 3 \text{ cm, grado exposición A3)}$$

$$M_n = 2839,35 kNm \rightarrow M_n = \frac{2839,35}{0,90} kNm = 3154,83 kNm$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{1,95 m}{\sqrt{\frac{3,15483 MN.m}{0,35 m}}} = 0,649 \rightarrow K_e = 25,032 ; K_c = 0,117$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 25,032 \frac{3,15483 MN.m}{1,95 m} = 40,500 cm^2$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{ ‰}}{0,117} - 3,00 \text{ ‰} = 22,53 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{ ‰} \rightarrow \text{Sección Dominada por Tracción} \rightarrow \phi = 0,90$$

$$\text{Armadura secundaria exterior: } 10 \text{ } \emptyset 25 \text{ mm en dos capas} \rightarrow 49,087 cm^2$$

4.8.6.3.1.1. Armadura mínima para un elemento sometido a flexión.

$$A_{min1} = (f'c)^{1/2} * \frac{bw * d}{(4 * f_y)} = (30 \text{ MPa})^{1/2} * \frac{25 \text{ cm} * 80 \text{ cm}}{(4 * 420 \text{ MPa})} = 21,823 \text{ cm}^2$$

$$A_{min2} = 1,40 * \frac{bw * d}{f_y} = 1,40 * \frac{25 \text{ cm} * 80 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}} = 22,313 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 22,313 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 49,087 \text{ cm}^2 \rightarrow B.C.$$

4.8.6.3.2. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte.**4.8.6.3.2.1. Armadura por esfuerzo de corte.**

$$\rightarrow V_n = \frac{862,88 \text{ kN}}{0,75} = 1150,51 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (f'c)^{1/2} * bw * d = \frac{1}{6} * (30 \text{ MPa})^{1/2} * 0,35 \text{ m} * 1,95 \text{ m}$$

$$V_c = 611,05 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = 1150,51 \text{ kN} - 611,05 \text{ kN} = 539,45 \text{ kN}$$

$$\rightarrow A_{vCnec/s} = \frac{V_s}{(f_y * d)} = \frac{539,45 \text{ kN}}{(420 \text{ MPa} * 1,95 \text{ m})} = 6,44 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$V_s = 539,45 \text{ kN} < \frac{1}{3} * (f'c)^{1/2} * bw * d = 1246,08 \text{ kN}$$

→ Separación máxima 40cm

4.8.6.3.2.2. Estribos por tracción.

Sumando la sección necesaria para anclar muro de ala al contrafuerte posterior:

$$\rightarrow A_{vTnec/s} = \frac{RMA}{(0,90 f_y)} = \frac{140,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{(0,90 * 420 \text{ MPa})} = 3,714 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\rightarrow A_{vnec/s} = 6,44 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} + 3,714 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 10,154 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

4.8.6.3.2.3. Armadura mínima por esfuerzo de corte.

$$Vu = 331,69 \text{ kN} > 0,50 * \varphi * Vc = 0,50 * 0,75 * 171,16 \text{ kN} = 64,18 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \frac{Av_{min1}}{s} = \frac{1}{16} * (f_c)^{1/2} * \frac{bw}{f_y} = \frac{1}{16} * (30 \text{ MPa})^{1/2} * \frac{0,35 \text{ m}}{420 \text{ MPa}}$$

$$\frac{Av_{min1}}{s} = 2,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\rightarrow \frac{Av_{min2}}{s} = 0,33 * \frac{bw}{f_y} = 0,33 * \frac{0,35 \text{ m}}{420 \text{ MPa}} = 2,75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Estribos uniformes de dos (2) ramas en toda la viga Ø 12 mm cada 20 cm

$$(Av_{adop}/s = 11,31 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}})$$

4.8.7. Cabezal de pilotes.**4.8.7.1. Dimensionamiento.****4.8.7.1.1. Dimensionamiento respecto del eje transversal del puente.****4.8.7.1.1.1. Solicitaciones.**

Se considera simplemente apoyado entre los pilotes de las filas debido al peso propio del cabezal y del suelo bajo la losa de aproximación:

$$qu = 1,20 * 1,00 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 1,60 * 6,36 \text{ m} * 20,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 157,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Mu = 157,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{3,40^2 \text{ m}^2}{8} = 227,154 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$Vu = 157,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{3,40 \text{ m}}{2} = 267,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.8.7.1.1.2. Dimensionamiento a flexión.

$$bo = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 0,92 \text{ m}$$

$(r = 0,07 \text{ m}, \text{recubrimiento mínimo: } 3 \text{ cm}, \text{grado exposición A3})$

$$\rightarrow Mn = \frac{227,154}{0,90} = 252,39 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,92 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,25239 \text{ MN.m}}{1,00 \text{ m}}}} = 1,83 \rightarrow K_e = 23,95 ; K_c = 0,014$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 23,95 \frac{0,25239 \text{ MN.m}}{0,92 \text{ m}} = 6,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{ ‰}}{0,014} - 3,00 \text{ ‰} = 209,18 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{ ‰} \rightarrow \text{Seccion Dominada por Traccion} \rightarrow \phi = 0,90$$

$$\text{Armadura Principal : } 1 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm c/10 cm} \rightarrow 7,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura minima por retraccion y tempertura} \rightarrow A_{MIN} = \rho A_g$$

$$A_{MIN} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 18,00 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow M.C$$

$$\therefore \text{Adopto } 1 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm c/10 cm} \rightarrow 20,11 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

4.8.7.1.1.3. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte.

$$\rightarrow V_n = \frac{267,24 \frac{\text{KN}}{\text{m}}}{0,75} = 356,32 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (f'c)^{1/2} * b_w * d = \frac{1}{6} * (30 \text{ MPa})^{1/2} * 1,00 \text{ m} * 0,92 \text{ m}$$

$$V_c = 839,84 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$V_c > V_n \rightarrow \text{No es necesaria armadura de corte}$$

4.8.7.1.2. Dimensionamiento respecto del eje longitudinal del puente debido a las cargas de contrafuerte y pantalla inferior.

4.8.7.1.2.1. Solicitaciones.

Dada la ubicación de las cargas y de la fila uno de pilotes es aceptable considerar que estas cargas se transmiten directamente a sus pilotes.

Considerando un tramo de la pantalla simplemente apoyado entre dos pilotes.

$$M_u = 854,24 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$V_u = 530,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.8.7.1.2.2. Dimensionamiento a flexión.

$$b_o = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 0,92 \text{ m}$$

($r = 0,08\text{m}$, recubrimiento mínimo: 3 cm, grado exposición A3)

$$\rightarrow M_n = \frac{854,24}{0,90} = 949,16 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,92 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,94916 \text{ MN.m}}{1,00 \text{ m}}}} = 0,994 \rightarrow K_e = 24,35 ; K_c = 0,054$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 24,35 \frac{0,94916 \text{ MN.m}}{0,92 \text{ m}} = 25,129 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{ ‰}}{0,054} - 3,00 \text{ ‰} = 52,55 \text{ ‰}$$

$\varepsilon_s > 5,00 \text{ ‰} \rightarrow \text{Seccion Dominada por Traccion} \rightarrow \phi = 0,90$

$$\text{Armadura Principal : } 1 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm c/8 cm} \rightarrow 25,132 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura minima por retraccion y tempertura $\rightarrow A_{MIN} = \rho A_g$

$$A_{MIN} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 18,00 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow B.C$$

4.8.7.1.2.3. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{530,55 \frac{\text{KN}}{\text{m}}}{0,75} = 707,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (f'_c)^{1/2} * b_w * d = \frac{1}{6} * (30 \text{ MPa})^{1/2} * 1,00\text{m} * 0,92\text{m}$$

$$V_c = 839,84 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$V_c > V_n \rightarrow \text{No es necesaria armadura de corte}$

4.8.7.1.3. Dimensionamiento respecto del eje longitudinal del puente.**4.8.7.1.3.1. Solicitaciones.**

Se considera como simplemente apoyado en las filas 1 y 2 de pilotes y la carga debido al peso propio del cabezal y del suelo bajo la losa de aproximación.

$$q_u = 1,20 * 1,00 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 1,60 * 6,36 \text{ m} * 20,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 233,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_u = 233,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{3,60^2 \text{ m}^2}{8} = 378,30 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$V_u = 233,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{3,60 \text{ m}}{2} = 420,34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.8.7.1.3.2. Dimensionamiento a flexión.

$$b_o = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 0,92 \text{ m}$$

$$(r = 0,08\text{m}, \text{recubrimiento mínimo: } 3 \text{ cm}, \text{grado exposición A3})$$

$$\rightarrow M_n = \frac{378,30}{0,90} = 420,33 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,92 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,42033 \text{ MN.m}}{1,00 \text{ m}}}} = 1,41 \rightarrow K_e = 24,046 ; K_c = 0,024$$

$$A_s = K_e \frac{M_n}{d} = 24,046 \frac{0,94916 \text{ MN.m}}{0,92 \text{ m}} = 10,98 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{K_c} - \varepsilon_c = \frac{3,00 \text{ ‰}}{0,024} - 3,00 \text{ ‰} = 123,90 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s > 5,00 \text{ ‰} \rightarrow \text{Seccion Dominada por Traccion} \rightarrow \phi = 0,90$$

$$\text{Armadura Principal : } 1 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm c/10 cm} \rightarrow 7,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Armadura minima por retraccion y tempertura} \rightarrow A_{MIN} = \rho A_g$$

$$A_{MIN} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 18,00 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow M.C$$

$$\therefore \text{Adopto } 1 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm c/10 cm} \rightarrow 20,11 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

4.8.7.1.3.3. Dimensionamiento respecto del esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{420,34 \frac{kN}{m}}{0,75} = 560,45 \frac{kN}{m}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (f'c)^{1/2} * b_w * d = \frac{1}{6} * (30 MPa)^{1/2} * 1,00m * 0,92m$$

$$V_c = 839,84 \frac{kN}{m}$$

$V_c > V_n \rightarrow$ No es necesaria armadura de corte

4.8.8. Pilotes de los estribos.

4.8.8.1. Verificación de la capacidad portante.

4.8.8.1.1. Análisis de cargas de servicio.

Para dicha verificación se contemplan las cargas sin la incidencia de coeficientes de mayoración de carga.

4.8.8.1.1.1. Cargas verticales.

Descarga de contrafuertes y pantalla inferior.

$$V_1 = 0,25 m * 9,55 m * 4,39 m * 25,00 \frac{kN}{m^3} + 5 * 520,34 kN = 2863,73 kN$$

Descarga de muros ala.

$$V_2 = (0,25 m * 4,20 m * 6,86 m + 0,25 m * 1,00 m * 6,31 m + 2,00 m * 0,35 m * 6,31 m) * 2 * 25,00 \frac{kN}{m^3} = 659,875 kN$$

Descarga del suelo bajo cabezal de apoyo de vigas.

$$V_3 = 9,55 m * 0,95 m * 4,39 m * 20,00 \frac{kN}{m^3} = 796,55 kN$$

Descarga de suelo bajo losa de aproximación.

$$V_4 = 11,80 m * 4,00 m * 6,31 m * 20,00 \frac{kN}{m^3} = 5956,24 kN$$

Descarga de cabezal.

$$V_5 = 11,80 m * 5,20 m * 1,00 m * 25,00 \frac{kN}{m^3} = 1534,00 kN$$

4.8.8.1.1.2. Cargas horizontales.

Descarga de fuerza de frenado, retracción y fluencia.

$$H_1 = 5 * 14,04 kN = 70,2 kN$$

Empuje de suelo.

$$H_2 = 0,70 * 20,00 \frac{kN}{m^3} * \frac{(7,36 m)^2}{2} * 11,80 m = 4413,82 kN$$

4.8.8.1.2. Solicitaciones.

Momento respecto al baricentro de los pilotes.

$$M = V2 * (-0,792 \text{ m}) + V3 * 1,875 \text{ m} + V4 * (-0,60 \text{ m}) + H1 * 4,79 \text{ m} + H2 * \frac{7,36 \text{ m}}{3}$$

$$M = 8561,996 \text{ kNm}$$

Descarga en la fila de pilotes número uno.

$$N1 = V1 + \frac{V2 + V3 + V4 + V5}{2} + \frac{M}{3,00 \text{ m}} = 10191,06 \text{ kN}$$

$$\therefore \text{ en c/pilote } \rightarrow N_{pil} = \frac{N1}{4} = 2547,77 \text{ kN}$$

Descarga en la fila de pilotes número dos.

$$N1 = \frac{V2 + V3 + V4 + V5}{2} - \frac{M}{3,00 \text{ m}} = 1619,33 \text{ kN}$$

$$\therefore \text{ en c/pilote } \rightarrow N_{pil} = \frac{N2}{4} = 404,83 \text{ kN}$$

4.8.8.2. Dimensionamiento.

4.8.8.2.1. Análisis de cargas.

Descarga de contrafuertes y pantalla inferior.

$$V1 = 1,2 * 0,25 \text{ m} * 9,55 \text{ m} * 4,39 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 5 * 948,89 \text{ kN} = 5058,88 \text{ kN}$$

Descarga de muros ala.

$$V2 = 1,2 * (0,25 \text{ m} * 4,20 \text{ m} * 6,86 \text{ m} + 0,25 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 6,31 \text{ m} + 2,00 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 6,31 \text{ m}) * 2 * 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 791,85 \text{ kN}$$

Descarga del suelo bajo cabezal de apoyo de vigas.

$$V3 = 1,2 * 9,55 \text{ m} * 0,95 \text{ m} * 4,39 \text{ m} * 20,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 955,86 \text{ kN}$$

Descarga de suelo bajo losa de aproximación.

$$V4 = 1,2 * 11,80 \text{ m} * 4,00 \text{ m} * 6,36 \text{ m} * 20,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7204,61 \text{ kN}$$

Descarga de cabezal.

$$V5 = 1,2 * 11,80 \text{ m} * 5,20 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1840,80 \text{ kN}$$

4.8.8.2.1.1. Cargas horizontales.

Descarga de fuerza de frenado, retracción y fluencia.

$$H1 = 1,6 * 5 * 14,04 \text{ kN} = 112,32 \text{ kN}$$

Empuje de suelo.

$$H2 = 1,6 * 0,70 * 20,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * \frac{(7,36 \text{ m})^2}{2} * 11,80 \text{ m} = 7062,112 \text{ kN}$$

4.8.8.2.2. Solicitaciones.

Momento respecto al baricentro de los pilotes.

$$M = V2 * (-0,792 \text{ m}) + V3 * 1,875 \text{ m} + V4 * (-0,60 \text{ m}) + H1 * 4,79 \text{ m} + H2 * \frac{7,36 \text{ m}}{3}$$

$$M = 14706,054 \text{ kNm}$$

Descarga en la fila de pilotes número uno.

$$N1 = V1 + \frac{V2 + V3 + V4 + V5}{2} + \frac{M}{3,00 \text{ m}} = 15357,46 \text{ kN}$$

$$\therefore \text{ en c/pilote } \rightarrow N_{pil} = \frac{N1}{5} = 3071,49 \text{ kN}$$

Descarga en la fila de pilotes número dos.

$$N1 = \frac{V2 + V3 + V4 + V5}{2} - \frac{M}{3,00 \text{ m}} = 1442,93 \text{ kN}$$

$$\therefore \text{ en c/pilote } \rightarrow N_{pil} = \frac{N2}{4} = 494,54 \text{ kN}$$

Por recomendación de los estudios Geotécnicos, se adoptan Pilotes de 120 cm de diámetro. Carga admisible total por fuste y punta, a partir de la cota + 50.00 hasta la cota +35.00, es de 3670 Kn.

$$CARGA ADMISIBLE = 3.670 \text{ kN} > MAX(N_{PIL}) \rightarrow B.C$$

4.8.8.2.3. Dimensionamiento.**4.8.8.2.3.1. Dimensionamiento por flexo compresión.**

k = 0,70 (Empotrado en la masa de suelo a partir de los tres metros de profundidad respecto del nivel probable de erosión y articulado en el cabezal de pilotes).

r = r/2 = 0,30 m.

$$lu = 12,24 \text{ m} \rightarrow \lambda = \frac{k lu}{r} = 28,56 > \lambda_{lim} = 22$$

$$M_{min} = P_u * (15 + 0,03 * h) = 3,071 \text{ MN} * \frac{(15 + 0,03 * 1200 \text{ mm})}{1000} = 0,1566 \text{ MNm}$$

$$\rightarrow M_{cy} = M_{min} * \delta = M_{min} * \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{3,071}{0,75 * 89,60 \text{ MN}}} = 1,05 \geq 1 \rightarrow \delta = 1,05$$

$$M_c = 0,1644 \text{ MNm}$$

$$P_n = \frac{Nu}{\text{factor de seguridad}} = \frac{3,071 \text{ MN}}{0,65} = 4,725 \text{ MN}$$

$$\rightarrow n = \frac{\varphi P_n}{Ag} = \frac{3,071 \text{ MN}}{1,131 \text{ m}^2} = 2,72$$

$$M_n = M_c = \frac{0,1644 \text{ MNm}}{0,65} = 0,253 \text{ MNm} \rightarrow m = \frac{\varphi M_n}{A_g h}$$

$$m = \frac{0,253 \text{ MNm}}{1,131 \text{ m}^2 * 1,20 \text{ m}} = 0,186$$

$$\gamma = \frac{1,06 \text{ m}}{1,20 \text{ m}} = 0,883$$

Diagrama de interacción:

$$\rho_g = 0,01 (\text{min}) \rightarrow A_s = \rho_g * 1,131 \text{ m}^2 = 113,10 \text{ cm}^2$$

$$\therefore 36 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm } (113,09 \text{ cm}^2)$$

Barras longitudinales $\emptyset 20 \text{ mm} \rightarrow$ estribos $\emptyset 8 \text{ mm}$

$$\text{separacion entre estribos} \rightarrow s \leq \left\{ \begin{array}{l} 12 * d_b = 24 \text{ cm} \\ 42 * d_{be} = 33,6 \text{ cm} \\ \text{lado menor de la columna} = 1,20 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\therefore \text{estribos de } \emptyset 8 \text{ mm } c/24 \text{ cm}$$

4.9. PILAS INTERMEDIAS.

4.9.1. Determinación de la cantidad de pilas intermedias.

Cargas verticales de servicio (sin coeficientes de mayoración).

Estado D de cargas: 1002,24 kN

$$\text{Carga total a transmitir} = 1002,24 \text{ kN} * 5 = 5011,2 \text{ kN}$$

Por recomendación de los estudios Geotécnicos, se adoptan Pilotes de 120 cm de diámetro. Carga admisible total por fuste y punta, a partir de la cota + 50.00 hasta la cota +35.00, es de 3670 KN.

$$N^{\circ}_{PILOTES} = \frac{5.011,2 \text{ kN}}{3.670 \text{ kN}} = 1,36 \rightarrow \text{Se adoptan tres (3) pilotes}$$

4.9.2. Consideraciones generales.

Las pilas intermedias se resuelven mediante un pórtico de hormigón armado conformado por una viga de 1.6 metros de ancho por 1.0 metros de altura, apoyada sobre tres columnas pilotes de 1.2 metros de diámetro.

Se considera que las columnas Pilotes se encuentran empotradas a una cota de +47,00 metros.

Para la obtención de este valor, se realizaron estudios previos a modo de obtener una primera estimación.

Sin embargo, por ser un Anteproyecto, este valor se debe ajustar con mayor precisión.

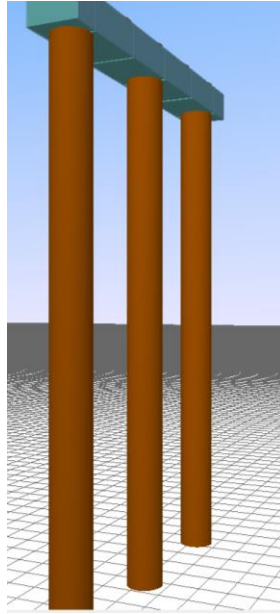


Imagen 4.20: Modelo de la Pila Intermedia.

4.9.2.1. Método de cálculo y parametrización

El cálculo se desarrolla con la aplicación del software CYPE-CAD versión 2017 – Licencia Nº 103573.

Normativa: CIRSOC 201 – 2005.

Hormigón: H-30.

Acero: ADN 420.

Recubrimientos: 70 mm.

4.9.2.2. Análisis de cargas.

Permanentes normales de tablero aplicada en apoyo de vigas: $322.3 \text{ KN} * 2$.

Permanentes Horizontales en sentido longitudinal aplicada en apoyo de vigas: 14.04 KN (Retracción y temperatura).

Sobrecargas normales de tablero aplicada en apoyo de vigas: $118.8 \text{ KN} * 2$ (Multitud compacta) + 79.24 KN (Aplanadora 1) + 40.8 KN (Aplanadora 2).

Sobrecargas Horizontales en sentido longitudinal aplicada en apoyo de vigas: $9 \text{ KN} * 2$ (Frenado).

Sobrecargas Horizontal en sentido transversal puntual aplicada en cabeza de columna pilote: 25 KN (Presión del agua según CIRSOC 801).

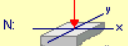
Sobrecargas Horizontal en sentido transversal lineal aplicada en la longitud de columna pilote: 2 KN/M (Presión del agua según CIRSOC 801).

Sobrecargas Horizontal en sentido transversal puntual aplicada en apoyo de vigas: $12.11 \text{ KN} * 2$ (Presión de viento según CIRSOC 102).

Cargas en cabeza (C1)

Nombre	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
Peso propio	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cargas permanentes	64.460	0.000	0.000	0.000	1.404	0.000
Sobrecarga de uso	35.764	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Agua	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Frenado	0.000	0.000	0.000	0.000	1.800	0.000
V 1	0.000	0.000	0.000	2.422	0.000	0.000

N:



Mx:



My:



Qx:



Qy:



T:



Estas cargas están referidas a ejes generales. Las cargas aquí introducidas se aplican en la cabeza de la última planta de la columna seleccionada.

La cabeza de la columna coincide con la cara superior de la losa o de la viga que apoya sobre dicha columna (incluidos los desniveles de la losa y viga si los hubiese).

Si por la columna pasa una viga descolgada invertida, la cabeza de la columna coincide con la cara superior de la viga descolgada invertida (exista o no losa).

Si la columna es exenta o si sólo apoyan sobre ella vigas inclinadas, la cabeza de la columna coincide con la cota de la planta definida.

Hipótesis adicionales (cargas especiales)

Aceptar Cancelar

Imagen 4.14: Esfuerzos en el Cabezal del Pilote.

4.9.2.3. Solicitaciones y armado.

4.9.2.3.1. Viga cabezal.



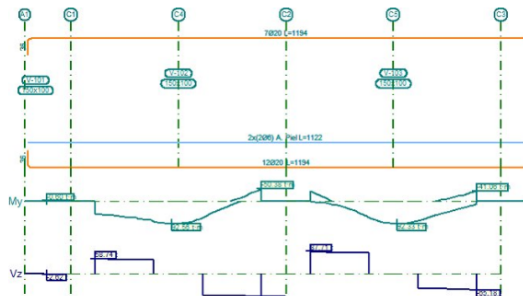
Trabajo Final - Pilote de Cauce

Listado de esfuerzos y armado de vigas

Fecha: 15/11/20

1.- LOSA 1

1.1.- Pórtico 1



Pórtico 1		Tramo: V-101			Tramo: V-102			Tramo: V-103		
Sección		150x100			150x100			150x100		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t-m]	--	--	-0.60	--	--	-50.38	-39.18	--	-41.06
	[m]	--	--	0.47	--	--	3.62	0.00	--	3.62
Momento máx.	[t-m]	--	--	--	75.24	92.56	49.49	50.37	92.33	71.82
	[m]	--	--	--	1.15	1.66	2.52	1.09	1.88	2.47
Cortante mín.	[t]	-0.48	-1.66	-2.62	--	-87.24	-91.36	--	-60.09	-65.18
	[m]	0.09	0.31	0.47	--	2.34	3.62	--	2.34	3.62
Cortante máx.	[t]	--	--	--	58.74	53.84	--	87.71	83.58	--
	[m]	--	--	--	0.00	1.28	--	0.00	1.28	--
Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm²]	11.31	16.29	21.99	21.99	21.99	21.99	21.99	21.99	21.99
	Real	0.17	0.17	0.23	0.00	6.40	19.37	15.04	5.64	15.76
Área Inf.	[cm²]	19.63	30.73	37.70	37.70	37.70	37.70	37.70	37.70	37.70
	Real	0.00	0.00	0.00	35.82	35.82	35.82	35.73	35.73	35.73
Área Transv.	[cm²/m]	12.58	12.58	12.58	12.58	12.58	12.58	12.58	12.58	12.58
	Nec.	0.00	0.00	12.23	12.23	12.23	12.23	12.23	12.23	12.23
F. Activa		0.00 mm, <L/1000 (L: 0.47 m)			0.22 mm, L/16601 (L: 3.62 m)			0.22 mm, L/16693 (L: 3.62 m)		

Imagen 4.15: Solicitaciones del Pórtico 1.

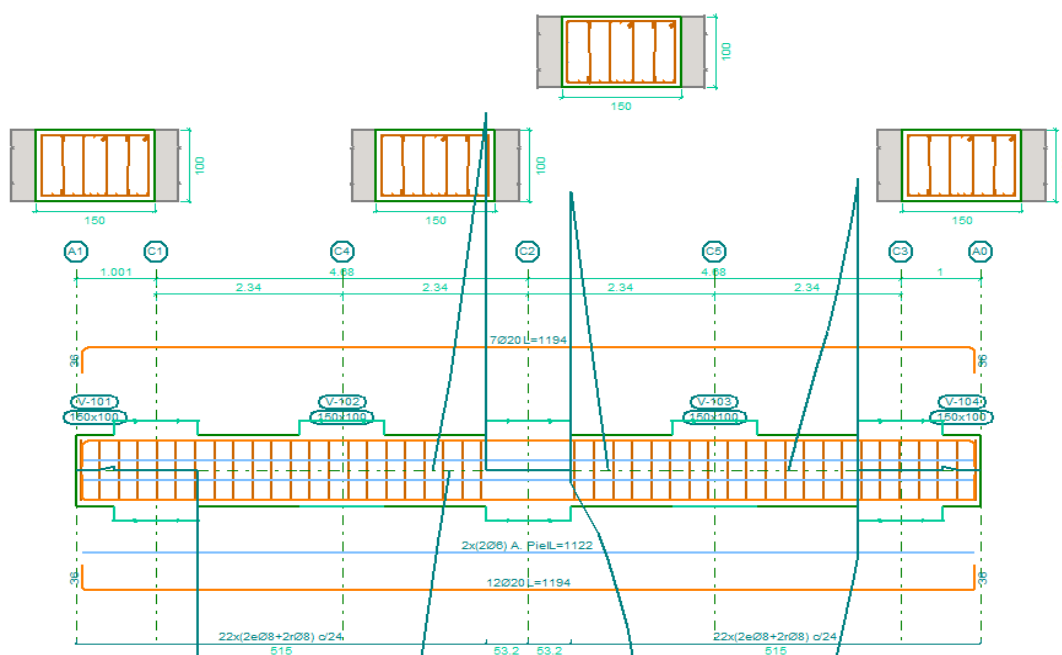


Imagen 4.16: Esquema de la armadura del cabezal de la pila.

4.9.2.3.2. Columna / pilotes.

5.- PÉSIMOS DE COLUMNAS, TABIQUES Y MUROS

5.1.- Columnas

Resumen de las comprobaciones												
Columnas	Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Esfuerzos pésimos						Pésima	Aprov. (%)	Estado
				Naturaleza	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Qx (t)	Qy (t)			
C1	Losa 2 (17.62 - 17.82 m)	Diámetro 120	Cabeza	G, Q, V	77.35	0.00	0.00	3.88	-2.58	Q	4.6	Cumple
				G, Q	134.57	0.00	0.00	0.00	-4.56	N,M	7.6	Cumple
			Pie	G, Q, V	78.03	0.52	0.78	3.88	-2.58	Q	4.6	Cumple
				G, Q	135.25	0.91	0.00	0.00	-4.56	N,M	7.7	Cumple
	Losa 1 (7 - 17.62 m)	Diámetro 120	Cabeza	G, V	71.91	1.79	-43.41	5.62	-2.15	Q	11.4	Cumple
				G, Q, V	126.06	2.49	-42.72	5.11	-2.86	N,M	15.5	Cumple
			7 m	G, Q	155.38	93.36	3.77	2.29	-7.64	Q	16.0	Cumple
				G, Q	239.01	93.44	-0.39	-1.43	-7.65	N,M	34.0	Cumple
	Losa 1 (0 - 7 m)	Diámetro 120	Pie	G, Q	174.17	135.67	21.36	4.06	-7.64	N,M	48.9	Cumple
	Fundación	Diámetro 120	Arranque	G, Q	174.17	135.67	21.36	4.06	-7.64	N,M	48.9	Cumple
C2	Losa 2 (17.62 - 17.82 m)	Diámetro 120	Cabeza	G, Q, V	77.35	0.00	0.00	3.88	-2.58	Q	4.6	Cumple
				G, Q	134.57	0.00	0.00	0.00	-1.68	N,M	7.6	Cumple
			Pie	G, Q, V	78.03	0.52	0.78	3.88	-2.58	Q	4.6	Cumple
				G, Q	135.25	0.34	0.00	0.00	-1.68	N,M	7.7	Cumple
	Losa 1 (7 - 17.62 m)	Diámetro 120	Cabeza	G, Q, V	193.54	5.69	-62.34	7.54	-4.26	Q	7.6	Cumple
				G, Q, V	233.08	3.96	-62.34	7.54	-2.75	N,M	24.9	Cumple
			7 m	G, Q	248.00	135.30	19.05	2.27	-7.56	Q	15.5	Cumple
				G, Q	377.32	135.09	0.00	0.00	-7.52	N,M	53.9	Cumple
	Losa 1 (0 - 7 m)	Diámetro 120	Pie	G, Q	248.00	135.30	19.05	2.27	-7.56	Q	15.5	Cumple
	Fundación	Diámetro 120	Arranque	G, Q	377.32	135.09	0.00	0.00	-7.52	N,M	53.9	Cumple
C3	Losa 2 (17.62 - 17.82 m)	Diámetro 120	Cabeza	G, Q, V	77.35	0.00	0.00	3.88	-2.58	Q	4.6	Cumple
				G, Q	134.57	0.00	0.00	0.00	-1.68	N,M	7.6	Cumple
			Pie	G, Q, V	78.03	0.52	0.78	3.88	-2.58	Q	4.6	Cumple
				G, Q	135.25	0.34	0.00	0.00	-1.68	N,M	7.7	Cumple
	Losa 1 (7 - 17.62 m)	Diámetro 120	Cabeza	G, V	110.51	2.86	-57.50	6.92	-2.10	Q	10.9	Cumple
				G, Q, V	167.93	5.44	-67.05	7.98	-4.31	N,M	23.5	Cumple
			7 m	G, Q	184.65	135.75	23.19	2.98	-7.63	N,M	48.4	Cumple
				G, Q	184.65	135.75	23.19	2.98	-7.63	N,M	48.4	Cumple
	Losa 1 (0 - 7 m)	Diámetro 120	Pie	G, Q	184.65	135.75	23.19	2.98	-7.63	N,M	48.4	Cumple
	Fundación	Diámetro 120	Arranque	G, Q	184.65	135.75	23.19	2.98	-7.63	N,M	48.4	Cumple

Imagen 4.16: Planilla Resumen de Solicitaciones de los Pilotes.

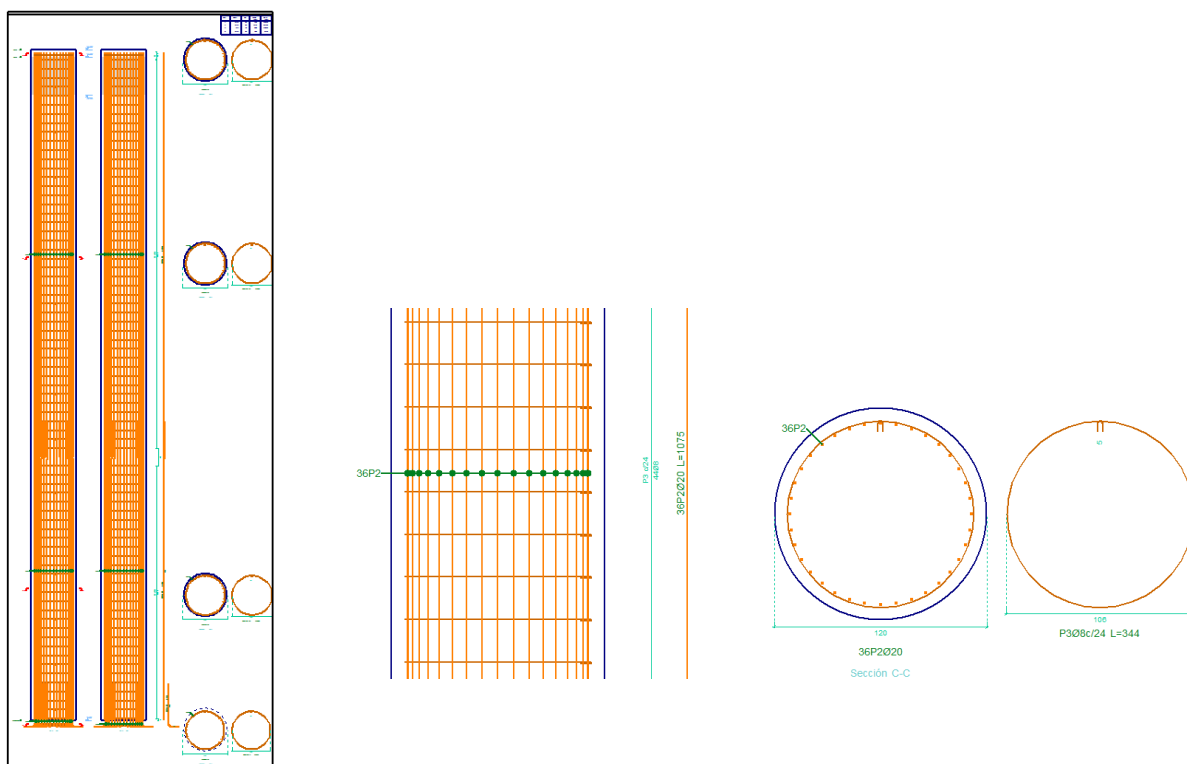


Imagen 4.17: Esquema de la armadura de los Pilotes.

4.9.2.4. Desplazamiento de columna / pilotes.

Desplazamientos de columnas

Nombre Obra: Trabajo Final - Pilote de Cauce
Trabajo Final - Pilote de Cauce

Fecha: 15/11/20

Situaciones persistentes o transitorias						
Columna	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)	
C1	Losa 2	17.82	8.44	37.78	0.49	
	Losa 1	17.12	8.39	37.15	0.49	
	Fundación	0.00	0.00	0.00	0.00	
C2	Losa 2	17.82	8.40	37.78	0.74	
	Losa 1	17.12	8.39	37.15	0.74	
	Fundación	0.00	0.00	0.00	0.00	
C3	Losa 2	17.82	8.39	37.91	0.54	
	Losa 1	17.12	8.39	37.27	0.53	
	Fundación	0.00	0.00	0.00	0.00	
C4	Losa 2	17.82	8.40	37.77	0.81	
	Losa 1	17.62	8.39	37.15	0.80	
	Fundación	0.00	0.00	0.00	0.00	
C5	Losa 2	17.82	8.39	37.84	0.79	
	Losa 1	17.62	8.39	37.21	0.79	
	Fundación	0.00	0.00	0.00	0.00	

Imagen 4.18: Cuadro resumen de los desplazamientos de los pilotes.

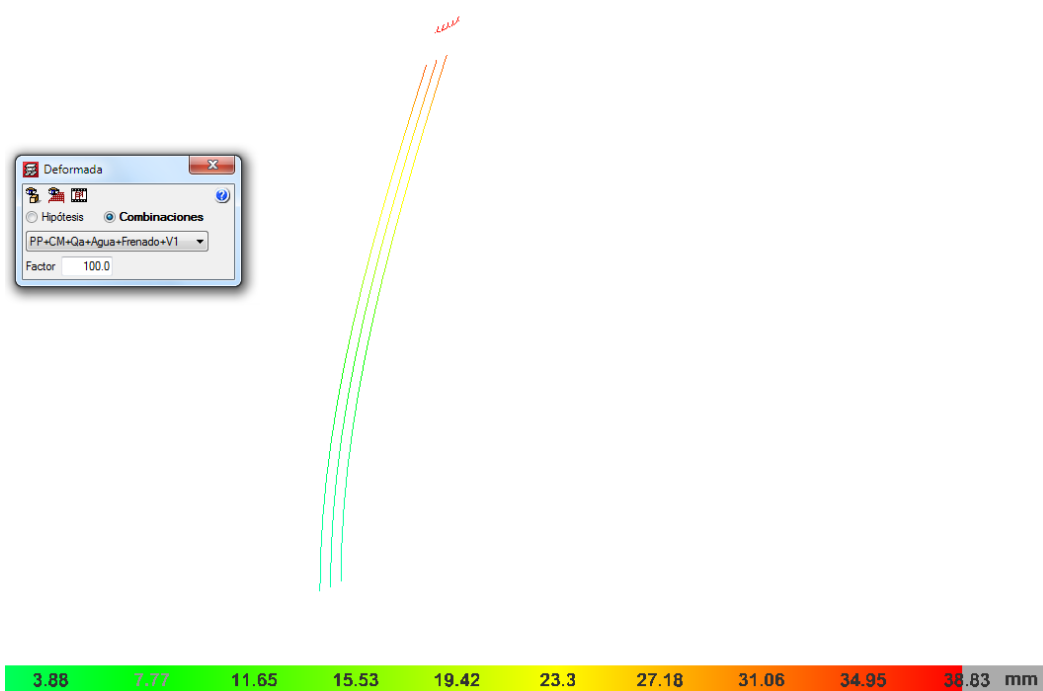


Imagen 4.19: Esquema de la deformada de los pilotes.

Capítulo Cinco:

EVALUACIÓN ECONÓMICA.

5. EVALUACIÓN ECONÓMICA.

5.1. OBJETIVO.

El objetivo de presente capítulo es determinar la relación de costos entre las dos alternativas propuestas para la solución de la obra de arte sobre el cruce del Arroyo Santa María, a los efectos de su incorporación como variable para la toma de decisión por parte de la Dirección Nacional de Vialidad.

Para ello se identifican precios unitarios, se realizan los correspondientes análisis de precio y la determinación del Costo – Costo de cada una de las alternativas, aplicándole a ambas un mismo coeficiente global para alcanzar el presupuesto oficial. Este coeficiente incluye, gastos generales, beneficio e impuestos.

5.2. PRECIOS UNITARIOS.

En el siguiente cuadro se detallan los valores unitarios necesarios para los análisis de precios tomados a octubre/diciembre del 2020.

Mano de Obra:	Total : Costo de mano de obra + Carga Social	
Oficial Especializado	\$ 478.11	Escala UOCRA Febrero 2020
Oficial	\$ 414.29	
Ayudante	\$ 357.82	

Presupuesto Pierantoni	unidad	Precio
Encamisado L=6m - diam. 0,80m	\$/m	\$ 2,400.00
Celdas de precarga	\$/un	\$ 30,738.00
Excavación de pilotes	\$/m	\$ 4,800.00
Preparativos, flete ida y vuelta de equipos y herramental de perforación:	\$/un	\$ 360,000.00

Bercomat	
Cemento Bolsas - kg	\$ 18.74
Piedra - m3	\$ 2,700.00
Alambre - kg	\$ 350.00
Acero - kg	\$ 250.00
Caños de PVC 100 - m	\$ 1,200.00

Hierros Lider	
Placa de acero 6mm (canasto)	\$ 25,000.00

			VALOR DEL DÓLAR
Defensa de chapa de acero plegada de 7,62m de long. Útil	\$ 10,787.63	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 15,907.18	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00
Postes de chapa de acero cincado	\$ 2,383.31	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 3,514.37	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00
Tractor - DEUTZ-FHAR con hoyadora	\$ 3,437,608.70	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 5,069,016.21	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00
Camion Volcador M. BENZ 1114	\$ 7,158,956.52	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 10,556,427.41	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00
Equipos y herramientas menores	\$ 261,040.00	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 384,923.39	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00
Junta dilatación para puentes	\$ 5,331.09	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 7,861.10	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00
Baranda metálica peatonal	\$ 5,400.00	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 7,962.71	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00
Placas de POLICLOROPRENO	44.5 USD	Dólar DICIEMBRE 2020 87\$	\$ 3,871.50
			VALOR DEL DÓLAR
Carreton "CONAR-FIAT"	\$ 8,075,652.17	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 11,908,165.07	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00
Grua	\$ 5,440,174.00	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 8,021,951.49	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00
Cargador frontal 938 - G	\$ 3,437,608.70	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 5,069,016.21	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00
Motoniveladora 140 H - CATERPILLAR	\$ 5,074,565.22	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 7,482,833.46	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00
REVESTIMIENTO - CORIPA			
BetonFlex	\$/m2	\$ 70.00	\$ 6,090.00
			VALOR DEL DÓLAR
Pintura de aplicación en caliente - colocada	\$ 960.00	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 1,415.59	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00
Señalización vertical	\$ 7,850.26	Precio referido a SEPTIEMBRE 2019	59.00
	\$ 11,575.81	Precio referido a DICIEMBRE 2020	87.00

5.3. ANÁLISIS DE PRECIOS.

Estribos relleno y compactación en capaz de 50cm (30m3)	Cantidad	Rendimiento m3/hr	Horas de trabajo	Precio unitario	Precio total de maq	Precio mano de obra	Precio total
Retroexcavadora	1	30	1	\$ 6,764.37	\$ 6,764.37	478.11	\$ 7,242.48
Camión volcador	1	60	1	\$ 4,185.64	\$ 4,185.64	478.11	\$ 4,663.75
Pata de cabra	1	120	1	\$ 6,256.95	\$ 6,256.95	478.11	\$ 6,735.06
Compactadoras manuales	2	6	1	\$ 920.76	\$ 1,841.52	956.22	\$ 2,797.74
Costo Unitario por m3							\$ 714.63

Hormigón para pilotes	Unidad	Precio Unitario	Precio Unitario por m3
Materiales			
Hormigón H-30 conforme a pliego	m3	\$ 8,157.00	\$ 8,157.00
Flete del hormigón mixer 8m3	Un	\$ 12,100.00	\$ 1,512.50
Instalación bomba	Un	\$ 9,500.00	\$ 118.75
Flete de bomba	Un	\$ 8,500.00	\$ 106.25
Servicio de bomba	m3	\$ 95.00	\$ 95.00
			\$ 9,989.50
Mano de obra			
	\$/Hs	CANTIDAD	PRECIO (\$/h)
Oficial especializado	478.11	1	\$ 478.11
Ayudante	357.82	6	\$ 2,146.92
		TOTAL	\$ 2,625.03
R E S U M E N			
			\$/m3
Materiales	\$ 9,989.50	\$/m3	\$ 9,989.50
Mano de obra	\$ 2,625.03	\$/hr	\$ 247.62
Rendimiento (3 Pilotes/día)	84.81	m3/d	
		Costo Unitario por m3	\$ 10,237.12

Hormigón para Cabezal de Estribos	Unidad	Precio Unitario	Precio Unitario por m3
Materiales			
Hormigón H-30 conforme a pliego	m3	\$ 8,157.00	\$ 8,157.00
Flete del hormigón mixer 8m3	Un	\$ 12,100.00	\$ 1,512.50
Instalación bomba	Un	\$ 9,500.00	\$ 118.75
Flete de bomba	Un	\$ 8,500.00	\$ 106.25
Servicio de bomba	m3	\$ 95.00	\$ 95.00
			\$ 9,989.50
Mano de obra			
	\$/Hs	CANTIDAD	PRECIO (\$/h)
Oficial especializado	3514.372373	2	\$ 956.22
Ayudante	5069016.212	5	\$ 1,789.10
		TOTAL	\$ 2,745.32
R E S U M E N			
			\$/m3
Materiales	\$ 9,989.50	\$/m3	\$ 9,989.50
Mano de obra	\$ 2,745.32	\$/hr	\$ 2,745.32
Rendimiento	1	m3/hr	
		Costo Unitario por m3	\$ 12,734.82

Armadura para Estribos	Unidad	Precio Unitario	
Materiales			
Acero	kg	\$ 250.00	
Mano de obra			
	\$/Hs	CANTIDAD	PRECIO (\$/h)
Oficial especializado	\$ 478.11	1	\$ 478.11
Ayudante	\$ 357.82	3	\$ 1,073.46
		TOTAL	\$ 1,551.57
R E S U M E N			
			\$/m3
Materiales	\$ 250.00	\$/m3	\$ 250.00
Mano de obra	\$ 1,551.57	\$/hr	\$ 110.83
Rendimiento	14	kg/hr	
		Costo Unitario por m3	\$ 360.83

Hormigón Superestructura	Unidad	Precio Unitario	Precio Unitario por m3
Materiales			
Hormigón H-30 conforme a pliego	m3	\$ 8,157.00	\$ 8,157.00
Flete del hormigón mixer 8m3	Un	\$ 12,100.00	\$ 1,512.50
Instalación bomba	Un	\$ 9,500.00	\$ 118.75
Flete de bomba	Un	\$ 8,500.00	\$ 106.25
Servicio de bomba	m3	\$ 95.00	\$ 95.00
			\$ 9,989.50
Mano de obra			
	\$/Hs	CANTIDAD	PRECIO (\$/h)
Oficial especializado	\$ 478.11	2	\$ 956.22
Ayudante	\$ 357.82	5	\$ 1,789.10
		TOTAL	\$ 2,745.32
R E S U M E N			
			\$/m3
Materiales	\$ 9,989.50	\$/m3	\$ 9,989.50
Mano de obra	\$ 2,745.32	\$/hr	\$ 2,745.32
Rendimiento	1	m3/hr	
		Costo Unitario por m3	\$ 12,734.82

DEFENSA DE CHAPA DE ACERO PLEGADA DE 7,62 CM DE LONGITUD UTIL			
Materiales	COSTO UNITARIO		PRECIO (\$/m)
Defensa de chapa de acero plegada de 7,62m de long. Util	\$ 15,907.18	\$/Nº	\$ 2,087.56
Postes de chapa de acero cincado	\$ 3,514.37	\$/Nº	\$ 913.74
	TOTAL	\$/m	\$ 3,001.29
Equipos	CANTIDAD	POTENCIA (H.P.)	VALOR (\$)
Tractor - DEUTZ-FHAR con hoyadora	1	120	\$ 5,069,016.21
Camión Volcador M. BENZ 1114	1	145	\$ 10,556,427.41
	TOTAL	265	\$ 10,596,565.22
	VALOR (\$)	COEF.	PRECIO (\$/d)
Amortización E Intereses	\$ 10,596,565.22	0.00104	\$ 11,020.43
Reparaciones y Repuestos	\$ 10,596,565.22	0.00056	\$ 5,934.08
Combustibles y Lubricantes	265	80.9172	\$ 21,443.06
	TOTAL	\$/d	\$ 1,599.90
MANO DE OBRA			
	\$/hs	CANTIDAD	PRECIO (\$/d)
Cuadrilla		0	\$ -
Oficial Especializado	\$ 478.11	1	\$ 478.11
Oficial	\$ 414.29	1	\$ 414.29
Ayudante	\$ 357.82	5	\$ 1,789.10
	TOTAL	\$/d	\$ 2,203.39
RESUMEN			
		\$/m	
Materiales	\$ 3,001.29	\$/m	\$ 3,001.29
Ejecución	\$ 3,803.29	\$/d	\$ 3,803.29
Rendimiento	50	m/d	
	PRECIO ADOPTADO	\$/m	\$ 3,077.36

JUNTA DE DILATACION (FALTA AGREGAR MATERIALES)			
Materiales	Dosificación	Costo Unitario	Precio (\$/m)
Junta Dilatación	1.05 un/un	\$ 7,861.10 \$/un	\$ 8,254.15
Otros Materiales	0.05	\$ 7,861.10 \$/un	\$ 393.05
	TOTAL	\$/tn	\$ 8,647.21
Equipos	CANTIDAD	POTENCIA (H.P.)	PRECIO (\$)
Equipos y herramientas menores	1	10	\$ 384,923.39
		10	\$ 384,923.39
Designación	VALOR (\$)	COEF.	PRECIO (\$/mes)
Amortizaciones e intereses	\$ 384,923.39	0.104%	\$ 400.32
Reparaciones y repuestos	\$ 384,923.39	0.056%	\$ 215.56
Combustible y lubricantes	10	27.3	\$ 273.00
	TOTAL	\$/d	\$ 37.04
Mano de obra	\$/hs	CANTIDAD	PRECIO (\$/h)
Oficial especializado	\$ 478.11	1	\$ 478.11
Oficial	\$ 414.29	2	\$ 828.58
Ayudante	\$ 357.82	5	\$ 1,789.10
	TOTAL		\$ 3,095.79
RESUMEN			
		\$/m	
Materiales	2035.360075	\$/m	\$ 8,647.21
Ejecución	\$ 24,803.36	\$/d	\$ 3,368.79
Rendimiento	8	m/d	
	PRECIO ADOPTADO	\$/m	\$ 9,068.31

BARANDA PEATONAL			
Materiales	Cantidad	COSTO UNITARIO	PRECIO (\$/m)
Baranda metálica peatonal	1	\$ 7,962.71	\$ 7,962.71
	TOTAL	\$/m	\$ 7,962.71
Equipos	CANTIDAD	POTENCIA (H.P.)	VALOR (\$)
Equipos y herramientas menores	1	10	\$ 384,923.39
	TOTAL	10	\$ 384,923.39
Designación	VALOR (\$)	COEF.	PRECIO (\$/d)
Amortizaciones e intereses	\$ 384,923.39	0.104%	\$ 400.32
Reparaciones y repuestos	\$ 384,923.39	0.056%	\$ 215.56
Combustible y lubricantes	10	27.3	\$ 273.00
	TOTAL	\$/d	\$ 888.88
Mano de obra	\$/hs	CANTIDAD	Precio
Oficial	\$ 414.29	1	\$ 414.29
Ayudante	\$ 357.82	4	\$ 1,431.28
			\$ 1,845.57
RESUMEN			
		\$/m	
Materiales	5400	\$/m	7962.711864
Ejecución	13056.82	\$/d	\$ 15,653.44
Rendimiento	15	m/d	
	PRECIO ADOPTADO		\$ 9,006.27

PLACAS DE POLICLOROPRENO				
A - Materiales	DOSIFICACION	COSTO	UNITARIO	PRECIO
Apoyos de neopreno	1	\$	3,871.50	\$ 3,871.50
Otros materiales	5%	\$	3,871.50	\$ 193.58
	TOTAL	\$/tn		\$ 4,065.08
B - Ejecución	CANTIDAD	POTENCIA	PRECIO	
Equipo		H.P.	\$	
Equipos y herramientas menores	1	10	\$	384,923.39
	VALOR	COEF.	PRECIO	
	\$		\$/mes	
Amortizaciones e intereses	\$ 384,923.39	0.104%	\$	400.32
Reparaciones y repuestos	\$ 384,923.39	0.056%	\$	215.56
Combustible y lubricantes	10	27.3	\$	615.88
Mano de obra	\$/Hs	CANTIDAD	Hs/día	PRECIO
Nomina				\$/día
Oficial especializado	\$ 478.11	1	8	\$ 3,824.88
Oficial	\$ 414.29		8	\$ -
Ayudante	\$ 357.82	1	8	\$ 2,862.56
	TOTAL			\$ 6,687.44
RESUMEN				
Materiales	4065.075	\$/un		\$/un 4,065.08
Ejecución	\$ 7,303.32	\$/día		\$ 7,303.32
Rendimiento	1	UN/día		-
	PRECIO ADOPTADO		\$/un	\$ 11,368.39

CAÑOS DE PVC, COLOCADOS PARA DESAGUES D=100mm				
A - Materiales	DOSIFICACION	COSTO	UNITARIO	PRECIO
Caños de PVC 100mm	1	\$	1,200.00	1200
Otros materiales	20%	\$	1,200.00	240
	TOTAL	\$/tn		1440
Ejecución	CANTIDAD	POTENCIA	PRECIO	
Equipo		H.P.	\$	
Equipos y herramientas menores	1	10	\$	384,923.39
	VALOR	COEF.	PRECIO	
	\$		\$/mes	
Amortizaciones e intereses	\$ 384,923.39	0.104%	\$	400.32
Reparaciones y repuestos	\$ 384,923.39	0.056%	\$	215.56
Combustible y lubricantes	10	27.3	\$	615.88
Mano de obra	\$/Hs	CANTIDAD	Hs/día	PRECIO
Nomina				\$/día
Oficial especializado	\$ 478.11	1	1	\$ 478.11
Oficial	\$ 414.29		1	\$ -
Ayudante	\$ 357.82	5	1	\$ 1,789.10
	TOTAL			\$ 2,267.21
RESUMEN				
Materiales	1440	\$/un		\$/un 1,440.00
Ejecución	\$ 2,883.09	\$/día		\$ 2,883.09
Rendimiento	1	UN/día		-
	PRECIO ADOPTADO		\$/un	\$ 4,323.09

EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA, PARA APERTURA DE CAUCE, DEMOLICIÓN DE PAQUETE ESTRUCTURAL EXISTENTE Y TRASLADO, DEMOLICIÓN DEL PUENTE EXISTENTE Y DEL DESVÍO.TERRAPLEN CON COMPACTACIÓN ESPECIAL		
Limpieza de zonda de camino	Ha	\$ 29,217.70
Demolición de la alcantarilla existente	N°	\$ 961,219.00
Excavación no clasificada para rectificación del cauce.	m3	\$ 308.89
Excavación Terraplén Existente	m3	\$ 561.10
Terraplén con compactación especial	m3	\$ 790.13
Suelo cal	m3	\$ 2,555.70
Terraplén para completamiento	m3	\$ 443.76
Movilización de obra	Gl	\$ 973,717.20
Mitigación de impacto ambiental	Gl	\$ 668,619.14

VIGAS POSTESADAS				
B - Ejecución	CANTIDAD	POTENCIA	PRECIO	
		H.P.	\$	
Carretón "CONAR-FIAT"	1	260	\$	11,908,165.07
Grúa	2	320	\$	8,021,951.49
Cargador frontal 938- G	0.3	43.5	\$	5,069,016.21
Motoniveladora 140 H- CATERPILLAR	0.3	55.5	\$	5,074,565.22
Equipos y herramientas menores	1	10	\$	384,923.39
		689	\$	30,458,621.38
	\$	30,458,621.38	0.00104	31676.96624
Amortizaciones e intereses	\$	30,458,621.38	0.00056	17056.82797
Reparaciones y repuestos	689	27.3		18809.7
Combustible y lubricantes	TOTAL	\$/día		\$ 67,543.49
Mano de obra	\$/Hs	CANTIDAD	Hs/día	PRECIO
Nomina				\$/día
Oficial especializado	\$ 478.11	2	8	\$ 7649.76
Oficial	\$ 414.29	2	8	\$ 6628.64
Ayudante	\$ 357.82	3	8	\$ 8587.68
	TOTAL			\$ 22,866.08
RESUMEN				
Materiales	\$ 75,000.00	\$/tn		\$ 75,000.00
Ejecución	\$ 90,409.57	\$/día		\$ 60,273.05
Rendimiento	1.5	UN/día		\$ 135,273.05
	PRECIO ADOPTADO		\$/un	\$ 135,273.05
	PRECIO ADOPTADO		\$/m3	\$ 80,749.49

REVESTIMIENTO		
Materiales	\$/m2	\$ 6,090.00
Ejecución	\$/m2	\$ -
Amortizaciones e intereses	\$/m2	\$ -
Reparaciones y repuestos	\$/m2	\$ -
Combustible y lubricantes	\$/m2	\$ -
Mano de obra	\$/m2	\$ -
RESUMEN	\$/m2	\$ 6,090.00

SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL POR PULVERIZADO						
Materiales y ejecución						
Designación	DOSIFICACIÓN		COSTO UNITARIO		PRECIO	
Pintura de aplicacionén caliente - colocada	1	m2	\$	1,415.59	\$/m2	\$ 1,415.59
			TOTAL		\$/m2	\$ 1,415.59
RESUMEN						\$/m2
Materiales y ejecución		\$	1,415.59	\$/m2		\$ 1,415.59
PRECIO ADOPTADO				\$/m2		\$ 1,415.59
SEÑALIZACIÓN VERTICAL						
Materiales y ejecución						
Designación	DOSIFICACIÓN		COSTO UNITARIO		PRECIO	
Cartel esmaltado	1	m2	\$	11,575.81	\$/m2	\$ 11,575.81
			TOTAL		\$/m2	\$ 11,575.81
RESUMEN						\$/m2
Materiales y ejecución		\$	11,575.81	\$/m2		\$ 11,575.81
PRECIO ADOPTADO				\$/m2		\$ 11,575.81
SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL POR EXTRUSIÓN						
Materiales y ejecución						
Designación	DOSIFICACIÓN		COSTO UNITARIO		PRECIO	
Pintura de aplicacionén caliente - colocada	1	m2	\$	1,415.59	\$/m2	\$ 1,415.59
			TOTAL		\$/m2	\$ 1,415.59
RESUMEN						\$/m2
Materiales y ejecución		\$	1,415.59	\$/m2		\$ 1,415.59
PRECIO ADOPTADO				\$/m2		\$ 1,415.59

5.4. ANÁLISIS DE COSTO-COSTO.

5.4.1. Puente de 60 metros de longitud con tres vanos de 20 metros.

OBRA: Puente sobre A° Santa María - Ruta Nacional N°12 Trabajo Final - Díaz Agustín - Gutiérrez Tomás PLANILLA DE COMPUTOS Y PRESUPUESTOS - COSTO COSTO PUENTA 60 METROS						
	RUBRO/ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	PRECIO ITEM	%inc.
1	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, INCLUIDA LA ARMADURA, INCLUIDA LA EXCAVACIÓN, CON CEMENTO ARS, PARA PILOTES EJECUTADOS IN SITU EN:					
1a	Estribos relleno y compactacion	m3	780.00	\$ 714.63	\$ 557,414.78	0.51%
1a	Hormigonado de cabezal de pilotes en estribos	m3	122.72	\$ 12,734.82	\$ 1,562,817.11	1.42%
1a	Armadura para cabezal de estribos (cuantía 80kg/m3)	kg	9,817.60	\$ 360.83	\$ 3,542,449.55	3.23%
1b	Hormigón de pilotes diam 1,20 mts -16un - 25 mts prof	m3	735.02	\$ 10,237.12	\$ 7,524,484.37	6.85%
1b	Encamisado L=6m - diam. 0,80m	mts	156.00	\$ 2,400.00	\$ 374,400.00	0.34%
1b	Celdas de precarga	un	26.00	\$ 30,738.00	\$ 799,188.00	0.73%
1b	Bolsas a inyectar	kg	15,600.00	\$ 18.74	\$ 292,344.00	0.27%
1b	Canastos para precarga	un	26.00	\$ 25,000.00	\$ 650,000.00	0.59%
1b	Preparativos, flete ida y vuelta de equipos y herramienta de perforación:	un	1.00	\$ 360,000.00	\$ 360,000.00	0.33%
1b	Piedra 1: 5 (1 metro de altura)	m3	29.38	\$ 2,700.00	\$ 79,326.00	0.07%
1b	Alambre	kg	130.00	\$ 350.00	\$ 45,500.00	0.04%
1b	Excavación de Pilotes	Un	650.00	\$ 4,800.00	\$ 3,120,000.00	2.84%
1b	Armadura para Pilotes (cuantía 80kg/m3)	kg	58,801.60	\$ 360.83	\$ 21,217,171.32	19.32%
2	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, INCLUIDA LA ARMADURA PARA:					
2a	Hormigonado de la Pantalla Inferior	m3	16.0608	\$ 12,734.82	\$ 204,531.40	0.19%
2a	Hormigonado de los Muros Ala	m3	19.8432	\$ 12,734.82	\$ 252,699.58	0.23%
2a	Hormigonado de los Contrafuertes	m3	10.038	\$ 12,734.82	\$ 127,832.12	0.12%
2a	Hormigonado de los Contrafuertes Posteriores	m3	8.904	\$ 12,734.82	\$ 113,390.84	0.10%
2a	Hormigonado del Cabezal de Apoyo de Vigas	m3	4.032	\$ 12,734.82	\$ 51,346.79	0.05%
2a	Hormigonado de la Pantalla Superior	m3	2.8672	\$ 12,734.82	\$ 36,513.28	0.03%
2a	Armadura de Estribo (cuantía 80kg/m3)	kg	4939.616	\$ 360.83	\$ 1,782,344.00	1.62%
2b	Pilas (columna, dintel y borde lateral)	m3	57.9	\$ 12,734.82	\$ 737,346.08	0.67%
2b	Armadura de Pilotes (cuantía 80kg/m3)	kg	4632	\$ 360.83	\$ 1,671,348.02	1.52%
2c	Losa de tablero, dados de apoyo y cenefas de hormigon	m3	126.36	\$ 12,734.82	\$ 1,609,171.86	1.47%
2c	Armadura de Losa de tablero, dados de apoyo y cenefas de hormigon (cuantía 80kg/m3)	kg	10108.8	\$ 360.83	\$ 3,647,522.20	3.32%
2d	Vigas de arriostramiento	m3	21.68775	\$ 12,734.82	\$ 276,189.59	0.25%
2d	Armadura de Vigas de arriostramiento (cuantía 80kg/m3)	kg	1735.02	\$ 360.83	\$ 626,041.07	0.57%
2e	Losa de Aproximación	m3	35.1	\$ 12,734.82	\$ 446,992.18	0.41%
2e	Armadura de Losa de Aproximación (cuantía 80kg/m3)	kg	2808	\$ 360.83	\$ 1,013,200.61	0.92%
2f	Veredas	m3	28.8	\$ 12,734.82	\$ 366,762.82	0.33%
2f	Armadura en Veredas (cuantía 80kg/m3)	kg	2304	\$ 360.83	\$ 831,344.09	0.76%

3	VIGAS POSTESADAS					
3a	Vigas postensadas	m3	157.248	\$ 80,749.49	\$ 12,697,695.74	11.56%
4	DEFENSA DE CHAPA DE ACERO PLEGADA DE 7,62 CM DE LONGITUD ÚTIL					
4a	Defensa de chapa de acero plorada de 7,62 cm de longitud útil	m	120	\$ 3,077.36	\$ 369,283.13	0.34%
5	BARANDA METALICA PEATONAL, INCLUIDO EL PINTADO					
5a	Baranda metálica peatonal, incluido el pintado	m	160.00	\$ 9,006.27	\$ 1,441,003.90	1.31%
6	JUNTA DE DILATACIÓN SIMPLE, COLOCADA					
6a	Junta de dilatacion	m	70.2000	\$ 9,068.31	\$ 636,595.18	0.58%
7	PLACAS DE POLICLOROPRENO					
7a	apoyo de neopreno 200x200x47 y 200x250x37	un	60.000	\$ 11,368.39	\$ 682,103.55	0.62%
8	CAÑOS DE PVC, COLOCADOS PARA DESAGUES D= 100mm					
8a	caños de PVC, colocados para desagües D=100 mm	m	40.00	\$ 4,323.09	\$ 172,923.50	0.16%
9	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA, PARA APERTURA DE CAUCE, DEMOLICIÓN DE PAQUETE ESTRUCTURAL EXISTENTE Y TRASLADO, DEMOLICIÓN DEL PUENTE EXISTENTE Y DEL DESVÍO.TERRAPLEN CON COMPACTACIÓN ESPECIAL					
9a	Limpieza de zonda de camino	Ha	1.6	\$ 29,217.70	\$ 46,748.32	0.04%
9b	Demolición de la alcantarilla existente	N°	1	\$ 961,219.00	\$ 961,219.00	0.88%
9c	Excavación no clasificada para rectificación del cauce.	m3	24850	\$ 308.89	\$ 7,675,916.50	6.99%
9d	Excavación Terraplen Existente	m3	7200	\$ 561.10	\$ 4,039,920.00	3.68%
9e	Terraplen con compactacion especial	m3	18500	\$ 790.13	\$ 14,617,405.00	13.31%
9f	Suelo cal	m3	960	\$ 2,555.70	\$ 2,453,472.00	2.23%
9g	Terrapién para completamiento	m3	6000	\$ 443.76	\$ 2,662,560.00	2.42%
9h	Movilización de obra	Gl	1	\$ 973,717.20	\$ 973,717.20	0.89%
9i	Mitigación de impacto ambiental	Gl	1	\$ 668,619.14	\$ 668,619.14	0.61%
10	REVESTIMIENTO CON BLOQUES BETONFLEX					
10a	Revestimiento con bloques BETONFLEX	m2	200	\$ 6,090.00	\$ 1,218,000.00	1.11%
11	SEÑALIZACIÓN VERTICAL, COMPLETA COLOCADA					
11a	Señalización vertical, completa colocada	m2	250	\$ 11,575.81	\$ 2,893,951.78	2.63%
12	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL, COMPLETA COLOCADA					
12a	Señalización horizontal, completa colocada	m2	600	\$ 2,831.19	\$ 1,698,711.86	1.55%

5.4.2. Puente de 30 metros de longitud con un vano de 30 metros.

OBRA: Puente sobre A° Santa María - Ruta Nacional N°12 Trabajo Final - Díaz Agustín - Gutiérrez Tomás PLANILLA DE COMPUTOS Y PRESUPUESTOS - COSTO COSTO PUENTE 30 METROS						
	RUBRO/ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	PRECIO ITEM	%inc.
1	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, INCLUIDA LA ARMADURA, INCLUIDA LA EXCAVACIÓN, CON CEMENTO ARS, PARA PILOTES EJECUTADOS IN SITU EN:					
1a	Estribos relleno y compactacion	m3	780.00	\$ 714.63	\$ 557,414.78	0.76%
1a	Hormigonado de cabezal de pilotes en estribos	m3	122.72	\$ 12,734.82	\$ 1,562,817.11	2.14%
1a	Armadura para cabezal de estribos (cantidad 80kg/m3)	kg	9,817.60	\$ 360.83	\$ 3,542,449.55	4.86%
1b	Hormigón de pilotes diam 1,20 mts -16un - 25 mts prof	m3	452.32	\$ 10,237.12	\$ 4,630,451.92	6.35%
1b	Encamisado L=6m - diam. 0,80m	mts	96.00	\$ 2,400.00	\$ 230,400.00	0.32%
1b	Celdas de precarga	un	16.00	\$ 30,738.00	\$ 491,808.00	0.67%
1b	Bolsas a inyectar	kg	9,600.00	\$ 18.74	\$ 179,904.00	0.25%
1b	Canastos para precarga	un	16.00	\$ 25,000.00	\$ 400,000.00	0.55%
1b	Preparativos, flete ida y vuelta de equipos y herramienta de perforación:	un	1.00	\$ 360,000.00	\$ 360,000.00	0.49%
1b	Piedra 1: 5 (1 metro de altura)	m3	18.08	\$ 2,700.00	\$ 48,816.00	0.07%
1b	Alambre	kg	80.00	\$ 350.00	\$ 28,000.00	0.04%
1b	Excavación de Pilotes	Un	400.00	\$ 4,800.00	\$ 1,920,000.00	2.63%
1b	Armadura para Pilotes (cantidad 80kg/m3)	kg	36,185.60	\$ 360.83	\$ 13,056,720.81	17.90%
2	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, INCLUIDA LA ARMADURA PARA:					
2a	Hormigonado de la Pantalla Inferior	m3	12.92	\$ 12,734.82	\$ 164,533.87	0.23%
2a	Hormigonado de los Muros Ala	m3	53.28	\$ 12,734.82	\$ 678,511.21	0.93%
2a	Hormigonado de los Contrafuertes	m3	11.05	\$ 12,734.82	\$ 140,719.76	0.19%
2a	Hormigonado de los Contrafuertes Posteriores	m3	4.858	\$ 12,734.82	\$ 61,865.76	0.08%
2a	Hormigonado del Cabezal de Apoyo de Vigas	m3	4.032	\$ 12,734.82	\$ 51,346.79	0.07%
2a	Hormigonado de la Pantalla Superior	m3	3.776	\$ 12,734.82	\$ 48,086.68	0.07%
2a	Armadura de Estribo (cantidad 80kg/m3)	kg	7193.28	\$ 360.83	\$ 2,595,525.53	3.56%
2b	Pilas (columna, dintel y borde lateral)	m3	0	\$ 12,734.82	\$ -	0.00%
2b	Armadura de Pilotes (cantidad 80kg/m3)	kg	0	\$ 360.83	\$ -	0.00%
2c	Losa de tablero, dados de apoyo y cenefas de hormigon	m3	63.18	\$ 12,734.82	\$ 804,585.93	1.10%
2c	Armadura de Losa de tablero, dados de apoyo y cenefas de hormigon (cantidad 80kg/m3)	kg	5054.4	\$ 360.83	\$ 1,823,761.10	2.50%
2d	Vigas de arriostamiento	m3	9.639	\$ 12,734.82	\$ 122,750.93	0.17%
2d	Armadura de Vigas de arriostamiento (cantidad 80kg/m3)	kg	771.12	\$ 360.83	\$ 278,240.48	0.38%
2e	Losa de Aproximación	m3	35.1	\$ 12,734.82	\$ 446,992.18	0.61%
2e	Armadura de Losa de Aproximación (cantidad 80kg/m3)	kg	2808	\$ 360.83	\$ 1,013,200.61	1.39%
2f	Veredas	m3	14.4	\$ 12,734.82	\$ 183,381.41	0.25%
2f	Armadura en Veredas (cantidad 80kg/m3)	kg	1152	\$ 360.83	\$ 415,672.05	0.57%

3	VIGAS POSTESADAS					
3a	Vigas postensadas	m3	94.7408	\$ 80,749.49	\$ 7,650,271.25	10.49%
4	DEFENSA DE CHAPA DE ACERO PLEGADA DE 7,62 CM DE LONGITUD ÚTIL					
4a	Defensa de chapa de acero plorada de 7,62 cm de longitud útil	m	60	\$ 3,077.36	\$ 184,641.57	0.25%
5	BARANDA METALICA PEATONAL, INCLUIDO EL PINTADO					
5a	Baranda metálica peatonal, incluido el pintado	m	80.00	\$ 9,006.27	\$ 720,501.95	0.99%
6	JUNTA DE DILATACIÓN SIMPLE, COLOCADA					
6a	Junta de dilatacion	m	23.4000	\$ 9,068.31	\$ 212,198.39	0.29%
7	PLACAS DE POLICLOROPRENO					
7a	apoyo de neopreno 200x200x47 y 200x250x37	un	20	\$ 11,368.39	\$ 227,367.85	0.31%
8	CAÑOS DE PVC, COLOCADOS PARA DESAGUES D= 100mm					
8a	caños de PVC, colocados para desagües D=100 mm	m	20	\$ 4,323.09	\$ 86,461.75	0.12%
9	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA, PARA APERTURA DE CAUCE, DEMOLICIÓN DE PAQUETE ESTRUCTURAL EXISTENTE Y TRASLADO, DEMOLICIÓN DEL PUENTE EXISTENTE Y DEL DESVÍO.TERRAPLEN CON COMPACTACIÓN ESPECIAL					
9a	Limpieza de zonda de camino	Ha	1.60	\$ 29,217.70	\$ 46,748.32	0.06%
9b	Demolición de la alcantarilla existente	N°	1.00	\$ 961,219.00	\$ 961,219.00	1.32%
9c	Excavación no clasificada para rectificación del cauce.	m3	24,850.00	\$ 308.89	\$ 7,675,916.50	10.52%
9d	Excavación Terraplen Existente	m3	3,600.00	\$ 561.10	\$ 2,019,960.00	2.77%
9e	Terraplen con compactacion especial	m3	9,250.00	\$ 790.13	\$ 7,308,702.50	10.02%
9f	Suelo cal	m3	480.00	\$ 2,555.70	\$ 1,226,736.00	1.68%
9g	Terrapién para completamiento	m3	3,000.00	\$ 443.76	\$ 1,331,280.00	1.83%
9h	Movilización de obra	Gl	1.00	\$ 973,717.20	\$ 973,717.20	1.33%
9i	Mitigación de impacto ambiental	Gl	1.00	\$ 668,619.14	\$ 668,619.14	0.92%
10	REVESTIMIENTO CON BLOQUES BETONFLEX					
10a	Revestimiento con bloques BETONFLEX	m2	200	\$ 6,090.00	\$ 1,218,000.00	1.67%
11	SEÑALIZACIÓN VERTICAL, COMPLETA COLOCADA					
11a	Señalización vertical, completa colocada	m2	250	\$ 11,575.81	\$ 2,893,951.78	3.97%
12	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL, COMPLETA COLOCADA					
12a	Señalización horizontal, completa colocada	m2	600	\$ 2,831.19	\$ 1,698,711.86	2.33%

5.5. RESUMEN DE COMPUTO Y PRESUPUESTO OFICIAL.**5.5.1. Puente de 60 metros de longitud con tres vanos de 20 metros.**

OBRA: Puente sobre A° Santa María - Ruta Nacional N°12 Trabajo Final - Díaz Agustín - Gutiérrez Tomás PLANILLA DE COMPUTOS Y PRESUPUESTOS - COSTO COSTO PUENTE 60 METROS			
	RUBRO/ITEM	Precio Total	%inc.
1	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, INCLUIDA LA ARMADURA, INCLUIDA LA EXCAVACIÓN, CON CEMENTO ARS EN:		
1a	Estribos	\$ 5,662,681.44	5.2%
1b	Pilotes	\$ 34,462,413.69	31.4%
2	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, INCLUIDA LA ARMADURA PARA:		
2a	Estribos	\$ 2,568,658.01	2.3%
2b	Pilas (columna, dintel y borde lateral)	\$ 2,408,694.10	2.2%
2c	Losa de tablero, dados de apoyo y cenefas de hormigon	\$ 5,256,694.06	4.8%
2d	Vigas de arriostamiento	\$ 902,230.66	0.8%
2e	Losa de Aproximación	\$ 1,460,192.79	1.3%
2f	Veredas	\$ 1,198,106.91	1.1%
3	VIGAS POSTESADAS		
3a	Vigas postesadas	\$ 12,697,695.74	11.6%
4	DEFENSA DE CHAPA DE ACERO PLEGADA DE 7,62 CM DE LONGITUD UTIL		
4a	Defensa de chapa de acero plegada de 7.62cm de longitud útil	\$ 369,283.13	0.3%
5	BARANDA METALICA PEATONAL, INCLUIDO EL PINTADO		
5a	Baranda metálica peatonal, incluido el pintado	\$ 1,441,003.90	1.3%
6	JUNTA DE DILATACIÓN SIMPLE, COLOCADA		
6a	Junta de dilatación simple, colocada	\$ 636,595.18	0.6%
7	PLACAS DE POLICLOROPRENO		
7a	Placas de policloropreno	\$ 682,103.55	0.6%
8	CAÑOS DE PVC, COLOCADOS PARA DESAGUES D= 100mm		
8a	Caños de PVC, colocados para desagües D=100m	\$ 172,923.50	0.2%
9	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA, PARA APERTURA DE CAUCE, DEMOLICIÓN DE PAQUETE ESTRUCTURAL EXISTENTE Y TRASLADO, DEMOLICIÓN DEL PUENTE EXISTENTE Y DEL DESVÍO.TERRAPLEN CON COMPACTACIÓN ESPECIAL		
9a	Excavación no clasificada, para apertura de cauce, demolición de paquete estructural existente y traslado, demolición del puente existente y del desvío. Terraplen con compactación especial	\$ 34,099,577.16	31.0%
10	REVESTIMIENTO CON BLOQUES BETONFLEX		
10a	Revestimiento con bloques BETONFLEX	\$ 1,218,000.00	1.1%
11	SEÑALIZACIÓN VERTICAL, COMPLETA COLOCADA		
11a	Señalización vertical, completa colocada	\$ 2,893,951.78	2.6%
12	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL, COMPLETA COLOCADA		
12a	Señalización horizontal, completa colocada	\$ 1,698,711.86	1.5%
COSTO - COSTO		\$ 109,829,517.45	100.0%
PRESUPUESTO OFICIAL		\$ 175,727,227.92	160.0%

5.5.2. Puente de 30 metros de longitud con un vano de 30 metros.

OBRA: Puente sobre A° Santa María - Ruta Nacional N°12 Trabajo Final - Díaz Agustín - Gutiérrez Tomás PLANILLA DE COMPUTOS Y PRESUPUESTOS - COSTO COSTO PUENTE 30 METROS			
	RUBRO/ITEM	Precio Total	%inc.
1	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, INCLUIDA LA ARMADURA, INCLUIDA LA EXCAVACIÓN, CON CEMENTO ARSEN:		
1a	Estribos	\$ 5,662,681.44	7.8%
1b	Pilotes	\$ 21,346,100.73	29.3%
2	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, INCLUIDA LA ARMADURA PARA:		
2a	Estribos	\$ 3,740,589.61	5.1%
2b	Pilas (columna, dintel y borde lateral)	\$ -	0.0%
2c	Losa de tablero, dados de apoyo y cenefas de hormigon	\$ 2,628,347.03	3.6%
2d	Vigas de arriostramiento	\$ 400,991.41	0.5%
2e	Losa de Aproximación	\$ 1,460,192.79	2.0%
2f	Veredas	\$ 599,053.45	0.8%
3	VIGAS POSTESADAS		
3a	Vigas postensadas	\$ 7,650,271.25	10.5%
4	DEFENSA DE CHAPA DE ACERO PLEGADA DE 7,62 CM DE LONGITUD UTIL		
4a	Defensa de chapa de acero plegada de 7.62cm de longitud útil	\$ 184,641.57	0.3%
5	BARANDA METALICA PEATONAL, INCLUIDO EL PINTADO		
5a	Baranda metálica peatonal, incluido el pintado	\$ 720,501.95	1.0%
6	JUNTA DE DILATACIÓN SIMPLE, COLOCADA		
6a	Junta de dilatación simple, colocada	\$ 212,198.39	0.3%
7	PLACAS DE POLICLOROPRENO		
7a	Placas de policloropreno	\$ 227,367.85	0.3%
8	CAÑOS DE PVC, COLOCADOS PARA DESAGUES D= 100mm		
8a	Caños de PVC, colocados para desagües D=100m	\$ 86,461.75	0.1%
9	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA, PARA APERTURA DE CAUCE, DEMOLICIÓN DE PAQUETE ESTRUCTURAL EXISTENTE Y TRASLADO, DEMOLICIÓN DEL PUENTE EXISTENTE Y DEL DESVÍO. TERRAPLEN CON COMPACTACIÓN ESPECIAL		
9a	Excavación no clasificada, para apertura de cauce, demolición de paquete estructural existente y traslado, demolición del puente existente y del desvío. Terraplen con compactación especial	\$ 22,212,898.66	30.5%
10	REVESTIMIENTO CON BLOQUES BETONFLEX		
10a	Revestimiento con bloques BETONFLEX	\$ 1,218,000.00	1.7%
11	SEÑALIZACIÓN VERTICAL, COMPLETA COLOCADA		
11a	Señalización vertical, completa colocada	\$ 2,893,951.78	4.0%
12	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL, COMPLETA COLOCADA		
12a	Señalización horizontal, completa colocada	\$ 1,698,711.86	2.3%
COSTO - COSTO		\$ 72,942,961.51	100.0%
PRESUPUESTO OFICIAL		\$ 116,708,738.42	160.0%

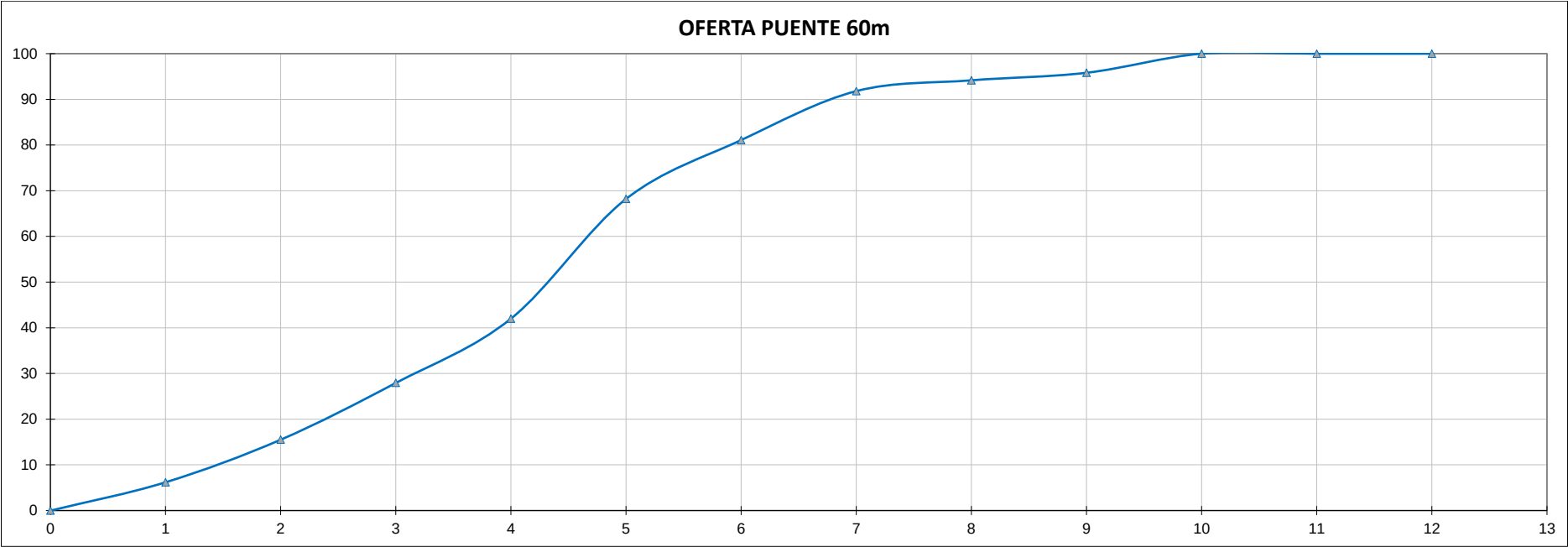
5.6. PLAN DE TRABAJO Y CURVA DE INVERSIÓN.

En los próximos apartados se incluyen el análisis del plan de trabajo y curva de inversión asociada, para cada una de las alternativas.

Los mismos surgen a partir del listado de ítems y de la secuencia constructiva (Punto 7.3). Se han considerado las prácticas habituales de construcción de este tipo de obras de infraestructura, con movilización y desmovilización de equipos al principio y fin de cada ítem.

5.6.1. Puente de 60 metros de longitud con tres vanos de 20 metros.

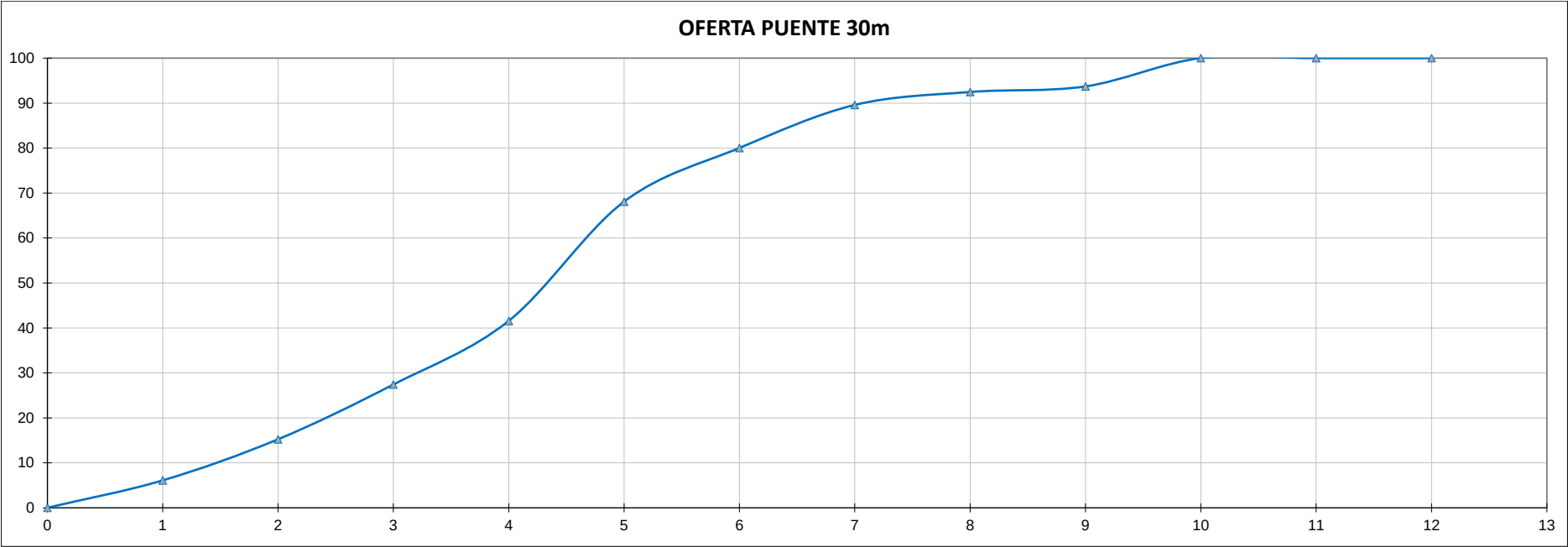
OBRA: Puente sobre A° Santa Maria - Ruta Nacional N°12															
Trabajo Final - Díaz Agustín - Gutiérrez Tomás															
PLANILLA PLAN DE TRABAJO PUENTE 60m															
Plazo: 12 meses															
PRES. OBRA: \$ 175,727,227.92															
Nº	DESCRIPCION DEL ITEM	% Incid.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, INCLUIDA LA ARMADURA, INCLUIDA LA EXCAVACIÓN, CON CEMENTO ARS EN:	36.53%				30.00%	70.00%								
2	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, INCLUIDA LA ARMADURA PARA:	12.50%					5.00%	70.00%	15.00%	10.00%					
3	VIGAS POSTESADAS	11.50%						30.00%	70.00%						
4	DEFENSA DE CHAPA DE ACERO PLEGADA DE 7,62 CM DE LONGITUD UTIL	0.34%									100.00%				
5	BARANDA METALICA PEATONAL, INCLUIDO EL PINTADO	1.31%									100.00%				
6	UNTA DE DILATACIÓN SIMPLE, COLOCADA	0.58%							100.00%						
7	PLACAS DE POLICLOROPRENO	0.62%						100.00%							
8	CAÑOS DE PVC, COLOCADOS PARA DESAGÜES D= 100mm	0.16%							100.00%						
9	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA, PARA APERTURA DE CAUCE, DEMOLICIÓN DE PAQUETE ESTRUCTURAL EXISTENTE Y TRASLADO, DEMOLICIÓN DEL PUENTE EXISTENTE Y DEL DESVÍO. TERRAPLEN CON COMPACTACIÓN EDIFISOL	31.09%	20.00%	30.00%	40.00%	10.00%									
10	REVESTIMIENTO CON BLOQUES BETONFLEX	1.11%								100.00%					
11	SEÑALIZACIÓN VERTICAL, COMPLETA COLOCADA	2.63%										100.00%			
12	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL, COMPLETA COLOCADA	1.55%										100.00%			
		100.00%													
AVANCE FISICO		MENSUAL	6.21%	9.31%	12.42%	14.06%	26.20%	12.88%	10.71%	2.36%	1.65%	4.18%	0.00%	0.00%	
		ACUMULADO	6.21%	15.52%	27.94%	42.01%	68.21%	81.09%	91.81%	94.17%	95.82%	100.00%	100.00%	100.00%	
INVERSIONES		MENSUAL	\$ 10,911,864.69	\$ 16,367,797.04	\$ 21,823,729.38	\$ 24,715,978.01	\$ 46,043,672.66	\$ 22,636,185.33	\$ 18,827,347.48	\$ 4,155,932.24	\$ 2,896,459.25	\$ 7,348,261.83	\$ -	\$ -	
		ACUMULADO	\$ 10,911,864.69	\$ 27,279,661.73	\$ 49,103,391.11	\$ 73,819,369.12	\$ 119,863,041.78	\$ 142,499,227.12	\$ 161,326,574.60	\$ 165,482,506.84	\$ 168,378,966.09	\$ 175,727,227.92	\$ 175,727,227.92	\$ 175,727,227.92	



AVANCE FÍSICO	MENSUAL	6.21%	9.31%	12.42%	14.06%	26.20%	12.88%	10.71%	2.36%	1.60%	4.18%	0.00%	0.00%
	ACUMULADO	6.21%	15.52%	27.94%	42.01%	68.21%	81.09%	91.81%	94.17%	95.82%	100.00%	100.00%	100.00%
INVERSIONES	MENSUAL	\$ 10,911,864.69	\$ 16,367,797.04	\$ 21,823,729.38	\$ 24,715,978.01	\$ 46,043,672.66	\$ 22,636,185.33	\$ 18,827,347.48	\$ 4,155,932.24	\$ 2,896,459.25	\$ 7,348,261.83	\$ -	\$ -
	ACUMULADO	\$ 10,911,864.69	\$ 27,279,661.73	\$ 49,103,391.11	\$ 73,819,369.12	\$ 119,863,041.78	\$ 142,499,227.12	\$ 161,326,574.60	\$ 165,482,506.84	\$ 168,378,966.09	\$ 175,727,227.92	\$ 175,727,227.92	\$ 175,727,227.92

5.6.2. Puente de 30 metros de longitud con un vano de 30 metros.

OBRA: Puente sobre A° Santa María - Ruta Nacional N°12													
Trabajo Final - Díaz Agustín - Gutiérrez Tomás													
PLANILLA PLAN DE TRABAJO PUENTE 30m													



AVANCE FISICO	MENSUAL	6.09%	9.14%	12.18%	14.15%	26.52%	11.93%	9.57%	2.88%	1.24%	6.30%	0.00%	0.00%
	ACUMULADO	6.09%	15.23%	27.41%	41.56%	68.08%	80.02%	89.58%	92.46%	93.70%	100.00%	100.00%	100.00%
INVERSIONES	MENSUAL	\$ 7,108,127.57	\$ 10,662,191.36	\$ 14,216,255.14	\$ 16,518,279.23	\$ 30,956,169.97	\$ 13,924,593.96	\$ 11,165,161.85	\$ 3,361,467.89	\$ 1,448,229.62	\$ 7,348,261.83	\$ -	\$ -
	ACUMULADO	\$ 7,108,127.57	\$ 17,770,318.93	\$ 31,986,574.07	\$ 48,504,853.30	\$ 79,461,023.27	\$ 93,385,617.23	\$ 104,550,779.08	\$ 107,912,246.97	\$ 109,360,476.59	\$ 116,708,738.42	\$ 116,708,738.42	\$ 116,708,738.42

5.7. CONCLUSIONES.

En el siguiente cuadro se comparan los precios oficiales a nivel de anteproyecto de las dos alternativas.

	Costo - Costo	Coefficiente Global	Presupuesto Oficial	Relación
Puente de 30 metros	\$ 72,942,961.51	1.6	\$ 116,708,738.42	51%
Puente de 60 metros	\$ 109,829,517.45	1.6	\$ 175,727,227.92	

El presupuesto oficial de la solución de tres vanos de 20 metros, que duplica la sección de paso para el Arroyo Santa María resulta un 51% mayor que el de la solución de un vano de 30 metros.

En lo que se refiere a plazos, la evaluación efectuada indica que la alternativa de mayor envergadura puede desarrollarse en el mismo periodo previsto en 10/12 meses para la alternativa menor con un incremento racional de máquinas y equipos.

Estas relaciones confirman de algún modo la importancia de sumar a la toma de decisión final, la evaluación económica.

Capítulo Seis:

CONCLUSIONES FINALES.

6. CONCLUSIONES FINALES.

La adecuación hidráulica del cruce sobre el arroyo Santa María, debe estar acompañada de un plan director de expansión agropecuaria, que limite la transformación antrópica del uso y cobertura del suelo, basándose en el concepto de impacto hidrológico y ambiental nulo. Debe detenerse la expansión incontrolada.

La decisión entre las diferentes propuestas a las que arriban los informes hidrológicos e hidráulicos evaluados excede los aspectos meramente técnicos, vinculándose en mayor medida a la evolución de la cuenca, que se admite pueda crecer en un 50% en un caso y que se limita a la situación actual en el otro. Adoptar una u otra solución condicionará en mayor o menor medida un futuro plan director de manejo del agua de toda la zona involucrada, y finalmente dicho condicionamiento, y la correspondiente toma de decisión, se asociará a la valoración económica de las distintas alternativas.

En el caso del informe “Ruta Nacional N°12: Estudios Hidráulicos de las Principales Obras de Arte en la Cuenca Alta del Riachuelo”, en el que se considera como hipótesis un posible aumento futuro del área de aporte en un 50% respecto a la situación actual, se deberá computar la construcción de una red de drenaje dentro del área problema, readecuación de la sección del arroyo Santa María, la construcción de un puente de al menos 60 metros de largo y obras de control de erosión.

El Informe “Proyecto de Protección contra la erosión en el Arroyo Santa María y Ruta Nacional N°12, TR 100 años. Provincia de Corrientes” no considera una futura expansión de la cuenca y en consecuencia impone un mayor condicionante al futuro plan director. Debe computarse un puente de 30 metros de largo, obras de control de erosión y amortiguación, y no requiere adecuación del arroyo.

En cualquier caso, se requerirá un acuerdo entre los arroceros, ICAA y Vialidad Nacional, que defina las condiciones de borde, sino en el futuro nuevamente se llegará a insuficiencia de caudal o erosión por mayores caudales de permanencia.

Desde el punto de vista económico este trabajo se ha limitado a la valoración de los puentes sugeridos en las distintas alternativas, determinándose una relación de costos de 1,51, así como la posibilidad concreta de resolver ambas obras en un mismo plazo.

Una vez que el análisis se complete con la evaluación económica del resto de las obras que componen cada proyecto (fuera del alcance de este trabajo), se considera que, con las limitaciones y prescripciones identificadas en cada uno de los estudios hidrológicos e hidráulicos, así como con la relación de costos determinada para la obra de arte (puente), la Dirección Nacional de Vialidad contará con la información y variables suficientes para tomar una decisión técnica y económicamente equilibrada.

Capítulo Siete:

METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA.

7. METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA.

7.1. OBJETIVO.

Especificar la secuencia y metodología constructiva para la ejecución, de las distintas tareas y/o elementos que componen al proyecto del puente sobre el cruce del Arroyo Santa María con la RN N°12.

7.2. OBRA DE DESVÍO

Debe realizarse a cargo de la empresa constructora adjudicada de la obra.

Para su realización debe tenerse en cuenta un cálculo hidrológico e hidráulico para la época en la que se encontrara en uso, asegurando así la estabilidad de la obra.

7.3. SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN.

7.3.1. Limpieza del terreno y demolición de alcantarilla existente.

En primera instancia se efectuará la demolición de la obra de arte y el paquete estructural existente, así como la limpieza de la zona de camino y su posterior traslado, para poder efectuar las posteriores excavaciones y terraplenes necesarios para la nueva obra de arte.

7.3.2. Excavación del cabezal de pilotes, pilotes y pilas.

Para la realización de esta tarea se empleará el uso de una pilotera, empleando caños camisa en los primeros 6 metros de profundidad para evitar el desmoronamiento del mismo y lodo bentónico hasta la cota de punta del pilote para evitar el colapso de los siguientes estratos.

Se debe prever suficiente espacio en la proximidad de la ubicación de cada pilote para que la maquina tenga fácil acceso y movilidad.

7.3.3. Hormigonado de pilotes.

El hormigonado de los pilotes se realizará con hormigón elaborado en planta y vertido in situ, inmediatamente después de la realización de la excavación y colocado de armadura.

En la armadura se prevé la colocación de un conducto para la realización de las celdas de precarga. Las mismas serán realizadas mediante la inyección de cemento a presión.

7.3.4. Hormigonado de estribos.

El hormigonado de los estribos se realizará con hormigón elaborado en planta y vertido in situ, con la ejecución de encofrados de fenólicos convencionales.

7.3.5. Ejecución de vigas premoldeadas.

Las mismas se realizarán en planta y serán trasladadas a pie de obra, para su posterior montaje. El postensado de las vigas se realizará en el pie de obra, previo al montaje de las mismas.

El izaje, se realizará con grúas, una o dos dependiendo del sistema de vinculación de cada una. Asegurando así, la seguridad y estabilidad en la ejecución.

Se recomienda la utilización de grúas locales, para evitar costos elevados por movilización de maquinaria.

7.3.6. Hormigonado de vigas de arriostramiento y losa de tablero.

El hormigonado de las vigas de arriostramiento y losa de tablero se realizará con hormigón elaborado en planta y ejecutado in situ, con la ejecución de encofrados de fenólicos convencionales.

7.3.7. Hormigonado de losa de aproximación.

El hormigonado de la losa de aproximación se realizará con hormigón elaborado en planta y ejecutado in situ, y se utilizaran caballetes para asegurar el confinamiento del hormigón.

Capítulo Ocho:

PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

8. PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARTICULARES.

8.1. INTRODUCCIÓN.

En el presente capítulo, se expondrán los pliegos de condiciones y especificaciones técnicas, que tienen por objeto dar los lineamientos de las especificaciones mínimas que regirán las construcciones y completar o aclarar la documentación gráfica correspondiente a las obras que se licitan y que consisten en la construcción del PUENTE SOBRE ARROYO SANTA MARIA RN N° 1.154,74 de la provincia de Corrientes.

Los materiales cumplimentaran como mínimo las exigencias de las normas que se indican en cada caso particular y/o las correspondientes a los pliegos de especificaciones técnicas de la Dirección Nacional de Vialidad.

8.2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARTICULARES – PUENTE SOBRE ARROYO SANTA MARÍA RN N°12 KM 1.154,74.

8.2.1. Pilotes de hormigón armado moldeados in situ.

8.2.1.1. Generalidades.

La presente complementa la especificación de la SECCIÓN I.II PILOTES EXCAVADOS HORMIGONADOS “IN SITU” del PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES, Edición 1998 de la D.N.V., la cual continúa como válida, siempre que no contradiga lo aquí establecido.

- El apartado I.II 2 ESTUDIO DE FUNDACIONES, queda anulado.
- El apartado I.II 3 MATERIALES, queda anulado y reemplazado por el siguiente de igual denominación:

8.2.1.2. Hormigón armado.

- Cumplirá con lo establecido en la Sección H. II. “Hormigones de cemento Pórtland para obras de arte”
- El hormigón será del tipo H-30 (resistencia característica a la edad de 28 días) con un contenido mínimo de 380 Kg. de cemento por metro cúbico.
- El hormigón de los pilotes será elaborado con cemento Pórtland Tipo ARS y deberá ser dosificado adecuadamente conforme a lo especificado en la Sección H.II “Hormigones de cemento Pórtland para obras de arte” y el Reglamento Cirsoc 201.
- El apartado I.II 5 CONSTRUCCIÓN, queda complementado con lo siguiente:

Para la construcción de pilotes en caso de utilizar camisas metálicas perdidas o recuperables, el espesor mínimo de las mismas, no será menor a 8 mm.

- Soldaduras: solo se permitirá la unión de barras que presenten estampado de fabrica en su superficie, la designación “S”, que indica la soldabilidad de la misma. Se realizará con personal especializado aportándose solo la cantidad de calor necesario para realizar la unión en el menor tiempo posible. Las soldaduras deberán realizarse previamente al doblado de las barras. El equipo a utilizar será compatible con la tensión y el diámetro de las barras que se quieran unir.

La resistencia de la unión soldada debe ser por lo menos igual a la barra sin soldar.

Las armaduras de los pilotes tendrán un recubrimiento mínimo de 4 cm. separado a 45 cm de la generatriz del pilote se colocaran dos caños de hierro negro de 38 mm de diámetro y tendrán como mínimo 4 mm de espesor y deberán fijarse mediante separadores con la armadura del pilote; el objetivo es que sirva para determinar(adicionalmente a los otros ensayos y monitoreos) que el largo del pilote realizado coincida con la longitud de la perforación realizada, y además para realizar, en caso de ser necesario , una inyección de mortero de cemento aplicada a una presión mínima de 15 t/m2, actuando un caño como impulsor y otro como retorno.

La tolerancia para la ubicación en planta de la cabeza de los pilotes del proyecto será como máximo del 5 % del diámetro del pilote y la desviación vertical máxima admitida, entre el tope y la punta del pilote, será del 1 %.

El hormigonado completo del pilote deberá realizarse el mismo día que se realizan (como mínimo) los últimos 5 metros de la excavación del mismo.

En el caso que el Contratista utilice bentonita, para cada uso se deberá hacer una rigurosa verificación de su densidad y en el caso de reciclado se procederá a su desarenado.

8.2.1.3. Medición y forma de pago.

Su medición y forma de pago se realizará de acuerdo a la SECCIÓN I.II PILOTES EXCAVADOS HORMIGONADOS “IN SITU” del PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES, Edición 1998 de la D.N.V.,

subsecciones I. II 7 MEDICION y I.II 8 FORMA DE PAGO.

También comprenderá los costos de los terraplenes de avance si se utilizara este método para la ejecución de los pilotes, como así cualquier otro sistema que se utilice para la construcción de los mismos. (p.ej. pontones, grúas, etc.)

Se pagará al precio de contrato establecido en el sub ítem correspondiente del ítem “Hormigón de piedra armado H-30 excluida la armadura, incluida la excavación, con cemento ARS para pilotes ejecutados in situ”.

8.2.2. Hormigón de piedra armado H-30, colocado, excluida la armadura.

La presente complementa la especificación de la SECCIÓN H.II HORMIGONES DE CEMENTO PORTLAND PARA OBRAS DE ARTE del PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES, Edición 1998 de la D.N.V., la cual continúa como válida, siempre que no contradiga lo aquí establecido.

8.2.2.1. Descripción.

El hormigón correspondiente a este ítem, es el pertinente para la ejecución de vigas pretensadas y prelosas; responderá a lo exigido en las especificaciones técnicas del CIRSOC, con una resistencia del hormigón de $\Sigma b_k = 300 \text{ kg/cm}^2$, siendo b_k la resistencia característica a los 28 días sobre probetas cilíndricas de 15 cm. diámetro y 30 cm de altura, curadas en agua a 20° C de temperatura.

8.2.2.2. Generalidades.

El concepto estructural del proyecto tiende a lograr una estructura conservativa que otorgue una importante durabilidad. El contratista deberá mantener ese criterio para lograr este importante objetivo.

El contratista deberá contar con la asistencia técnica de un Laboratorio especializado en Tecnología del hormigón de reconocida capacidad para las siguientes tareas:

- a) Verificación de aptitud de los materiales necesarios para los diferentes tipos de hormigones que integran la obra, incluyendo la super - estructura, infraestructura, etc.
- b) Verificación de la composición de mezclas de los distintos tipos de hormigones.
- c) Durante los días de hormigonado, personal técnico del Laboratorio, realizará en obra tareas relativas al control de aceptación y de producción, se extraerán durante toda la jornada, muestras de hormigón con una frecuencia que se establecerá en función del volumen producido y colocado en obra para determinar:
 - Asentamiento (IRAM 1536).
 - Contenido de aire (IRAM 1562).
 - Temperatura del hormigón en el momento de su colocación en los encofrados; y el moldeo de probetas cilíndricas normales para determinar propiedades en el estado endurecido.

Los análisis de los cementados de resistencia se analizarán según lo establecido en el Reglamento CIRSOC Art. 6.6.3.11.1. -

Para el caso particular de las vigas, previo a su hormigonado y antes de realizar el tesado, se debe presentar una memoria de cálculo de las pérdidas inmediatas y diferidas, teniendo en cuenta los parámetros reales, que se fueron utilizando para realizar la estructura y confrontándolos con los determinados teóricamente; de este análisis se determinará si es necesario realizar alguna modificación del V_o ; con cargo al Contratista.

8.2.2.3. Medición y forma de pago.

El hormigón se pagará por m³ una vez colocado en el molde correspondiente, compactado y curado, al precio unitario establecido en el contrato, en el sub ítem correspondiente del ítem "Hormigón de piedra armado clase H-30, excluida la armadura", comprendiendo su costo: elaboración, armado, hormigonado, equipos, herramientas, mano de obra y todo elemento adicional necesario para dejar terminado el trabajo de acuerdo con los planos y las especificaciones correspondientes, sin la obligación de estar pretensada.

8.2.3. Carpeta de desgaste con mezcla bituminosa.

8.2.3.1. Descripción.

La carpeta de desgaste de la calzada del puente será del tipo “concreto asfáltico” de 0,05 m. de espesor constante en todo el ancho de la calzada del puente, siguiendo la pendiente transversal de dicha calzada.

8.2.3.2. Especificación complementaria.

Dicho trabajo que comprenderá la aplicación de un riego de liga y colocación de la carpeta de concreto asfáltico, se ejecutará de acuerdo a lo especificado en la Sección D.VIII Bases y carpetas de mezcla preparadas en caliente- Pliego de Especificaciones Técnicas Generales de la D.N.V. Ed. 1998, complementado con lo siguiente:

- El apartado D. VIII 2.1 “Agregados” del título D.VIII 2 “Tipos de Materiales a Emplear”, queda complementado con lo siguiente:
Los agregados Pétreos estarán formados por grava zarandeada y agregado triturado.
Los agregados gruesos de trituración intervendrán en la mezcla en una proporción no menor del 70% en peso.
Las exigencias establecidas en el apartado D.1.2.1. Agregados pétreos y suelos, del Títulos D.I.2 MATERIALES de la SECCION DI, se verificarán sobre cada uno de los materiales componentes de la mezcla asfáltica.
Se realizarán ensayos de adherencia árido-ligante sobre el agregado grueso de los acopios según la norma AASHTO T 182 – 84 (MODIF. /93) – Designación ASTM: D1664 – 80.
Si la superficie de los áridos cubiertos de ligante luego de realizado el ensayo fuera inferior al 95% de la superficie total, el Contratista deberá incorporar a la mezcla asfáltica un aditivo amínico mejorador de adherencia, en una cantidad tal que se garantice la cobertura de los áridos con betún en al menos un 95% de la superficie total.
- El título D.VIII 2.2 “Materiales Bituminosos”, queda complementado con lo siguiente:
El cemento asfáltico a utilizar en la mezcla será Tipo III de penetración 70 – 100.
- De acuerdo en lo indicado en el apartado D.V.III.2.3.c) los vacíos estarán comprendidos dentro de los límites especificados para carpeta de concreto asfáltico en zonas frías.
- El apartado D.VIII.2.3.i) Criterio de Dosificación queda anulado y reemplazado por el siguiente de igual denominación: El contenido de cemento asfáltico a utilizar en la mezcla será como mínimo un 0,2% mayor que el correspondiente al criterio de dosificación indicado en el apartado 9-6-4 de la norma de ensayo VNE 9-86 que establece que el porcentaje de asfalto será el promedio de los contenidos de asfalto correspondientes a la máxima estabilidad y al valor mínimo de la curva de V.A.M. cumpliendo además con los valores límites exigidos para la mezcla precedentemente.
El contenido máximo de ligante asfáltico será el mayor que cumpla con todas las exigencias establecidas para la mezcla.

- El título D.VIII. 3 construcción queda complementado con lo siguiente:
Los rodillos a utilizar en la compactación de la mezcla asfáltica estarán equipados con elementos que reduzcan la pérdida de calor (polleras). Para evitar la adherencia de los rodillos a la mezcla asfáltica no está permitido utilizar gasoil u otro producto que perjudique la mezcla asfáltica.
Los camiones que transporten la mezcla asfáltica llevarán sus cargas perfectamente cubiertas con una lona.
En caso de utilizarse plantas asfálticas del tipo continuas los agregados pétreos que intervengan en la mezcla serán 95 % triturados.

8.2.3.3. Medición y forma de pago.

Se medirá en metros cuadrados (m²) de carpeta de desgaste ejecutada, aprobada por la Supervisión, y se pagará al precio unitario establecido para el ítem “Carpeta de desgaste de concreto asfáltico de 0.05m de espesor”, el que comprende el costo de: limpieza de la superficie a recubrir, provisión, transporte, carga y descarga, preparación y mezclado de los materiales que formarán la carpeta y su distribución y compactación; provisión y colocación del riego de liga; mano de obra; equipos; herramientas y cualquier otro material o tarea adicional para dejar correctamente ejecutado este ítem.

8.2.4. Baranda metálica peatonal, incluido pintado.

Rige para este caso en general, lo establecido en la Sección F.I del Pliego de Especificaciones Técnicas Generales – Edición 1998.

8.2.4.1. Generalidades.

Esta especificación se refiere a las barandas exteriores, cuyos detalles de construcción y montaje figuran en el plano de proyecto.

8.2.4.2. Descripción.

Será realizada de acuerdo al Plano Tipo J8714 indicado en los planos.

8.2.4.3. Materiales.

Se emplearán para la construcción de las barandas los elementos cuyas medidas figuran en los planos. Salvo indicación contraria, serán de acero común calidad F24.

8.2.4.4. Construcción y montaje.

Para construir las barandas deberán verificarse previamente las medidas reales en la estructura. De acuerdo a estas medidas, se rectificará el plano de proyecto arriba mencionado. Con estas medidas rectificadas se prefabricará la baranda en el taller.

Al hormigonar el tablero se instalará con mucho esmero las placas base de los postes, respetando los límites de tolerancia admisibles. Instalados los postes de la baranda en su posición, se montarán entre ellos los paños de baranda, alineando todos los elementos correctamente. Finalmente se aplicará el pasamanos.

8.2.4.5. Imprimación.

La pintura a aplicar será de característica Epoxi auto imprimante de muy altos sólidos.

El espesor de película seca mínimo será de 200 micrones.

El color de la imprimación deberá ser claramente distinto al color elegido para la 1ra. Mano de acabado.

La cantidad de manos de la imprimación deberá corresponderse con la especificación del producto.

La aplicación se realizará con equipos habituales como airless o soplete industrial o los que pudiere recomendar el fabricante del producto.

En las zonas de difícil acceso (bulonería, cordones de soldadura, interiores de perfiles, bordes, etc.) o donde hubiese excesiva corrosión, se aplicará una mano de pintura a pincel o rodillo según corresponda, de manera de sellar con pintura adecuadamente toda esa zona.

La Supervisión de Obra verificará también el cumplimiento de los tiempos de secado especificados entre manos de pintura. Se deberá cumplir con todas las recomendaciones del fabricante en cuanto a la aplicación y secado de la pintura y de las normas de Seguridad e Higiene y Contaminación Ambiental.

NORMAS DE REFERENCIA

- Medición de Espesor de Película Húmeda - ASTM D4414 Medición de Espesor de Película Seca - ASTM D1186 Ensayo de Porosidad - ASTM D5169.
- Ensayo de Adherencia por Tracción - ASTM D4541.

8.2.4.6. Pintura.

Después de la instalación de la baranda se les dará tres manos de pintura epoxídica esmalte tipo I según norma IRAM 1198. El color entre manos será diferente a fin de facilitar el control visual de las capas en ejecución. El color de la última mano será RAL 7047.

Los materiales de pintura, tanto en calidad, su tipo y color deberán ser aprobados por la Supervisión de obra.

La terminación será brillante.

Se cumplirá con todas las normas generales indicadas precedentemente para la capa de imprimación.

8.2.4.7. Medición y forma de pago.

Las barandas se medirán por metro lineal de pasamano y se pagará al precio estipulado para el ítem “Baranda metálica peatonal, incluido el pintado, colocado según plano”.

Este precio incluirá todos los suministros, operaciones, mano de obra para su fabricación, colocación y terminación, nombrados en esta especificación, e incluirá también a los no nombrados que son sin embargo necesarios para que las barandas queden correctamente instaladas para cumplir su fin y para ser estéticamente satisfactorios.

8.2.5. Junta de dilatación simple, colocada.

Se colocarán juntas de dilatación de material asfáltico polimerizado e inerte, con las dimensiones y forma de colocación indicada en el plano de detalle que forma parte de la presente documentación.

El ligante bituminoso a utilizar en las juntas elásticas será material asfáltico modificado vertido en caliente mezclado con agregado pétreo, que cumplirán con las siguientes condiciones:

8.2.5.1. Ligante bituminoso.

- Penetración (25°C, 100 g.5 seg.). Según Norma IRAM 6576 - Valor exigido 10-45 1/10mm.
- Punto de ablandamiento - Según Norma IRAM 6841 - Valor exigido > 70° C.
- Punto de rotura Frass - Según Norma IRAM 6831 - Valor exigido < - 15 °C.
- Recuperación elástica torsional - Según Norma IRAM 6830 - Valor exigido > 10% a 25 °C.

8.2.5.2. Agregado pétreo.

El material debe ser de tamaño lo más uniforme posible. Ese es el único objetivo de la exigencia granulométrica.

Además, deberá cumplir con las siguientes propiedades:

- Desgaste Los Angeles - Según Norma IRAM 1532 - Valor exigido < 25.
- Índice Las Lajas Según Norma de ensayo VN-E 38-86 - Valor exigido < 25.
- Coeficiente de Pulimento acelerado. Según Norma IRAM 1543 - Valor exigido > 50.
- Polvo adherido - Según Norma V.N.E. 68 -75.

8.2.5.3. Detalle.

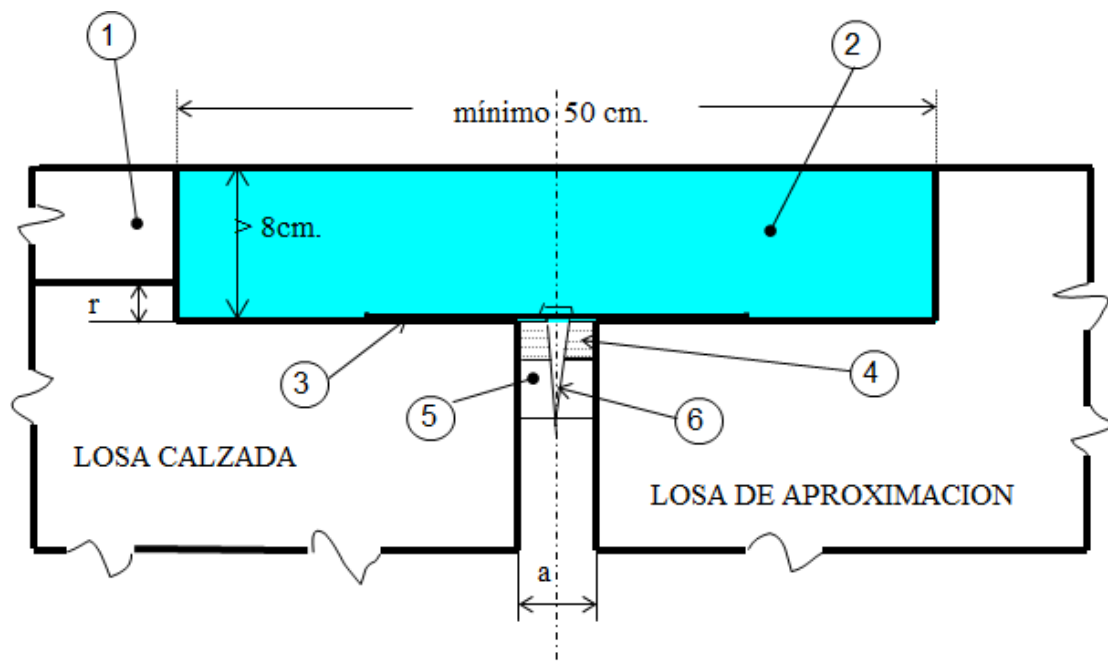


IMAGEN 6.1: Detalle constructivo de las juntas del puente – Fuente: Pliego de Vialidad Nacional.

8.2.5.4. Medición y forma de pago.

Se medirá y pagará por metro lineal (m.) de junta colocada y aprobada por la Supervisión, al precio unitario de contrato establecido para el ítem respectivo.

Dicho precio será compensación total por la provisión y colocación de todos los materiales indicados en el plano de detalle respectivo, mano de obra, equipos, herramientas y cualquier otra tarea adicional necesaria para dejar correctamente ejecutado este trabajo.

8.2.6. Apoyos de neopreno, colocados.

8.2.6.1. Descripción.

Cada unidad de apoyo está constituida por placas de neopreno intercaladas con chapas de acero. La perfecta adherencia de policloropreno y chapas de acero se logrará mediante un proceso de vulcanización en todo el conjunto.

La composición, dimensiones y características de las unidades de apoyo responderán a lo indicado en los planos.

8.2.6.2. Colocación.

Cada unidad deberá colocarse sobre una superficie perfectamente plana y horizontal. Para conseguir con precisión estas condiciones se ha previsto la construcción de dados de apoyo en dinteles de pilares o bancadas de estribo los que se terminarán, en la zona de contacto con las unidades de apoyo, con un mortero de cemento (cemento 1 - arena gruesa 2) sobre el cual se aplicarán las unidades de apoyo estando aun fresco este mortero, de modo de lograr la superficie requerida.

8.2.6.3. Ensayo para la recepción.

El compuesto de neopreno deberá responder a las exigencias indicadas a continuación.

8.2.6.3.1. Propiedades físicas originales.

- Dureza Shore (IRAM 113-003): 60 + 5.
- Resistencia a la tracción (IRAM 113-004): min. 17,5 MPa.
- Alargamiento de la rotura: mín. 350 %.

8.2.6.3.2. Comportamiento bajo envejecimiento acelerado.

Calentamiento en estufa a 1000 C durante 70 horas.

- Variación de la dureza SHORE (IRAM 113-003/005): Máx.15.
- Variación de la Resistencia a la Tracción (IRAM 113-005): Máx.: 15%
- Modificación de alargamiento a rotura (IRAM 113-004): más.

8.2.6.3.3. Deformación por compresión.

Después de 24 horas a 100°C (IRAM 113-010-MET.B): máx. 35.

8.2.6.3.4. Resistencia al ozono.

Para una concentración de 1 ppm en volumen de aire, a una deformación del 20 % durante 100 horas a 380 C +/-1°C: NO SE AGRIETARA.

8.2.6.3.5. Fragilidad.

A 40°C (IRAM 113-013): NO PRESENTARA FRACTURAS NI GRIETAS.

8.2.6.3.6. Envejecimiento en aceite.

Durante 72 horas a 1000 C (IRAM 113-012). -máx 120 %; mín.40%.

8.2.6.4. Unión vulcanizada.

El valor mínimo de la fuerza de adhesión entre caucho y acero será verificado según Norma IRAM 113-017-A.

8.2.6.5. Inspección de obra.

La Inspección de Obra de la DNV, o quien la misma disponga, deberá presenciar todos los ensayos realizados para la recepción, así como también requerir a la Contratista, todos los certificados de calidad de los apoyos a colocar y cumplimentar la NOTA 063/12 de la Subgerencia de Puentes y Viaductos.

8.2.6.6. Medición y forma de pago.

Se medirán y pagarán por decímetro cúbico de apoyo colocado y aprobado, estipulado para el ítem “**Placas de policloropreno**”, que incluye los gastos de provisión, transporte, preparación y colocación de todos los materiales que los constituyen, mano de obra, provisión y mantenimiento del equipo y ejecución de todas las operaciones indispensables para la correcta colocación de los mismos en la obra.

8.2.7. Caños de hormigón armado $\Phi=0.100m$, colocados, para desagües.

8.2.7.1. Descripción.

Esta especificación se refiere a la instalación de caños de desagüe que se colocan en la vereda del puente, de acuerdo a las indicaciones de los planos, tanto en lo referente a la cantidad, normas y dimensiones, como en lo referente a la ubicación de los mismos, en un todo de acuerdo con las órdenes que al respecto imparta la Supervisión.

Se trata de caños de H⁹G⁹ comerciales de 100 mm. de diámetro interior que cumplen con las normas vigentes.

Se los posicionara en el encofrado antes de hormigonar, perforando a tal fin el mismo.

8.2.7.2. Características.

Se usarán caños rígidos de hierro galvanizado de diámetro interior 0.10m.

8.2.7.3. Medición.

Los conductos se medirán por metro (m), teniendo en cuenta la longitud efectiva colocada, en un todo de acuerdo a lo estipulado en los planos de la obra.

8.2.7.4. Forma de pago.

Se pagarán a los precios unitarios correspondientes al ítem **“Caños de H^ºG^º colocados para desagües D=100mm”**, siendo esta compensación total por los materiales, equipos, herramientas, acarreo, mano de obra y todo otro trabajo que resulte necesario para el correcto suministro y colocación de los caños, de acuerdo a lo indicado en esta Especificación y las órdenes de la Supervisión.

8.2.8. Acero especial tipo III – ADN 420 en barras, colocado.

Rige lo establecido en la Sección H-III “Aceros Especiales en Barras colocados para H^ºA^º” del Pliego de Especificaciones Técnicas Generales de la DNV – Edición 1998; completándose con lo siguiente:

- Soldaduras: solo se permitirá la unión de barras que presenten estampado de fabrica en su superficie, la designación “S”, que indica la soldabilidad de la misma. Se realizará con personal especializado aportándose solo la cantidad de calor necesario para realizar la unión en el menor tiempo posible. Las soldaduras deberán realizarse previamente al doblado de las barras. El equipo a utilizar será compatible con la tensión y el diámetro de las barras que se quieran unir.
La resistencia de la unión soldada debe ser por lo menos igual a la barra sin soldar.

8.2.8.1. Medición y método de pago.

La medición y forma de pago será por unidad de peso (Tn) de armadura colocada en su posición definitiva al precio unitario cotizado en el sub ítem correspondiente de Ítem “Acero Especial en barras Tipo III ADN 420, colocado”, el que será computado de acuerdo a las especificaciones establecidas en el P.E.T.G. Edición 1998, y será compensación total por materiales, transporte, equipos, herramientas y mano de obra necesaria para la correcta ejecución de los trabajos.

8.2.9. Acero especial T-500 para armadura tipo Trilogic de prelosas, colocado.

Comprende este ítem el suministro, provisión y transporte del acero especial T-500 para armadura tipo Trilogic de Prelosas, que constituyen el encofrado perdido de la losa de tablero. El Trilogic es una viga reticulada electrosoldada de acero formada por un (1) alambre longitudinal superior y dos (2) inferiores, todos de conformación nervurada, separados entre sí por una distancia definida por dos (2) estribos continuos de alambre liso en forma de zigzag, ubicados a ambos lados de la estructura y soldados en todos los encuentros. El Trilogic es una estructura reticulada capaz de absorber los esfuerzos de flexión que se presentan en los premoldeados. Los alambres longitudinales superiores colaboran como armadura resistente para tomar el momento flector negativo. Los alambres de las diagonales proporcionan armadura de corte, sirven como conectores de corte en la junta entre el HORMIGON premoldeado y el HORMIGON “in-situ”. Los alambres longitudinales inferiores colaboran como armadura resistente para tomar el momento flector positivo. Comprende también el manipuleo, la preparación y su colocación en las distintas prelosas premoldeadas, el corte, doblado y ataduras, como así toda tarea necesaria para su correcta colocación, según los planos de detalle respectivos y a las órdenes emanadas de la Inspección de Obra.

8.2.9.1. Materiales.

Armaduras: Serán de acero tipo T-500, según norma IRAM-IAS U500-26 con un límite de fluencia característico de 5000kg/cm². Las longitudes de corte deberán ser múltiplos de 0.10m.

8.2.9.2. Medición y forma de pago.

Se medirá y pagará en toneladas [Tn] al precio unitario de contrato para el ítem “ACERO ESPECIAL TIPO T-500 PARA ARMADURA TIPO TRILOGIC DE PRELOSAS, COLOCADO” aplicado a las cantidades realmente colocadas en obra, y será compensación total por materiales, transporte, equipos, herramientas y mano de obra necesaria para la correcta ejecución del ítem.

8.2.10. Acero especial para hormigón pretensado, sistema de pretensado e inyección de vainas.

8.2.10.1. Materiales.

Deberán cumplir con las características especificadas en los planos.

La armadura activa (armadura para la precompresión), deberá cumplir, como mínimo.

Tensión característica de rotura a la tracción: $B_z \geq 19.000 \text{ kg/cm}^2$. para alambres y cordones, y de baja relajación.

8.2.10.2. Sistema de pretensado.

En caso de que la Empresa Contratista decida cambiar el método de precompresión utilizado en las vigas del proyecto ejecutivo, deberá.

- Proponer un sistema de pretensado conocido y con demostrada eficiencia, el cual será evaluado por la SGPyOA.
- Calcular la cantidad de acero para pretensado de su propuesta - manteniendo el tiro Voo en el centro de la viga del proyecto original - la cual será evaluada por la SGPyOA de acuerdo a la memoria de cálculo a presentar para dichas vigas.
Las cantidades de acero para pretensado de los cálculos del proyecto ejecutivo, están basadas en la suposición de empleo de determinado acero y determinado tiro Voo, y variarán de acuerdo al acero y geometría que se emplee definitivamente.
- Tener en cuenta en su propuesta que, no se admiten modificaciones en la geometría de la sección transversal del diseño de la superestructura, que implique elevación de las cotas de rasante o reducción de las revanchas sobre crecientes, ni del tiro Voo en el centro de la viga. Cuando como consecuencia del sistema de pretensado que se proponga, resulte necesario aumentar la sección del hormigón, dichas modificaciones se limitarán exclusivamente a variaciones en el espesor de las vigas y/o en espesores de las losas. En tal caso, deberá justificarse mediante la memoria de cálculo correspondiente, las nuevas tensiones que resulten para cada sección como consecuencia de las variaciones del peso propio, y adjuntará nuevos planos de detalle de las estructuras, resultante de las modificaciones introducidas.
- Indicar la cantidad de tensores y la posición de los mismos.
- Indicar en los planos de construcción los anclajes y los elementos accesorios, como vainas, separadoras, ventilaciones y todo otro elemento que defina los tensores empleados.
- En dichos planos también deberá detallar las armaduras adicionales necesarias para absorber las tracciones originadas por el tipo de anclaje adoptado. Debiendo ser

considerada toda acción localizada propia del sistema.

- Verificar las fuerzas producidas por los tensores propuestos, para lo cual detallará y/o calculará las magnitudes de las pérdidas de tensión de los mismos por deslizamiento de anclajes y por fricción, propias del sistema empleado y teniendo en cuenta las pérdidas por relajamiento del acero, por fluencia lenta y por contracción del hormigón.

8.2.10.3. Plan de tesado.

- El Contratista deberá presentar un plan de tesado en el que se indiquen las etapas del mismo, el orden en que se tesarán los diversos elementos tensores, los valores de los esfuerzos a aplicar en cada uno de ellos y todo otro elemento de referencia que permita el control del proceso.
- Además, se deberán indicar las características de los equipos de aplicación de los esfuerzos y de los elementos de medición de los mismos, de modo que quede claramente expuesta la correspondencia entre las lecturas y los esfuerzos alcanzados en todo instante de la operación. Dicho plan de tesado deberá ser previamente sometido a la aprobación de la Supervisión.

8.2.10.4. Personal.

- El suministro de los tensores de pretensado con sus accesorios para la ejecución de los trabajos de pretensado (tesado e inyección) deberá quedar a cargo de personal experimentado.
- El Contratista está obligado a mantener en obra a un técnico especializado en el sistema de pretensado empleado. Dicho técnico supervisará los trabajos y prestará toda la ayuda que le sea requerida por la Supervisión.

8.2.10.5. Vainas.

- Las vainas destinadas a alojar los tensores de pretensado estarán constituidas por tubos de suficiente rigidez para mantener su forma durante su manipuleo, transporte, colocación y hormigonado.
- Preferentemente serán de fleje de acero corrugado, aunque también podrán ser de materiales plásticos. Expresamente se prohíbe el uso de tubos de aluminio.
- Serán estancas y capaces de evitar el ingreso de agua y de la pasta de cemento del hormigón, durante el llenado de los encofrados.
- La sección y alineación de las vainas permitirán el enhebrado y movimientos de los cables dentro de ellas, como también el llenado mediante la pasta de inyección. El diámetro interior de las vainas será como mínimo 10 mm. mayor que el diámetro nominal del cable, barra o alambre simple según corresponda. Para elementos múltiples, el área interior de la vaina será igual ó mayor que el doble del área neta del cable que contiene.
- Estarán sujetas mediante elementos adecuados que permitan conservar sus posiciones durante el llenado y compactación del hormigón. La distancia entre los elementos de sostén será tal, que no dé lugar a la formación de curvaturas adicionales entre puntos fijos, debido al peso de las vainas de los cables colocados en su interior. Para vainas metálicas corrugadas, la separación longitudinal entre elementos de sostén no será superior a un (1) metro. Para vainas de otros materiales más flexibles, se disminuirá la distancia entre elementos de sostén en forma adecuada.
- Las vainas estarán provistas de aberturas en sus extremos y de orificios de inyección. También estarán provistos de orificios de ventilación en los puntos superiores y de drenaje en los puntos inferiores, de diámetros no menores de 12 mm. a lo largo de las mismas.

- Los distintos tramos se vincularán por medio de manguitos para asegurar la continuidad y la estanqueidad de las vainas.
- Las vainas oxidadas, deformadas o recortadas, serán rechazadas.

8.2.10.6. Inyección de vainas de tensores de pretensado.

- Para ejecutar la inyección de las vainas deberá cumplirse con lo establecido en el Capítulo 27 "Hormigón Pretensado - Inyección de Vainas" del CIRSOC 201.
- En el caso de los elementos post-tesados, una vez aplicados los esfuerzos, se procederá a inyectar la pasta o el mortero en las vainas que alojan a las armaduras.
- Antes de iniciar la inyección, la Supervisión deberá haber observado y aprobado el abastecimiento de agua a presión necesaria para ejecutar las operaciones de limpieza y que ésta sea apta. El aire comprimido que se emplee estará libre de aceite y grasas.
- Las vainas se limpiarán mediante chorros de agua a presión, hasta eliminar totalmente todo resto de sustancias extrañas u otras que puedan dificultar la adherencia con el mortero o interferir con el proceso de inyección. El lavado se interrumpirá cuando el agua que salga por el extremo de la vaina esté limpia.

A continuación, mediante chorros de aire comprimido libres de aceite, se expulsará el agua que pueda haber quedado en las vainas, hasta constatar que por los orificios ubicados en las partes bajas de aquéllas no sale más agua.

Las operaciones de lavado y expulsión del agua mediante aire comprimido, serán conducidas de manera sistemática y bajo control. Las vainas tratadas serán marcadas para evitar errores.

- La inyección debe efectuarse dentro de los ocho (8) días posteriores al tesado de los cables, debiendo realizarse lo antes posible, luego del tesado final.
Al comenzar las operaciones, deberá contarse con un programa de trabajo escrito que indique a los operadores los aspectos fundamentales a respetar, la secuencia de tareas y el orden en que se inyectarán las vainas. La inyección debe efectuarse comenzando por el punto más bajo de cada vaina.

- El dispositivo de bombeo de la inyección tendrá el instrumental de control necesario para apreciar la presión de inyección, con una presión de por lo menos $+1 \text{ kg/cm}^2$.
La pasta que ingrese a la bomba será tamizada previamente por una malla de 2 mm. de abertura. La bomba deberá estar munida de un dispositivo de seguridad que limite la presión a un máximo de 15 kg/cm^2 . No se permitirá el empleo de equipos de bombeo accionados por aire comprimido.

- El bombeo del mortero o pasta de inyección se realizará inmediatamente después del mezclado y tamizado y podrá continuarse mientras el material de inyección tenga la consistencia adecuada. La mezcla que haya empezado a endurecer no será ablandada con agua, ni podrá emplearse para realizar la operación de inyección.

La velocidad de llenado será reducida y estará comprendida entre 6 a 12 metros por minuto, constituyendo una operación continua. Antes de iniciar el cierre de los conductos de salida deberán realizarse ensayos de fluidez, para asegurar que las características de la mezcla a la salida de la vaina son las mismas que las de la mezcla inyectada por el otro extremo.

- La inyección llenará completamente los vacíos existentes entre el acero y las vainas y los elementos de anclaje. La operación se continuará hasta que por los orificios de ventilación de las vainas fluya libremente la mezcla, libre de burbujas de aire. Los

orificios de ventilación se irán clausurando progresivamente en dirección de la corriente de inyección.

Cuando todos los orificios de ventilación y la abertura del extremo estén sellados, se mantendrá una presión de 5 kg/cm². El tubo de entrada de la inyección no deberá ser obturado hasta que dicha presión permanezca estable por lo menos durante un (1) minuto y deberá cerrarse manteniendo la presión.

Durante la inyección se verificará permanentemente la evolución de la presión y el volumen de pasta consumida. Al realizar la operación se adoptarán precauciones especiales para evitar la rotura de las vainas.

- En caso de taponamiento o interrupción de la inyección, se eliminará todo el material inyectado en la vaina mediante chorros de agua a presión.
- Con temperaturas menores de + 5°C no se realizarán operaciones de inyección.
- El hormigón que rodea a las vainas será mantenido por lo menos a una temperatura de + 8°C durante por lo menos los tres (3) días posteriores al de inyección.
- Deberán adoptarse precauciones especiales para proteger al personal responsable de las operaciones de inyección, exigiéndose la utilización de antiparras para evitar lesiones oculares y demás implementos de protección a tales fines.

8.2.10.7. Medición.

Se medirá por toneladas (t.) de acero colocado.

En la propuesta, el Oferente cotizará la cantidad y calidad de acero de pretensado indicada en el Formulario de Presupuesto de la Oferta.

8.2.10.8. Forma de pago.

Se pagará al precio unitario del ítem “Acero para pretensado, colocado ($\sigma 0.2 = 170 / \sigma r = 190$)”.

Este precio comprende el del acero de alta resistencia, de los anclajes activos y pasivos, de las vainas, de los separadores de los tensores, de las armaduras adicionales no tesas necesarias por efectos localizados de los anclajes, de las ventilaciones y acoplamiento de las vainas, del material de inyección de las vainas con sus aditivos, de los inhibidores de corrosión y todos los materiales necesarios para completar la instalación de los tensores.

También incluirá toda la mano de obra necesaria para el transporte, manipuleo, colocación, tesado (aunque éste se realice en etapas sucesivas), inyección y trabajos de terminación en los anclajes.

8.2.11. Excavación no clasificada, para apertura de cauce.

De acuerdo en todo con la sección B.II “EXCAVACIONES” del PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES, edición 1998 de la D.N.V.

8.2.11.1. Descripción.

La excavación para apertura de cauce y conformación de cono, será evaluada por la Supervisión de Obra en magnitud y alcance, teniendo como base las zonas indicadas en planos en correspondencia con ambos estribos. La tarea incluye el perfilado de dichos taludes.

Los trabajos consisten en retirar el suelo, desmalezar y retirar todo tipo de arbustos, plantas, árboles, raíces y cualquier tipo de objeto en la zona indicada para dar posteriormente un correcto perfilado al talud.

El contratista deberá indicar en el PMA, la gestión que hará de los elementos que se extraigan por esta tarea.

Todas estas actividades deberán realizarse conforme las reglamentaciones aplicables en la Provincia de Corrientes y al Manual Ambiental MEGA 2007.

El contratista deberá indicar en el PMA las actividades que realizará en el cauce del arroyo Iribú Cua, como así también las actividades que realizará para prevenir o mitigar los impactos derivados de las obras en los ecosistemas acuáticos y terrestres debido al desmonte y movimiento de suelos sobre márgenes, movimientos de sedimentos, etc.

8.2.11.2. Medición y forma de pago.

Los puntos B.III 6 y B.III 7 del PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

GENERALES, edición 1998 de la D.N.V. quedan complementados con lo siguiente: se medirá y pagará en metros cúbicos (m³) según el ítem “Excavación no clasificada, para apertura de cauce”. Dicho precio será en compensación total por todo el equipo, mano de obra y materiales utilizados para la realización del ítem de acuerdo a esta especificación y/o a las indicaciones de la Supervisión, y toda otra tarea o elemento necesario para la correcta ejecución del ítem.

8.2.11.3. Terraplén con compactación especial.

Rige lo establecido para en la Sección B.III Terraplenes del Pliego de Especificaciones Técnicas Generales de la Dirección Nacional de Vialidad Edición 1.998.

8.2.12. Paquete estructural para accesos.

8.2.12.1. Descripción.

El paquete estructural para la conformación del empalme entre las losas de aproximación y la calzada existente, se desarrollará en una longitud máxima de 40 m a ambos lados del puente, respetando las pendientes transversales conforme al siguiente paquete estructural.

Rigen las siguientes especificaciones:

- Estabilizado Granular:
Se ejecutará de acuerdo a lo especificado en la Sección C.II, Base ó Sub-Base de Agregado Pétreo y suelo del Pliego de Especificaciones Técnicas Generales de la D.N.V. Ed. 1998, complementado con lo siguiente:
- Concreto asfáltico:
Dicho trabajo que comprenderá la aplicación de un riego de liga y colocación de la carpeta de concreto asfáltico, se ejecutará de acuerdo a lo especificado en la Sección D.VIII Bases y carpetas de mezcla preparadas en caliente.
Pliego de especificaciones Técnicas Generales de la D.N.V. Ed. 1998, complementado con lo siguiente:

I. El apartado D. VIII 2.1 “Agregados” del título D.VIII 2 “Tipos de Materiales a Emplear”, queda complementado con lo siguiente:

Los agregados Pétreos estarán formados por grava zarandeada y agregado triturado.

Los agregados gruesos de trituración intervendrán en la mezcla en una proporción no menor del 70% en peso.

Las exigencias establecidas en el apartado D.1.2.1. Agregados pétreos y suelos, del Títulos D.I.2 MATERIALES de la SECCION DI, se verificarán sobre cada uno de los materiales componentes de la mezcla asfáltica.

Se realizarán ensayos de adherencia árido-ligante sobre el agregado grueso de los acopios según la norma AASHTO T 182 – 84 (MODIF. /93) – Designación ASTM: D1664 – 80.

Si la superficie de los áridos cubiertos de ligante luego de realizado el ensayo fuera inferior al 95% de la superficie total, el Contratista deberá incorporar a la mezcla asfáltica un aditivo amínico mejorador de adherencia, en una cantidad tal que se garantice la cobertura de los áridos con betún en al menos un 95% de la superficie total.

II. El título D.VIII 2.2 “Materiales Bituminosos”, queda complementado con lo siguiente:

El cemento asfáltico a utilizar en la mezcla será Tipo III de penetración 70 – 100.

III. De acuerdo en lo indicado en el apartado D.V.III.2.3.c) los vacíos estarán comprendidos dentro de los límites especificados para carpeta de concreto asfáltico en zonas frías.

IV. El apartado D.VIII.2.3.i) Criterio de Dosificación queda anulado y reemplazado por el siguiente de igual denominación: El contenido de cemento asfáltico a utilizar en la mezcla será como mínimo un 0,2% mayor que el correspondiente al criterio de dosificación indicado en el apartado 9-6-4 de la norma de ensayo VNE 9-86 que establece que el porcentaje de asfalto será el promedio de los contenidos de asfalto correspondientes a la máxima estabilidad y al valor mínimo de la curva de V.A.M. cumpliendo además con los valores límites exigidos para la mezcla precedentemente.

El contenido máximo de ligante asfáltico será el mayor que cumpla con todas las exigencias establecidas para la mezcla.

V. El título D. VIII. 3 construcción queda complementado con lo siguiente:

Los rodillos a utilizar en la compactación de la mezcla asfáltica estarán equipados con elementos que reduzcan la pérdida de calor (polleras). Para evitar la adherencia de los rodillos a la mezcla asfáltica no está permitido utilizar gasoil u otro producto que perjudique la mezcla asfáltica.

Los camiones que transporten la mezcla asfáltica llevarán sus cargas perfectamente cubiertas con una lona.

En caso de utilizarse plantas asfálticas del tipo continuas los agregados pétreos que intervengan en la mezcla serán 95 % triturados.

8.2.12.2. Medición y forma de pago.

Se medirá en metros cuadrados (m²) de paquete estructural realizado, aprobado por la Supervisión, y se pagará al precio unitario establecido para el ítem “Paquete estructural para accesos”, el que comprende el costo de: limpieza de la superficie a recubrir, provisión, transporte, carga y descarga, preparación y mezclado de los materiales que formarán el paquete estructural, su distribución y compactación; provisión y colocación del riego de imprimación y de liga; mano de obra; equipos; herramientas y cualquier otro material o tarea adicional para dejar correctamente ejecutado este ítem.

8.2.13. Demolición de paquete estructural existente y traslado.

8.2.13.1. Descripción.

Serán de aplicación las instrucciones contenidas en el punto A) DEMOLICIONES VARIAS del Pliego de Especificaciones Técnicas de la DNV – Edición 1998, con el

Siguiente agregado:

Esta tarea comprende la demolición, extracción, carga y transporte de calzadas existentes de cualquier tipo, abarcando la totalidad del espesor del paquete estructural existente, y su descarga en los sitios que indique la Inspección dentro de una distancia máxima de 5 km; salvo que uno o más materiales producto de la demolición tengan algún aprovechamiento en la obra principal, los cuales se utilizarán según las previsiones de este proyecto y las instrucciones que al respecto imparta la Inspección.

8.2.13.2. Medición.

Los trabajos descriptos se medirán por metro cuadrado (m²) con una secuencia adecuada que permita obtener suficiente precisión en la longitud a considerar.

8.2.13.3. Forma de pago.

El pago de este ítem “Demolición de paquete estructural existente y traslado”, medido como se indica precedentemente, se efectuará al precio unitario de contrato del mismo, el que comprende el aporte de equipos, mano de obra y traslado de los elementos extraídos a los sitios señalados anteriormente, y toda otra tarea o aporte que resulte imprescindible para retirar la estructura y dejar el sitio en las condiciones indicadas en los perfiles estructurales y/o de acuerdo a las indicaciones que emita la Supervisión y/o Inspección de Obras.

8.2.14. Demolición del puente existente y del desvío.

8.2.14.1. Descripción.

Este trabajo consiste en la demolición y retiro de la alcantarilla existente sobre el Arroyo Santa María; hasta 1,00 m por debajo del fondo del cauce y, una vez construido el nuevo puente y habilitado, la demolición de los terraplenes y pilas del desvío, éstas últimas hasta tres diámetros por debajo del fondo del cauce.

8.2.14.2. Equipo.

Los equipos previstos para la demolición serán propuestos por el Contratista, conjuntamente con la metodología de trabajo correspondiente, veinte (20) días antes de la ejecución de los trabajos, para poder ser analizados y de corresponder serán aprobados por la Supervisión de Obra.

8.2.14.3. Material de demolición.

El producto de la demolición del puente existente y del desvío, será retirado de la zona del cauce y transportado a los lugares que indique la Supervisión de Obra dentro de una distancia de cinco mil (5000) metros.

8.2.14.4. Forma de pago.

La demolición, carga, transporte y descarga del producto de demolición será pagada al precio Global de Contrato establecido para el ítem “Demolición del Puente existente y del Desvío”. El precio cotizado será compensación total por el equipo, mano de obra, materiales y toda otra operación necesaria para realizar el trabajo de acuerdo a esta especificación y/o a las indicaciones de la Supervisión.

8.2.15. Señalamiento vertical.

8.2.15.1. Descripción.

El presente artículo contempla la construcción del señalamiento vertical en las cercanías del puente, aparte del necesario para la totalidad de la obra.

El señalamiento vertical contemplará la ubicación y colocación de todas las señales necesarias de reglamentación, información y prevención hacia los usuarios del camino, con el fin de facilitar el tránsito y evitar peligros.

Las señales serán confeccionadas sobre chapas de acero galvanizado de 2 mm de espesor, revestidas con láminas reflectivas negro opaco con las leyendas que se indiquen en cada caso y deben cumplir con las Normas de la Dirección Nacional de Vialidad.

El nivel de retro reflexión de los materiales deberá ajustarse a los valores determinados en las tablas II y III de la Norma IRAM 3952/84, según sus métodos de ensayos.

El tipo y características de las señales verticales a colocar, responderán a lo indicado en el Anexo L del artículo 22 de la Ley de Tránsito y Seguridad Vial (Ley Nº 24.449, Decreto 779/95). Los colores a utilizar para las placas son: blanco, negro, amarillo, rojo, azul, verde y naranja, conforme a las especificaciones de cada grupo de señales que surgen de la misma Ley y Decreto.

Las señales Kilométricas serán las que se ajustan a las Normas vigentes en la Dirección Nacional de Vialidad. (Señal bandera)

El dorso de las placas y los postes de sostén deberán ser pintados perfectamente, con esmalte sintético brillante color gris azulado que cumpla la Norma IRAM Nº 1054.

La parte de los postes que queda bajo tierra será protegida con un recubrimiento de brea.

Las señales deberán quedar limpias, libres de tierra, polvo, grasitud, etc., para lo cual se efectuará su limpieza en forma cuidadosa, a fin de que no se produzcan deterioros en la superficie de la lámina reflectiva, no pudiendo usarse ningún tipo de abrasivos.

8.2.15.2. Medición.

El señalamiento vertical se medirá por metro cuadrado (m²) de placa colocada.

8.2.15.3. Forma de pago.

El señalamiento vertical se pagará al precio unitario de contrato establecido para el ítem “Señalización Vertical completa colocada” y el mismo será compensación total por la provisión de la placas, postes de sostén, papel reflectante, bulones y abrazaderas de sujeción, pintura y todo otro material necesario para la elaboración de la señalización; la carga, transporte, descarga y acopio de dichos materiales; como así también las excavaciones, mano de obra, equipos, herramientas y todo otro trabajo necesario para dejar colocados los nuevos carteles en su posición definitiva.

8.2.16. Señalamiento horizontal.

8.2.16.1. Descripción.

El presente artículo contempla la construcción del señalamiento horizontal en el tablero del puente, aparte del necesario para la totalidad de la obra.

Este ítem consiste en la ejecución de la demarcación horizontal en todo el tablero del puente, accesos y camino incluidos en la obra.

Estos trabajos deberán incluir los planos generales y de detalle con las especificaciones técnicas de la señalización horizontal a realizar

El proyecto y los trabajos deberán responder en un todo a las Normas y Especificaciones de la Dirección Nacional de Vialidad (Subgerencia de Mantenimiento y Equipos – División Señalamiento). Se indicará la ubicación, tipo y disposición de la señalización horizontal indicada a los fines de su aprobación por dicha área competente de la DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD.

8.2.16.2. Medición y forma de pago.

La Señalización horizontal será medida y pagada por metro cuadrado (m²), al precio unitario de contrato estipulado para el ítem “Señalización horizontal completa colocada” que será compensación total por la provisión, transporte y colocación de todos los materiales, y por todo equipo, herramientas, mano de obra, y trabajos adicionales necesarios para la correcta terminación del ítem de acuerdo con los planos y las especificaciones.

8.2.17. Baranda metálica cincada para defensa vehicular en accesos s/ plano H-10237.

Rige para este caso, en general, lo establecido en la Sección F.I del Pliego de Especificaciones Técnicas Generales – Edición 1998.

8.2.17.1. Descripción.

Consiste en la provisión y colocación de barandas metálicas cincada de defensa, según plano H-10237, en ambos costados de los accesos a los puentes, con su transición según lo indicado en el Plano Tipo "Transición defensa de Hormigón Flex Beam".

8.2.17.2. Material.

8.2.17.2.1. Postes de fijación metálicos.

Serán del tipo pesado, conformados en frío, irán fijados con hormigón tipo E, como muestra el plano tipo.

8.2.17.2.2. Lamina reflectante.

Se colocará como indica el plano tipo.

8.2.17.3. Medición y forma de pago.

Rige lo especificado en F.I.VII y F.I.VIII.

8.2.18. Traslado y montaje de vigas premoldeadas.

8.2.18.1. Descripción.

Los trabajos consisten en el montaje de las vigas premoldeadas de hormigón pretensado en su ubicación definitiva en la Obra, incluyendo el transporte desde los lugares de prefabricación aprobados por la Supervisión.

8.2.18.2. Equipo.

El equipo, herramientas y demás implementos usados en el montaje deberán ser los adecuados para tal fin, previa aprobación por la Supervisión y deberá poseer una capacidad de trabajo que permita completar la tarea dentro del plazo contractual estipulado.

8.2.18.3. Operación de montaje.

El Contratista someterá a la aprobación de la Supervisión, los procedimientos de transporte y puesta en obra que se propone emplear. La Supervisión exigirá el cumplimiento de las normas vigentes de la Dirección Nacional de Vialidad, relativas a las cargas máximas admisibles por eje de los vehículos a emplear en el transporte, cuando ese afecte pavimentos existentes de caminos públicos. Cuando no se prevea transitar por dichos pavimentos, pero se afecten obras de arte existentes, el Contratista deberá presentar la verificación pertinente, teniendo en cuenta la carga transmitida por los equipos a emplear. El Contratista deberá someter a la aprobación de la Supervisión la memoria demostrativa de que, durante el transporte y montaje de las vigas, de acuerdo a los métodos propuestos, no se sobrepasan las tensiones admisibles fijadas por los reglamentos CIRSOC vigentes.

El manejo durante el almacenaje y montaje de los miembros pre comprimidos premoldeados deberá hacerse con extremo cuidado para evitar impactos o distorsiones que puedan derivar en la rotura o daño de los mismos.

El Contratista será responsable de cualquier daño y deberá reponer las vigas dañadas a su propio costo.

Para el izado de las vigas el Contratista deberá definir, entre otras cosas, los caños camisas, los pasadores y la armadura adicional que debe incorporarse a la viga en los puntos de suspensión, de acuerdo al sistema de montaje adoptado. En caso de trabajarse con una sola grúa y eslinga directa, debe indicarse la longitud mínima de las eslingas, para evitar problemas de estabilidad en el cordón superior de la viga (generalmente no se aceptan ángulos menores de 45° entre eslinga y eje de pieza)

El Contratista detallará la solución a adoptar y la someterá a la aprobación de la Supervisión.

La aprobación del método de transporte y montaje no eximirá al Contratista de su responsabilidad ante cualquier viga dañada y de su eventual reemplazo si la Supervisión lo indicase, todo ello a cargo del Contratista.

8.2.18.4. Medición y forma de pago.

Se medirá por unidad de viga transportada y colocada en su ubicación final y sobre sus apoyos definitivos, de acuerdo al proyecto, y aprobada por la Supervisión.

El precio unitario fijado en el Contrato para el ítem “Traslado y montaje de vigas premoldeadas”, será compensación total por todos los trabajos necesarios para el transporte y montaje en obra de todas las vigas premoldeadas, los apuntalamientos y arrostramientos provisionales, uso de terraplenes de avance, pontones, grúas, etc., que pudiesen resultar necesarios, incluidos los materiales, mano de obra, prestación de equipos, transportes, combustibles y lubricantes, etc, necesarios para la correcta y completa ejecución de las tareas.

8.2.19. Desvío y mantenimiento del tránsito.

8.2.19.1. Descripción.

La conservación y/o mantenimiento, señalización y todas las tareas y obligaciones vinculadas a dar transitabilidad vehicular y peatonal, por el desvío, y la seguridad vial en el tramo de obras, serán por exclusiva cuenta y cargo de la Contratista.

La obra se ejecutará sin corte del tránsito vehicular. El desvío asimismo contemplará señalización tanto diurna como nocturna, la que debe mantenerse en buenas condiciones. Lo hasta aquí expuesto es condición necesaria para emitir la certificación correspondiente al presente ítem.

El mantenimiento del tránsito vehicular y peatonal deberá responder a las características técnicas que hagan posible el paso controlado de los vehículos en cualquier tiempo y circunstancia y que permitan la realización de las tareas previstas, debiendo reunir las condiciones de continuidad y seguridad necesarias.

El Contratista dispondrá, de todos los equipos y personal, que le permitan hacer las restricciones al tránsito peatonal, vehicular que se requieran (corte parcial de carriles y/o veredas, estrechamientos de calzada, etc.), de manera de poder ejecutar las tareas de obra, sin que ello afecte el tránsito, fluido y continuo, en todo momento, ni dañen de ningún modo al tránsito vehicular y/o peatonal.

Con una anticipación mínima de quince (15) días hábiles a la iniciación de las obras, el Contratista deberá presentar a la Supervisión un plan de mantenimiento de tránsito vehicular y peatonal que resulte coherente con el plan de trabajos a ejecutar.

No podrá iniciar ningún trabajo, hasta tanto dicho plan no cuente con la aprobación por escrito de la Supervisión de obra.

El Contratista está obligado a mantener permanentemente señalado cualquier peligro o dificultad en el tránsito. Para ello rige plenamente lo especificado en la sección L.XIX. “Señalamiento de obra en Construcción” del Pliego de Especificaciones Técnicas Generales”, Edición 1998 de la Dirección Nacional de Vialidad y Norma IRAM 3963.

El Contratista deberá asimismo disponer en el desvío en forma permanente durante las etapas constructivas, de “Hombres Bandera” durante las 24 hs. del día, y de un grupo electrógeno adecuado, también en forma permanente, ya que la zona no dispone de energía eléctrica.

El Contratista deberá mantener en buenas condiciones la Capa de Rodamiento del desvío, de la cual se deberá hacer la conservación cada tres meses.

Eventuales caminos de obra serán retirados una vez finalizadas las obras y se restituirán las condiciones naturales del lugar previo a las obras de acuerdo a las instrucciones de la Inspección de Obras de la DNV y cumplimentando en un todo los aspectos ambientales indicados en el Plan de Manejo Ambiental.

8.2.19.2. Equipo.

Todos los equipos a utilizar para la realización de los trabajos serán propuestos por el Contratista y serán previamente aprobados por la Supervisión, debiendo ser conservados cuidadosamente hasta finalizadas las obras.

8.2.19.3. Medición y forma de pago.

Las tareas se medirán en forma global (Gl.), y se pagarán por el ítem “Desvío y Mantenimiento de Tránsito”, que será compensación total por la provisión, transporte y colocación de todos los materiales, equipos, herramientas, mano de obra, y trabajos necesarios para el correcto mantenimiento y conservación del desvío y todo otro trabajo que fuera necesario para la correcta ejecución del presente ítem de acuerdo con los planos, normas y las especificaciones de la DNV y la legislación vigente.

8.2.20. Provisión de movilidad para el personal de supervisión.

8.2.20.1. Descripción.

El Contratista deberá suministrar para la movilidad de la Supervisión, a partir de los (QUINCE) 15 días corridos posteriores a la firma de Contrato y hasta los NOVENTA (90) días corridos posteriores al vencimiento del plazo contractual o su ampliación si la hubiere, las siguientes unidades vehiculares:

Una (1) unidad automotora cero kilómetros, con capacidad mínima para cuatro personas, aparte de la suministrada para uso de laboratorio, prevista en la Sección K-1 del Pliego de Especificaciones Técnicas Generales (Edición 1998).

Deberán ser de tipo utilitario, cabina doble, color blanco, equipo con motor diesel de 3,2 litros, inyección directa, turbo, TD intercooler, Potencia 180 CV, con aire acondicionado, intercambiador de calor, tracción 4x4, con acople automático PVH. Caja de cinco velocidades con sobre marcha, llantas de disco de acero estampado 16", neumáticos P245/70 R16, asiento enterizo delantero con apoya cabezas incorporados, frenos a disco ventilado delanteros y ABS trasero con indicador luminoso, Airbag, Aire Acondicionado, Radio AM/FM, con reproductor de CD, con dos parlantes, reloj incorporado y tacómetro.

Todas las movilidades deberán estar equipadas con los siguientes elementos: botiquín, barra remolque, matafuego o extinguidor de incendio, juego de balizas, caja con las herramientas necesarias para el normal mantenimiento, etc., y demás elementos exigidos por la Ley de Tránsito Nacional Nº 24.449 y su Decreto Reglamentario Nº 779/95.

Las unidades deberán ser mantenidas en condiciones de funcionamiento durante todo el plazo estipulado en el primer párrafo, estando a cargo del Contratista los gastos de mantenimiento, patente y seguros obligatorios, con cobertura a personas y bienes

transportados, impuestos y todo otro gasto que el uso de las movilidades demande, tales como combustibles, reparaciones y repuestos, etc.

Transcurridos QUINCE (15) días corridos desde el momento en que el Contratista debía proceder al suministro de las movilidades, sin que esto fuera cumplimentado total o parcialmente de acuerdo a lo especificado, independientemente de lo previsto en MULTA POR INCUMPLIMIENTO, la Supervisión alquilará las movilidades no suministradas, descontándose las semanas correspondientes mediante la ejecución de la parte proporcional de la Garantía.

8.2.20.2. Medición y forma de pago.

El ítem “Provisión de movilidad para el personal de supervisión”, se medirá y pagará a través de los siguientes subítems.

Cuota Fija: Se medirá y pagará por MES y será compensación total por amortización, intereses, seguros y patente de la unidad y todo otro gasto fijo.

Adicional por Km: Se medirá y pagará por Kilómetro recorrido en el mes por la unidad, en compensación total de las reparaciones y repuestos y por el consumo de combustibles, lubricantes, cámaras, cubiertas, etc. El Control del Kilometraje se efectuará por medio del cuentakilómetros (odómetro), el que deberá funcionar mantenerse ajustado en forma correcta.

8.2.20.3. Multa por incumplimiento.

La falta de cumplimiento de estas disposiciones, aunque sea en forma parcial, dará lugar a la aplicación de una multa no reintegrable equivalente en pesos unidades de multa a 4 (cuatro) unidades por día, siendo la conversión correspondiente 100 litros de gas oil = 1 unidad de multa por vehículo y por cada día o jornada de trabajo que no pueda contarse con las movilidades especificadas.

8.2.20.3.1. Obligación de identificar las movilidades para el personal de supervisión.

Todas las movilidades que fueran afectadas al uso del personal de la Supervisión, deberán llevar inscriptas en lugar perfectamente visible, en ambas puertas delanteras una leyenda que las identifique, con la designación de la obra, en la que presta servicio en forma concisa. Cada una de las letras estará inscripta en un rectángulo de 7 (siete) centímetros por 5 (cinco) centímetros, con un espesor de trazado de 0,50 centímetros.

AL SERVICIO DE VIALIDAD NACIONAL SUPERVISIÓN DE OBRA

OBRA: RUTA NACIONAL Nº 12 - PUENTES SOBRE EL Aº IRIBÚ CUA PROVINCIA DE CORRIENTES.

8.2.21. Provisión de vivienda para el personal de la supervisión.

8.2.21.1. Descripción.

El Contratista de esta obra queda obligado a construir o alquilar una vivienda para el uso exclusivo del Ingeniero y para el personal del Ente Contratante, ubicada dentro de la zona de la obra.

La vivienda deberá constar de tres (3) dormitorios, baño, cocina y comedor desarrollado en una superficie mínima de noventa (90) metros cuadrados. La altura mínima de los ambientes será de 2,80 metros. La superficie útil de puertas y ventanas será 1/8 de la superficie de cada ambiente. La tercera parte de la superficie de puertas y ventanas deberá proveer ventilación.

El baño y la cocina deberán contar con las instalaciones completas, además el Encargado del Proyecto proveerá la cantidad de mesas, sillas y todo otro mueble o elementos necesarios.

En todos los casos, el Contratista someterá a la aprobación de la Supervisión los locales que ofrece, debiendo atender las observaciones que ésta le haga respecto a su capacidad, ubicación y condiciones generales.

La vivienda con las instalaciones y el mobiliario completo será entregada por el Contratista al Ingeniero, a partir de los QUINCE (15) días corridos posteriores a la firma del Contrato y estará afectada hasta los NOVENTA (90) días corridos posteriores al vencimiento del plazo contractual o su ampliación si la hubiere.

Transcurrido UN (1) MES desde el momento en que Contratista debía proceder al suministro de la vivienda, sin que esto fuera cumplimentado satisfactoriamente de acuerdo a lo especificado, independientemente de lo previsto en MULTA POR INCUMPLIMIENTO, el Ingeniero alquilará o construirá la vivienda, descontándose las sumas correspondientes mediante la ejecución de la parte proporcional de la Garantía.

8.2.21.2. Multa por incumplimiento.

La falta de cumplimiento de estas disposiciones, aunque sea en forma parcial, dará lugar a la aplicación de una multa equivalente al costo de 300 lts de GasOil, por cada día de trabajo que no se pueda contar con la vivienda.

La aplicación de estas multas se registrará por lo establecido en el Capítulo PENALIDADES.

8.2.21.3. Mantenimiento.

Durante el período de afectación señalado en DESCRIPCIÓN, la vivienda deberá ser mantenida en perfectas condiciones por el Contratista, quien se hará cargo de todos los gastos que ello implique, como así también los correspondientes a impuestos y servicios.

8.2.21.4. Medición.

Se medirá en MESES, correspondiente al tiempo que duren las Obras, incluyendo hasta el plazo de la recepción provisional de éstas.

8.2.21.5. Forma de pago.

Se pagará al precio de contrato establecido para el ítem “Provisión de vivienda para el personal de Supervisión”, que comprende: el costo los gastos que demande su construcción o alquiler, su instalación, conservación y limpieza durante el tiempo establecido por la Supervisión o hasta la recepción provisional de la obra, como así también el apartamiento de la misma o la demolición y el retiro de los materiales que la integran, si así correspondiera.

8.2.22. Movilización de obra, disponibilidad de equipos, obrador y campamentos del contratista.

8.2.22.1. Descripción.

El Contratista suministrará todos los medios de locomoción y transportará su equipo, repuestos, materiales no incorporados a la obra, etc., al lugar de la construcción y adoptará todas las medidas necesarias a fin de comenzar la ejecución de los distintos ítems de las obras dentro de los plazos previstos, incluso la instalación de los campamentos necesarios para sus operaciones.

8.2.22.2. Terrenos para obradores.

Será por cuenta exclusiva del Contratista el pago de los derechos de arrendamiento de los terrenos necesarios para la instalación de los obradores.

8.2.22.3. Oficinas y campamentos del contratista.

El Contratista construirá o instalará las oficinas y los campamentos que necesite para la ejecución de la obra, debiendo ajustarse a las disposiciones vigentes sobre alojamiento del personal obrero y deberá mantenerlos en condiciones higiénicas.

La aceptación por parte de la REPARTICION de las instalaciones, correspondientes al campamento precitado, no exime al Contratista de la obligación de ampliarlo o modificarlo de acuerdo con las necesidades reales de la obra durante su proceso de ejecución.

8.2.22.4. Equipos.

El Contratista notificará por escrito que el equipo se encuentra en condiciones de ser inspeccionado, reservándose la REPARTICION el derecho de aprobarlo si lo encuentra satisfactorio.

Cualquier tipo de planta o equipo inadecuado o inoperable que en opinión de VIALIDAD NACIONAL no llene los requisitos y las condiciones mínimas para la ejecución normal de los trabajos, será rechazado, debiendo el Contratista reemplazarlo o ponerlo en condiciones, no permitiendo la Supervisión la prosecución de los trabajos hasta que el Contratista haya dado cumplimiento a lo estipulado precedentemente.

La inspección y aprobación del equipo por parte de VIALIDAD NACIONAL no exime al Contratista de su responsabilidad de proveer y mantener el equipo, plantas y demás elementos en buen estado de conservación, a fin de que las obras puedan ser finalizadas dentro del plazo estipulado.

El Contratista deberá hacer todos los arreglos y transportar el equipo y demás elementos necesarios al lugar del trabajo con la suficiente antelación al comienzo de cualquier operación, a fin de asegurar la conclusión del mismo dentro del plazo fijado.

El Contratista deberá mantener controles y archivos apropiados para el registro de maquinaria, equipo, herramientas, materiales, enseres, etc. los que estarán en cualquier momento a disposición de la DIRECCION DE VIALIDAD NACIONAL.

El incumplimiento por parte del Contratista de la provisión de los elementos citados, en lo que se refiere a las fechas propuestas por él, dará derecho a la REPARTICION a aplicar el Art. 50, Inciso b) de la Ley 13064 con las consecuencias previstas en el Art. "PENALIDADES POR MORA EN LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS".

8.2.22.5. Forma de pago.

La oferta deberá incluir un precio global por el ítem "Movilización de Obra" que no excederá del DOS POR CIENTO (2 %) del monto de la misma, (determinado por el monto de la totalidad de los ítems con la exclusión de dicho ítem) que incluirá la compensación total por la mano de obra; herramientas, equipos, materiales, transportes e imprevistos, necesarios para efectuar la movilización del equipo y personal del Contratista; construir sus campamentos, provisión de viviendas, oficinas y movilidades para el personal de Supervisión; suministro de equipos de laboratorio y topografía y todos los trabajos e instalaciones necesarias para asegurar la correcta ejecución de la obra de conformidad con el contrato.

El pago se fraccionará de la siguiente manera:

- Para cualquier tipo de obra.

Un tercio: Se abonará solamente cuando el Contratista haya completado los campamentos de la empresa y presente evidencias de contar, a juicio exclusivo de la Supervisión, con suficiente personal residente en la obra para llevar a cabo la iniciación de la misma y haya cumplido, además con los suministros de movilidad, oficinas, viviendas y equipos de laboratorio y topografía, para la Supervisión de Obra, y a satisfacción de ésta.

- Para obras básicas, pavimento y/o puentes.

Un tercio: Se abonará cuando el Contratista disponga en obra de todo el equipo que a juicio exclusivo de la Supervisión resulta necesario para la ejecución del movimiento de suelo y obras de arte menores y/o infraestructura, en el caso de puentes.

El tercio restante: Se abonará cuando el Contratista disponga en obra, todo el equipo que a juicio exclusivo de la Supervisión resulta necesario para la ejecución de bases y calzadas de rodamiento y/o superestructura, en el caso de puentes y todo el equipo requerido o indispensable para finalizar la totalidad de los trabajos.

- Para obras de Repavimentación.

Los dos tercios restantes: Se abonarán cuando el Contratista disponga en obra de todo el equipo necesario, a juicio exclusivo de la Supervisión, para la ejecución según corresponda, del movimiento de suelos, obras de arte menores, bases y calzadas de rodamiento.

8.2.23. Defensa de hormigón armado, incluido pintado, excluida la armadura y colocada.

8.2.23.1. Descripción.

La defensa de hormigón proyectada en el puente responderá en sus características, formas y dimensiones a lo indicado en los Planos del Proyecto y observaciones puntuales de la inspección.

En su construcción se empleará hormigón clase H – 21 y acero de $\sigma_f = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, que responderán en un todo a las especificaciones correspondientes que forman parte de la presente documentación.

El espesor mínimo o la cantidad de manos a aplicar dependerá del producto a aplicar y las recomendaciones del fabricante, con el objetivo de lograr una adecuada y duradera terminación.

El color de la pintura será blanco o el que indique la Supervisión de obra La terminación será mate.

8.2.23.2. Medición.

La obra ejecutada se medirá por metro cúbico (m^3) de defensa terminada.

8.2.23.3. Forma de pago.

La defensa se pagará al precio unitario de contrato establecido en el sub ítem "Defensa de hormigón" correspondiente al ítem **"Hormigón de piedra armado H-21, excluida la armadura"**. Dicho precio unitario será compensación total por la provisión, transporte, preparación y colocación de todos los materiales – excluido el acero – curado del hormigón, pintado; mano de obra, equipo; herramientas y todo otro trabajo adicional necesario para la correcta terminación del ítem de acuerdo con los planos y las especificaciones.

8.2.24. Cemento portland de alta resistencia a los sulfatos.

8.2.24.1. Descripción.

Este artículo se refiere al empleo y a la elaboración del hormigón de Cemento Pórtland Altamente Resistente a los Sulfatos, el que deberá cumplir con las exigencias establecidas en la Norma IRAM 1669.

TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN EN CONTACTO CON EL SUELO DEBERÁN CONSTRUIRSE CON ESTE TIPO DE CEMENTO (PILOTES, VIGAS DE FUNDACIÓN, PAREDES DE ESTRIBOS EN CONTACTO CON EL SUELO, COLUMNAS EN CONTACTO CON EL SUELO.

8.2.24.2. Estacionamiento.

Para autorizar el empleo del cemento, será indispensable un estacionamiento mínimo de un mes en la fábrica, a cuyo efecto el Contratista deberá probar a la Supervisión tal requisito.

8.2.24.3. Almacenaje.

- Si fuese necesario almacenar el cemento en la obra, el Contratista deberá hacerlo en galpón o recinto cerrado, bien protegido de la humedad o intemperie. Las bolsas o barricas se apilarán en capas, sobre un piso de tablas o similar dispuesto a un nivel superior de 0,20 m. como mínimo al nivel del suelo, y los lados de las pilas deberán quedar separadas 0,30 m. por lo menos de las paredes del galpón o recinto cerrado.
- Si no hubiera comodidad para almacenar el cemento en local cerrado y la importancia de la obra o la cantidad del cemento a almacenar no justificase, a juicio exclusivo de la Supervisión, la construcción de un galpón, el Contratista podrá utilizar lonas impermeables para cubrir las pilas acopiadas, debiéndose apoyar estas sobre un piso análogo al descrito anteriormente.
- El cemento procedente de distintas fábricas, o sea de marcas diferentes, se apilará separadamente. El almacenaje en tal caso deberá hacerse en forma de que el acceso sea fácil para inspeccionar e identificar las distintas marcas acopiadas.

8.2.24.4. Forma de pago.

El Cemento Portland Altamente Resistente a los Sulfatos, recibirá pago en los ítems correspondientes.

8.2.25. Conservación de las obras.

8.2.25.1. Durante el proceso constructivo.

Durante el proceso constructivo, el Contratista librará al servicio público todos los tramos terminados, los que deberán ser conservados por su exclusiva cuenta, de acuerdo con las disposiciones que se detallan, para el plazo de garantía y hasta que finalice el mismo. -

8.2.25.2. Durante el perdido de garantía.

La conservación de las obras se hará en forma permanente y sistemática por cuenta exclusiva del Contratista, durante el plazo de garantía establecido en la Sección 3B - CONDICIONES PARTICULARES DEL CONTRATO.

Los trabajos consistirán en mantener en buen estado las flechas y perfiles de abovedamientos, terraplenes y desmontes, reponiendo los materiales necesarios para restablecer las cotas del proyecto. Asimismo, se rellenarán y repararán las huellas, pozos, baches y otros desperfectos, tanto en la calzada como en las banquetas y taludes, en la forma prevista en las Especificaciones Técnicas que integran el proyecto.

Además, se mantendrá la pendiente adecuada de los desagües, limpiando los embanques y taludes, ejecutando todos los trabajos accesorios tendientes a perfeccionar el sistema de drenaje del camino.

En las calzadas afirmadas, se ejecutarán los retoques y reparaciones, en todas aquellas partes donde sean necesarias, de acuerdo con las especificaciones de contrato y la técnica que corresponda al tipo de afirmado y lo que en cada caso disponga la Supervisión.

La conservación de las obras de arte mayores (puentes) comprenderá la reparación inmediata de todos los desperfectos que aparecieran durante el plazo de conservación, por vicios de construcción o cualquier otra causa imputable o no al Contratista, que no constituya un caso fortuito o de fuerza mayor. En este caso corresponderá al Contratista demostrar tal carácter, salvo que se tratará de siniestros de pública notoriedad.

Las reparaciones se harán utilizando la misma clase de materiales de la construcción, en las mismas proporciones y siguiendo las instrucciones que dicte la Supervisión de Obra.

En todo momento, durante el período de conservación, las obras de arte tendrán sus partes vitales, sus barandas, guardarruedas, calzadas y arriostramientos en las mismas condiciones de integridad y de pintura que en el momento de la recepción.

8.2.25.3. Plazo.

El plazo establecido para la conservación de la Obra por parte del Contratista, en las condiciones estipuladas en el presente, empezará a contarse desde la fecha de la Recepción Total Provisoria, aún en el caso en que las obras fueran parcialmente libradas al tránsito antes de la fecha de terminación total.

A la terminación de ese plazo de conservación, se labrará un acta para dejar establecido que el Contratista ha dado cumplimiento a sus obligaciones en esta materia.

8.2.25.4. Reparación de fallas.

Cuando en las obras se produzcan desperfectos que, por su naturaleza o magnitud pueden constituir un peligro para el tránsito, el Contratista tomará las providencias necesarias para reparar de inmediato dichas fallas. A este efecto, proveerá oportunamente el personal, equipo y materiales que requiera la ejecución de esos trabajos.

Desde el momento en que haya sido localizada la falla, de índole apuntada, el Contratista deberá colocar señales adecuadas de prevención, con el objeto de advertir al tránsito la existencia de esos lugares de peligro. -

8.2.25.5. Medición y forma de pago.

Los trabajos de conservación a que se refiere esta especificación no recibirán pago directo alguno, debiendo el Contratista contemplarlos a través de los Gastos Generales y/o los ítems del Contrato, con excepción de los casos en que su pago esté previsto por cláusulas complementarias.

8.2.25.6. Equipos para la obras.

Para la ejecución de la presente obra el Contratista deberá presentar el Listado de Equipos y Maquinarias a utilizar en la presente Obra, con sus características, antigüedad y detalles técnicos, de manera que resulten apropiados, eficientes, eficaces y suficientes para la realización de todos y cada uno de los trabajos de la presente Obra en tiempo y forma.

Todos los equipos deberán cumplir acabadamente con el objetivo de su función, pudiendo de contrario exigir la Supervisión de Obra su reemplazo por otros más adecuados en cualquier etapa de la Obra. El plazo de Obra no deberá resentirse como consecuencia del recambio y/o reparación de cualquiera de los equipos que se utilicen en la misma.

Estos equipos deberán estar disponibles, instalados y en perfecto estado de funcionamiento en obra con una antelación adecuada para la realización de las tareas de acuerdo a la Programación de Obra aprobada.

8.2.26. Interferencias.

8.2.26.1. Generalidades.

Antes de iniciar trabajos de excavación, voladura, perforado, construcción de túneles, relleno, remoción de estructuras sobre el terreno, y toda otra operación de movimiento de suelo, necesaria para la ejecución de la obra del puente, el Contratista deberá solicitar un detalle de la red de servicios públicos a las empresas proveedoras de los mismos (gas, agua, electricidad, etc.).

Es exclusiva responsabilidad del Contratista la protección de los servicios existentes en la zona de camino, para lo cual procederá a su detección precisa, realizando, si es necesario, la ejecución de cateos (en caso de tendidos subterráneos) en presencia de representantes del Ente mencionado y de acuerdo a sus instrucciones.

Deberá establecer medidas de seguridad para evitar o prevenir daños al efectuar los trabajos de obra, cumpliendo las exigencias que establezca cada una de las empresas proveedoras de servicios o la Supervisión. Dichas tareas serán por cuenta del Contratista.

8.2.26.2. Medición y forma de pago.

El presente ítem no recibirá pago alguno.

8.2.27. Investigación de pilotes por métodos no destructivos (método sínico).

8.2.27.1. Propósito.

La investigación tiene por objeto: a) Medir la longitud del elemento; b) Controlar la integridad estructural del pilote (o elementos similares de fundación); c) Determinar la posición y magnitud de las eventuales secciones defectuosas, fisuras y anomalías.

8.2.27.2. Elementos a ensayar.

Se ensayará la totalidad de los pilotes de la obra.

Los elementos ensayados deberán ser identificados de acuerdo con su posición y descriptos en sus características geométricas y materiales.

Los ensayos deberán ejecutarse antes de construirse las estructuras de vinculación o arriostramiento.

8.2.27.3. Características del ensayo.

El ensayo será del tipo “no destructivo”, es decir que la ejecución del ensayo no afectará la capacidad del elemento de fundación para transmitir cargas ni afectará su estructura.

Se utilizará la técnica eco-sónica (ensayo de integridad por método sónico), que consiste en la aplicación de una onda de baja deformación en la cabeza del elemento a ensayar.

La onda puede ser generada por medio de un golpe y se transmitirá a través del material reflejándose en los puntos o secciones con discontinuidad. Las señales respectivas serán adecuadamente registradas o interpretadas y brindarán la información sobre eventuales anomalías de elementos de fundación.

8.2.27.4. Informe técnico.

El informe contendrá la descripción general del programa de ensayos realizados, la identificación de los elementos, diagramas gráficos, fotográficos y la interpretación de los resultados con sus correspondientes recomendaciones. Asimismo, en la presentación del informe técnico como mínimo se debe incluir la siguiente información.

- Cotas de apoyo del acelerómetro en cada pilote ensayado, que deben estar correlacionadas con las cotas de proyecto.
- Las cotas de fundación aprobadas a la Contratista por parte del Comitente.
- En función de lo anteriormente expuesto y del ensayo propiamente dicho se debe determinar, con el grado de exactitud que el procedimiento tiene, la longitud real del pilote construido.
- Gráficos (planta, vistas y cortes) de los pilotes ensayados, con identificación de los mismos.
- Se debe indicar para cada pilote las velocidades de propagación de las ondas de compresión en el hormigón.
- Se deben indicar, magnificar y graficar en un esquema para cada pilote la siguiente información: a) Aquellos sectores de los pilotes que presenten reducciones regulares de sección en su fuste determinando entre que cotas del pilote ocurre esta situación; b) Aquellos sectores de los pilotes que presenten reducciones puntuales en el fuste determinando en que cotas del pilote ocurre esta situación; c) Las reducciones de sección de punta.
- En sus conclusiones deben señalar: a) La calidad de conformación del material del pilote; b) La continuidad e integridad estructural del fuste; c) La posición y magnitud de las eventuales secciones defectuosas, fisuras y anomalías; d) Indicar que pilotes no presentan ningún tipo de anomalía y por lo tanto son totalmente aptos para cumplir con su función, que pilotes a pesar de presentar algunas de las anomalías que pueden ser detectadas a través de este ensayo siguen siendo aptos y con que grado de seguridad deben ser considerados para la función que fueron proyectados y que pilotes deben ser verificados por medio de estudios de otro tipo, indicando cuales pueden ser estas pruebas adicionales antes de proceder a rechazarlos.

8.2.27.5. Forma de pago.

Los ensayos no recibirán pago directo y su costo se encuentra incluido en el precio unitario del ítem correspondiente a los pilotes y comprende la provisión de los equipos y elementos auxiliares, su transporte, la fuente de energía, los informes técnicos y todas las tareas necesarias para la realización de los ensayos de acuerdo con la presente especificación.

8.2.28. Letreros de obra.

El Contratista deberá proveer y colocar, dentro de los primeros QUINCE (15) días de la fecha de firma del Acta de Replanteo, DOS (2) letreros de 4,50 m. de largo por 3,00 m. de alto, ubicados estratégicamente según indicaciones de la Supervisión.

La provisión, colocación, conservación y todo otro gasto originado por este concepto, estará a cargo exclusivo de la Contratista, y su costo se encontrará incluido en el ítem "Movilización de Obra". El diseño de dicho/s cartel/es responderá al que se adjunta como modelo.

El punto G) del título Especificaciones Técnicas Generales del Pliego de Especificaciones Técnicas Generales - Edición 1998 - "Colocación de los letreros en la obra y en los vehículos y máquinas del Contratista, Señales de seguridad", queda complementado con lo siguiente:

Los carteles "Despacio obreros trabajando" y "Camino en construcción - Despacio- Desvío" tendrán los colores utilizados para la señalización vertical y en base a láminas reflectantes, material empleado para dicha señalización.

El contratista procederá de acuerdo con las instrucciones que al respecto imparta la Supervisión para que los carteles citados cumplan con las condiciones establecidas precedentemente.

Asimismo, todas las instalaciones y maquinarias viales presentes en el camino, usadas por el Contratista, deberán tener en lugar visible y con tamaño de letras claramente visibles, la leyenda: "CONSTRUYE VIALIDAD NACIONAL".

8.2.29. Limpieza de obra

8.2.29.1. Descripción.

Una vez terminados los trabajos y antes de la "Recepción Provisional", el Contratista está obligado a retirar del ámbito de la obra todos los sobrantes y desechos de materiales, cualquier sea su especie, como asimismo a ejecutar el desarme y retiro de todas las construcciones provisorias, andamios, cerramientos, etc. utilizados para la ejecución de los trabajos.

La Inspección de Obra exigirá el estricto cumplimiento de esta cláusula y no extenderá el Acta de Recepción Provisoria, si a su juicio, no se ha dado debido cumplimiento a la presente disposición.

8.2.29.2. Forma de pago.

Las tareas que forman parte de la presente especificación “Limpieza Final de Obra”, no recibirá pago alguno bajo ningún concepto.

8.2.30. Losa de aproximación.

8.2.30.1. Descripción.

Las losas de aproximación de hormigón armado para acceso al puente se construirán de acuerdo con los detalles, formas y dimensiones indicadas en el plano respectivo y el hormigón se ejecutará en conformidad con las prescripciones indicadas en la Sección H-II "Hormigones de cemento portland para obras de arte" del PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES, Edición 1998 de la D.N.V.

8.2.30.2. Medición.

Se medirán en metros cúbicos de hormigón de losas de aproximación terminada, aprobada por la Supervisión.

8.2.30.3. Forma de pago.

Las losas de aproximación medidas en la forma indicada se pagarán al precio unitario de contrato establecido para el ítem “Hormigón de piedra clase H-21, excluida la armadura para losa de aproximación”. Dicho precio unitario comprende: la provisión, transporte, preparación y colocación de todos los materiales, excluido el acero especial en barras, conformación de banquetas en caso necesario, alisado y pintado de la superficie apoyo de la losa en la ménsula, mano de obra, equipos, herramientas y todas las operaciones adicionales requeridas para dejar terminadas las losas de aproximación de acuerdo con los planos, esta especificación y las órdenes que imparta la Supervisión de obra.

El acero especial en barras para la armadura se pagará aparte al precio unitario de contrato establecido para el ítem respectivo.

8.2.31. Presentación por parte del contratista de planos conforme a obra.

Una vez concluida la obra del puente, y hasta 5 (cinco) días hábiles antes de la presentación del PROTOCOLO DE PRUEBA DE CARGA DEL PUENTE, El Contratista deberá presentar a la Inspección de Obra dos juegos completos de PLANOS CONFORME A OBRA, un juego deberá remitirse a la Subgerencia de Puentes y Obras de Arte de la DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD, y el otro juego se entregará en la oficina Sigma Puentes del Distrito Jurisdiccional.

Lo antedicho será una condición necesaria para proceder a la PRUEBA DE CARGA DEL PUENTE. Se aclara que un juego completo estará conformado por una (1) copia impresa y otra copia en archivo informático almacenada en CD.

La citada documentación CONFORME A OBRA deberá estar avalada con las firmas del Representante Técnico de la Contratista y de la Inspección de Obra.

Estas presentaciones y entregas de copias impresas y en CD no recibirán pago directo alguno, considerándose su costo incluido en los distintos ítems del Contrato.

8.2.32. *Presentación de protocolo de tesado e informe del tesado realizado.*

8.2.32.1. *Presentación del protocolo de tesado.*

Antes de la realización del Tesado de las Vigas Isostáticas a colocar en el tablero del puente, se deberá presentar, con suficiente antelación (mínimo 20 días), a la Inspección de Obras, el Protocolo de Tesado de las Vigas.

Este Protocolo deberá contener una descripción general del procedimiento y de los equipos a emplear y además la siguiente información:

a) Datos necesarios para el cálculo:

- Denominación comercial de cable o alambre.
- Sección, diámetro y peso nominal del cable o alambre de pretensado.
- Límite de fluencia, resistencia a la tracción.
- Tensión de fluencia, Tensión de Rotura, Alargamiento en Rotura.
- Módulo de elasticidad del Acero de Pretensado.
- Características geométricas y mecánicas de la sección simple (viga aislada) y de la sección compuesta (viga + losa).
- Resistencia mínima del hormigón para tesar.
- Indicar si se tesa cordón por cordón o todos los cordones juntos de cada vaina o paquete de cables o alambres.
- Presentación del plano de la viga conteniendo todas las vistas que permitan una correcta lectura de todos los elementos de la viga, despiece de armadura, detalles y cómputos de las mismas, detalle de las vainas de aislación (ubicación, longitud), armaduras activas y pasivas (Tipo y Disposición), detalle de anclajes activo y pasivo.
- Para facilitar la revisión, adjuntar la memoria de cálculo de la viga en su parte pertinente (momentos, fuerza de tiro considerada, verificación a rotura y fisuración) y los planos de encofrado y armadura de la viga.

b) Obtención de las tensiones al tesar partiendo de la fórmula general en un punto genérico.

c) Análisis de las Pérdidas Instantáneas (fricción, acortamiento elástico y retroceso de cuñas), llegando finalmente a la fórmula de la tensión punto a punto luego de acuar (Es decir, analizando la incidencia del retroceso de cuñas).

d) Analizar las pérdidas de tensión diferidas, es decir, pérdidas por retracción, fluencia lenta y relajación del acero (según CIRCOC 201) y su incidencia en cada sección.

e) Plan de Tesado:

- orden de tesado.
- número de cable.
- alargamiento teórico.
- sección del gato y presión manométrica de tiro.
- fuerza inicial a aplicar en cada cable V_0 .
- tensión de tiro en el cable.
- tensión media del cable.
- longitud total del cable de tiro.

- % de pérdidas en el conjunto gato-anclaje.
- f) Verificación de Estados Tensionales en fibras extremas de Viga y de Losa , en 5 secciones hasta $\frac{1}{2}$ de la luz de viga.
 - Viga en Banco
 - Puente Descargado con tablero completo
 - Puente Cargado
- g) Verificación a la fisuración.
- h) Verificación a Rotura.
- i) Coeficiente de Seguridad.
- j) Presentar Informe sobre Inyección de Vainas. Materiales y mezclas a emplear, metodología de inyección, controles a realizar.
- k) Verificación al corte en servicio y rotura con determinación del coeficiente de seguridad al corte.
- l) Dimensionado y detalle de la armadura de introducción del pretensado empleado según el Sistema de Pretensado adoptado en la obra.

8.2.33. Planilla pluviométrica.

El Contratista deberá solicitar a la DIRECCIÓN DEL SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL dependiente de la FUERZA AÉREA ARGENTINA información referente a precipitaciones pluviales acaecidas (cantidades de lluvia caída y días de lluvia por mes) correspondiente a localidades situadas en la zona de influencia de las obras a ejecutar.

Dicha información deberá comprender el lapso de cinco (5) años a la fecha de iniciados los trabajos, deberá entregarse a la Supervisión dentro de los sesenta (60) días inmediatos posteriores al primer replanteo.

Sin perjuicio de esta información, toda vez que el Contratista solicite ampliación del plazo contractual fundamentado en razones climáticas deberá agregar registros certificados por el Organismo Oficial (Dirección de Irrigación, Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria - INTA-, Gendarmería Nacional, Ferrocarril, Policía Provincial, Policía Federal Argentina, etc.), que avale las razones invocadas.

8.2.34. Prueba de recepción de puentes.

Antes de la recepción provisoria deberán efectuarse pruebas de carga estática en por lo menos tres tramos del puente nuevo, cuya ubicación será definida por la Supervisión de Obra.

El Contratista presentará a la Supervisión una Metodología de la prueba de carga en la que deberá constar al menos: Esquema de cargas que genere como mínimo el 75 % de las solicitudes correspondientes a las de sobrecarga de diseño sin impacto, detalle de los

elementos de medición con sus características, rango, ubicación, etc., cronología de aplicación y retiro de las cargas y deformaciones esperables.

Esta Metodología deberá ser aprobada por la Supervisión y por la SGPyOA, antes de realización del ensayo.

El análisis de los resultados será realizado por el Contratista y sometido a la consideración de la Supervisión.

El Contratista deberá disponer para su realización la colocación de andamiajes para la instalación de aparatos, pasarelas de acceso para el personal técnico y personal auxiliar para ejecutar las tareas de acuerdo a las instrucciones impartidas por el personal técnico de la Supervisión.

Las flechas se medirán en todos los casos cuando la deformación se haya estabilizado por completo y en ningún caso antes de ½ hora de haberse terminado de colocar la carga correspondiente en cada estado.

Se registrarán las flechas de deformación total para cada estado de carga y las residuales.

Si aparecieran grietas, fisuras o deformaciones residuales durante la prueba, que la Supervisión entienda que puedan acarrear peligros para la estabilidad y para la Durabilidad de la obra, se procederá al estudio de las causas que dieron lugar a las mismas, con cargo al Contratista, causa esta que puede llegar a ser motivo del rechazo de la obra.

La Supervisión de Obra informará a la SGPyOA con suficiente antelación sobre la fecha de ejecución de la Prueba de Carga y trabajará en conjunto con esta informando a la misma de cada una de las tareas a realizar y de los resultados obtenidos en la prueba de carga.

Todos los gastos que importen estas pruebas, son por cuenta exclusiva del Contratista y por lo tanto se considerarán incluidos dentro del precio de los ítems del Contrato.

8.2.35. Variación de las cotas de fundación.

En el caso que al ejecutar la obra fuera necesaria o conveniente, a juicio de la Supervisión, establecer una cota de fundación distinta de la proyectada, las eventuales variaciones serán respectivamente pagadas o descontadas mediante la aplicación del precio unitario cotizado para la construcción de los pilotes.

8.2.36. Visita de obra.

La presentación de la propuesta implica que el Oferente ha visitado y examinado el emplazamiento de las obras y sus alrededores, el estado y características de las mismas, que ha obtenido por sí mismo, bajo su propia responsabilidad y bajo su propio riesgo todos los datos necesarios sobre la configuración, naturaleza del terreno y estructura, para ejecutar las obras de acuerdo a las presentes Especificaciones.

Cabe aclarar que deberá presentar una declaración jurada de haber visitado el lugar de las obras.

Los costos que demanden los traslados, relevamientos, y toda otra tarea necesaria para esta visita de obra, estarán a cargo del Oferente y no recibirán pago alguno.

Los Oferentes que presenten propuestas que no respeten estrictamente lo indicado en este pliego serán considerados como que no cumplen con las Bases de esta Licitación y por lo tanto no se tendrán en cuenta en la evaluación correspondiente.

8.2.37. Gestión ambiental.

8.2.37.1. Responsable ambiental.

La Contratista deberá designar una persona física como Responsable Ambiental especializado en Manejo Ambiental de Obras Viales, cuyos antecedentes deberán ser comunicados a la Inspección de Obra, al inicio de la ejecución del Contrato. Dicho profesional deberá tener una experiencia mínima de 5 años en proyectos similares, y deberá ser un profesional diferente del que cumple tareas en Higiene y Seguridad.

Los antecedentes profesionales serán evaluados en primera instancia por la SUPERVISION y si merecieran su aprobación, por el Centro de Gestión Ambiental (CEGA) del Distrito Corrientes de la DNV, quien determinará finalmente su aceptación. La misma debe obtenerse antes del inicio de obras.

El Responsable Ambiental actuará como interlocutor en todos los aspectos ambientales entre El CONTRATISTA, las Autoridades Competentes y Comunidades Locales.

8.2.37.2. Estudios ambientales y plan de manejo.

El CONTRATISTA desarrollará y ejecutará un Plan de Manejo Ambiental (PMA) basado en el MANUAL DE EVALUACIÓN Y GESTION AMBIENTAL DE OBRAS VIALES, aprobados por Resolución del Señor Administrador General de la DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD, actualizado versión II, edición 2007, AP y/o EsIA y en las condiciones de autorización que pudieran haber establecido las autoridades provinciales y/o municipales competentes, así como la Autoridad de Areas Naturales Protegidas cuando correspondiere. El PMA deberá ser presentado en primera instancia por la SUPERVISION y si merecieran su aprobación, por el CEGA del Distrito Corrientes de la DNV, quien determinará finalmente su aceptación. La Contratista deberá contar con la aprobación del PMA antes de la instalación de obradores y/o campamentos para la obra.

Si el proyecto no contara con licencia ambiental otorgada por la autoridad provincial competente, el Contratista deberá confeccionar los documentos previstos por la legislación de la provincia de Corrientes (Aviso de Proyecto, EsIA, etc.) y obtener la misma antes del inicio de la obra. El CONTRATISTA obtendrá los permisos ambientales y los permisos de utilización aprovechamiento o afectación de recursos correspondientes. Está facultado para contactar a las autoridades ambientales para obtener los permisos ambientales, o en el evento de ser necesaria una modificación a cualquiera de los permisos o autorizaciones requeridos para la ejecución del proyecto. El CONTRATISTA deberá presentar a la SUPERVISION un programa detallado y un plan de manejo de todos los permisos y licencias requeridos para la obra que no sean suministrados por la DNV y que se requieran para ejecutar el trabajo. Los costos de todas las acciones, permisos, explotaciones, declaraciones, AP, EsIA, PMA, etc., deberán ser incluidas dentro de los gastos generales del CONTRATISTA, no recibiendo pago directo alguno de la DNV. Los permisos que debe obtener el CONTRATISTA incluyen (pero no estarán limitados a los permisos operacionales tales como:

- Certificado de calidad ambiental o declaración de impacto ambiental de las canteras (Marco jurídico Ambiental para la Actividad Minera).
- Permisos de captación de agua.
- Disposición de materiales de desbosque y de excavaciones.
- Localización de campamentos (cuando se prevea su emplazamiento en áreas cercanas a límites de áreas naturales protegidas o a zonas urbanizadas).
- Disposición de residuos sólidos en municipios cercanos.
- Disposición de efluentes.
- Permisos de transporte: incluyendo el transporte de materiales peligrosos (combustibles, explosivos) y de residuos peligrosos (aceites usados).
- Habilitación para tanques de combustible
- Inscripción como generador de residuos peligrosos
- Continuación de la construcción después de hallazgos relacionados con el Patrimonio cultural, incluidos yacimientos arqueológicos y/o paleontológicos.
- Permisos para reparación de vías cierre temporal de accesos a propiedades privadas, o construcción de vías de acceso.
- Para el uso de explosivos sobre cauce deberá contarse con un permiso especial del ICAA.
- El CONTRATISTA debe acatar todas las estipulaciones y debe cumplir con todos los requisitos para cada permiso procesado, sujetando la ejecución de las obras a las resoluciones y dictámenes que emitan las autoridades provinciales y/o municipales competentes.
- El Plan de Manejo Ambiental debe contener todas las medidas de manejo ambiental específicas para las actividades directa e indirectamente relacionadas con la construcción, tales como: selección de los sitios de campamento, préstamo de material, de las plantas de hormigón y asfalto, de la maquinaria, de la capacitación del personal, de los insumos requeridos para efectuar la obra propuesta, movimiento de suelos, cruces de cauces de agua, obras civiles en general, almacenamiento de combustibles, plaguicidas, pinturas y desengrasantes, manejo y disposición de residuos sólidos y líquidos, etc., y la fase de abandono. Este PMAc deberá estar acompañado por un cronograma realizado de acuerdo con el plan de obra.
- El PMA tiene por objeto detallar en el sitio de obra los procedimientos y metodologías constructivas y de control, que permitan garantizar la ejecución de los trabajos con el mínimo impacto ambiental posible. Se establece la siguiente guía para la elaboración del PMAc y del PMAmo, los que deberán estar en un todo de acuerdo con la legislación ambiental vigente en la jurisdicción administrativa correspondiente, e incluirán las condiciones de autorización que pudieran haber establecido las autoridades provinciales competentes.
- Diseño del PMA y organización: para el diseño del PMA, se ha de hacer la desagregación del proyecto en sus actividades, para identificar el riesgo ambiental que cada una de ellas ofrece y poder establecer las correspondientes medidas y procedimientos de manejo ambiental para prevenir o mitigar dicho riesgo.
- De acuerdo con las actividades de manejo ambiental, el CONTRATISTA determinará la organización que permita su ejecución y control efectivos. La organización deberá contar como mínimo con un Responsable Ambiental además de otros profesionales con funciones en esta área con especialidades acordes con el PMA. Para esta obra, no se permitirá el pernocte de personal en los campamentos y/o obradores, salvo personal de vigilancia, y deberán preverse baños químicos con limpieza y retiro dos veces por semana.

- Plan de Capacitación del PMA: se considera una actividad fundamental en todas las etapas del proyecto (construcción, mantenimiento y operación), incluida la fase de admisión de personal (inducción ambiental). Se llevará a cabo en forma acorde con la organización prevista para la iniciación de la obra, es decir se efectuará en forma verbal y escrita.
- El CONTRATISTA debe proporcionar capacitación y entrenamiento sobre procedimientos técnicos y normas que deben utilizarse para el cumplimiento del PMA en la Malla CREMA.
- El CONTRATISTA debe presentar el Programa de Inducción y Capacitación en protección ambiental para todo su personal y el de sus Subcontratistas, indicando el número de horas hombre de capacitación ofrecidas, un cronograma con las fechas de ejecución, el temario, y las ayudas a emplear. Durante la ejecución del contrato, debe mantener registros actualizados de las inducciones y capacitaciones realizadas. Ninguna persona del CONTRATISTA o Subcontratista debe ingresar al sitio de trabajo sin haber recibido previamente la inducción y capacitación en protección ambiental.
- Plan de Acción del PMA: el Plan de Acción es el conjunto de actividades que han de garantizar la eliminación, prevención o control de los riesgos ambientales detectados en la Identificación de Impactos (IA), Medidas de Mitigación (MM) y/o EsIA.

Las actividades a desarrollar son:

- Monitoreo.
- Inspecciones.
- Informes.

El monitoreo es el conjunto de actividades que permiten calificar las modificaciones de parámetros ambientales. El CONTRATISTA debe programar muestreos garantizando la buena operación de sus tecnologías de construcción, tratamiento de aguas para consumo humano y vertidos de aguas producidas en sus operaciones.

Las inspecciones tendrán por objetivo verificar el grado de cumplimiento del PMA y se deberá elaborar una lista de chequeo para su realización.

Los Informes se elevarán mensualmente a la SUPERVISION conteniendo el avance y estado de cumplimiento del PMA. Ambos incluirán un resumen de los incidentes y accidentes ambientales, con anexos que ilustren los problemas presentados y las medidas propuestas y/o tomadas al respecto.

- Penalidades: en caso que El CONTRATISTA no cumpla con alguna de las consideraciones y requerimientos de esta Especificación, será advertido la primera vez por la Inspección, la que dará un plazo para su concreción.

Si El CONTRATISTA no cumple con lo solicitado en la advertencia dentro del plazo establecido en la Notificación de la Inspección, se le aplicará una multa equivalente al 2% de la Certificación mensual correspondiente al mes de incumplimiento, siendo esta multa facturada de acuerdo a lo especificado en las Condiciones Generales de Contrato. La misma señalización se dará en caso de que en meses sucesivos no cumpla con lo requerido.

No se realizará la recepción provisional de la obra hasta tanto no se haya dado cumplimiento a los Aspectos Ambientales citados en esta Especificación y a todos los requerimientos de la normativa vigente y de las Autoridades Competentes en la materia.

Queda entendido que las publicaciones aludidas, sus diversas partes, integran la documentación contractual y que además el Contratista ha tomado conocimiento del texto contenido en las mismas.

El Contratista podrá adquirir en esta Repartición las publicaciones anteriormente nombradas.

Capítulo Nueve:

ANEXOS.

9. ANEXOS.

9.1. ANEXO I: HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA.

9.1.1. *Análisis del informe “Ruta Nacional N°12: Estudios Hidráulicos de las Principales Obras de Arte en la Cuenca Alta del Riachuelo” (Informe Numero 1).*

9.1.2. *Análisis del informe “Proyecto de Protección contra la erosión en el Arroyo Santa María y Ruta Nacional N°12, TR 100 años. Provincia de Corrientes” (Informe Numero 2).*

9.2. ANEXO II: GEOTECNIA.

9.2.1. *Estudio de Suelos – Puente Arroyo Santa María – Sigma S.R.L.*

9.3. ANEXO III: CALCULO ESTRUCTURAL.

9.3.1. *Proyecto Ejecutivo Puente s/A° Santa María (2015) - Puente 30 m – Caminos del Paraná.*

9.3.2. *Anteproyecto estructural – Puente 60 m – Documentación gráfica.*

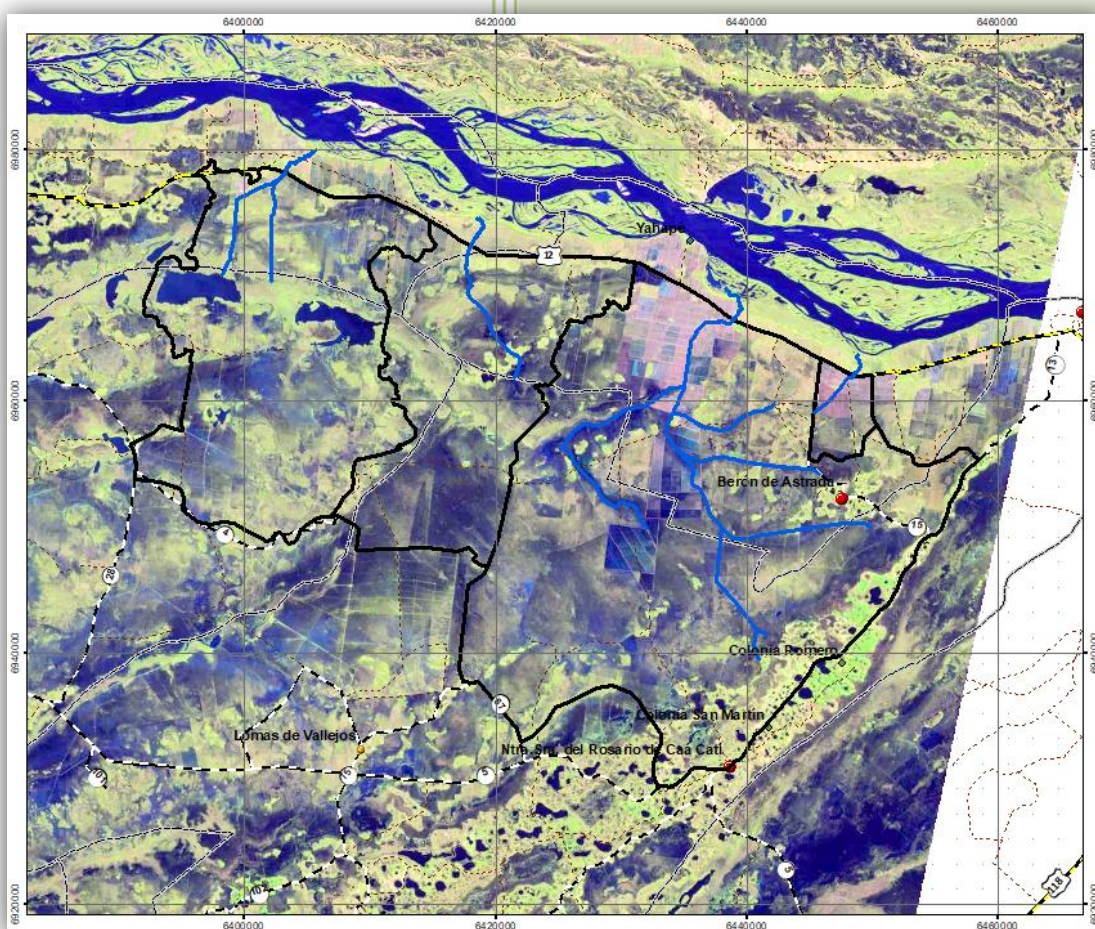
VIALIDAD
NACIONAL



Gobierno
Provincial

Ruta Nacional N°12

Estudios Hidráulicos de las Principales Obras de Arte en la Cuenca Alta del Riachuelo



INGIBA S.R.L.
W3400ABG. Belgrano 1765 6°B. Corrientes.
tel/fax: +54 379 4230232
web: www.ingiba.com.ar
email: ingiba@ingiba.com.ar

Año 2017

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.1. Ojetivos.....	3
1.2. Ubicación de la Zona de Estudio.....	3
2. RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES.....	4
3. DIAGNÓSTICO DE SITUACIÓN.....	5
4. RELEVAMIENTOS TOPOBATIMÉTRICOS.....	9
4.1. Equipamiento de Medición Disponible	9
4.2. Relevamientos del Arroyo Iribú Cuá.....	16
4.3. Relevamientos del Arroyo Baí.....	25
4.4. Relevamientos del Arroyo Santa María.....	33
4.5. Relevamientos del Canal Berón de Astrada.....	41
5. RELEVAMIENTOS FOTOGRAMÉTRICOS	49
5.1. Introducción	49
5.2. Metodología	49
5.3. Desarrollo de los Trabajos – Arroyo Iribú Cuá.....	50
5.4. Desarrollo de los Trabajos – Arroyo Baí	52
5.5. Desarrollo de los Trabajos – Arroyo Santa María	53
5.6. Desarrollo de los Trabajos – Canal Berón de Astrada	54
6. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS	56
6.1. Clasificación Climática.....	56
6.2. Geomorfología	56
6.3. Suelos y Vegetación	58
6.4. Hidrodinámica Superficial. Cuencas	61
6.4.1. Cuencas Actuales.....	64
6.4.2. Cuencas Futuras	64
6.5. Precipitaciones	68
6.6. Modelación Hidrológica.....	72
6.7. Arroyo Iribú Cuá	73
6.7.1. Resultados de la Modelación Hidrológica para TR=100 años.....	75
6.8. Arroyo Baí.....	78

6.8.1.	Resultados de la Modelación Hidrológica para TR=100 años	80
6.9.	Arroyo Santa María.....	82
6.9.1.	Resultados de la Modelación Hidrológica para TR=100 años	84
6.10.	Canal Berón de Astrada.....	86
6.10.1.	Resultados de la Modelación Hidrológica para TR=100 años	87
7.	ESTUDIOS HIDRÁULICOS	89
7.1.	Introducción	89
7.2.	Arroyo Iribú Cuá	92
7.2.1.	Canal del Arroyo Iribú Cuá.....	92
7.2.2.	Obra de Arte del Arroyo Iribú Cuá.....	95
7.2.3.	Conclusiones	102
7.3.	Arroyo Baí.....	102
7.3.1.	Canal del Arroyo Baí	102
7.3.2.	Obra de Arte del Arroyo Baí	105
7.3.3.	Conclusiones	112
7.4.	Arroyo Santa María.....	112
7.4.1.	Canal del Arroyo Santa María	112
7.4.2.	Obra de Arte del Arroyo Santa María.....	115
7.4.3.	Conclusiones	122
7.5.	Canal Berón de Astrada.....	122
7.5.1.	Canal Berón de Astrada	122
7.5.2.	Obra de Arte del Arroyo Baí	125
7.5.3.	Conclusiones	129
8.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE CAUCES.....	130
8.1.	Análisis de la Descarga en el Rio Paraná.....	130
8.2.	Arroyo Iribú Cuá	131
8.3.	Arroyo Baí.....	132
8.4.	Arroyo Santa María.....	133
8.5.	Canal Berón de Astrada.....	134
8.5.1.	Presas de Gaviones	135

1. INTRODUCCIÓN

1.1. OJETIVOS

El objetivo del presente estudio es analizar el comportamiento hidráulico de las principales obras de arte de la Ruta Nacional N°12, sobre la cuenca Alta del Riachuelo, emplazadas sobre el Arroyo Iribú Cuá, Arroyo Baí, Arroyo Santa María y Canal Berón de Astada, para una recurrencia de 100 años.

Se pretende evaluar el comportamiento hídrico de las obras de arte existentes y proyectadas en cuanto a la suficiencia de sus secciones de escurrimiento y estabilidad por fenómenos erosivos; y en caso ser necesario, plantear las obras que permitan un adecuado funcionamiento de las estructuras garantizando su estabilidad en el tiempo.

1.2. UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio se ubica al norte de la Provincia de Corrientes, cubriendo una superficie aproximada de 176.000 ha, abarcando parte de los departamentos de Itatí, Berón de Astrada, San Luis del Palmar y General Paz.



Ubicación de la Zona de Estudio

Corresponde a los Esteros del Riachuelo, ubicados en la cuenca alta del Río Riachuelo y parte de la cuenca media (aunque esta definición es arbitraria), abarcando las subcuencas de aporte de los principales cauces transversales que derivan los excedentes hídricos directamente al Paraná en dirección norte: Arroyos Iribú Cuá, Baí, Santa María y Canal Berón de Astrada.

2. RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES

Se realizó la recopilación de estudios técnicos y de información cartográfica que se detalla a continuación:

- Recuperación de Áreas Inundables. Estero y Río Riachuelo. Dirección General de Investigación y Desarrollo (D.I.G.I.D.). MOySP de la Pcia. de Corrientes. Año 1973.
- Estudio Hidráulico – Hidrológico del Estero del Riachuelo y Anteproyecto de Obras de Saneamiento. Consejo Federal de Inversiones (C.F.I.). MOySP de la Pcia. de Corrientes. Año 1999.
- Análisis del Comportamiento de las Principales Secciones de Cruce de la Cuenca Alta del Riachuelo en R.N.N°12. Caminos del Paraná SA. Año 2010
- Cartas Topográficas del Instituto Geográfico Nacional –I.G.N.–, escala 1:100.000, con equidistancia entre curva de nivel de 5.0 metros: 2757-19 Itatí, 2757-25 Estación Herlitzka, 2757-26 Berón de Astrada, 2757-27 Itá Ibaté, 2757-31 Manantiales, 2757-32 General Paz
- Imágenes de Satélite Landsat, path/row: 226/079, resolución espacial de 30 m, fechas varias.
- Modelo Digital de Elevaciones (MDT) de la Shuttle Radar Topography Mission elaborado por NGA (National Geospatial-Intelligence Agency) y la NASA (National Aeronautics and Space Administration) de los EE.UU. Resolución espacial: 90 m. Fuente: Global Land Cover Facility, <http://www.landcover.org>.
- Monografías de Puntos Fijos del IGN (Línea de Alta Precisión N(168)). Monografías de Puntos Fijos pertenecientes a la Red Posgar 2007.
- Mapa de Suelos de la Provincia de Corrientes. Escala 1:500.000. EEA. INTA Corrientes.

- Registros Pluviométricos de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación, estaciones: 2401-Puerto Bermejo, 3805-Corrientes, 3848-Concepción y 3858-Caá Carafí.

Toda la información cartográfica ha sido georreferenciada e introducida a una base de datos especializada en información geográfica (S.I.G.), a fin de facilitar su gestión y análisis.

Además, se generaron e introdujeron al Sistema de Información Geográfica –S.I.G.– coberturas varias como ser de trazas viales, límites departamentales, cursos de agua, centros urbanos, puntos y líneas de GPS obtenidas en visitas de reconocimiento y un sinnúmero de información adicional.

Para ello se utilizó como sistema coordinado de referencia al vigente actualmente en Argentina como Marco de Referencia Geodésico Nacional, que corresponde para la zona de estudio al sistema Posgar 2007 en Faja 6, mientras que el sistema altimétrico adoptado corresponde al Sistema de Referencia Vertical Nacional del año 2016 (SRVN16) de la República Argentina, vigente desde enero del 2017.

3. DIAGNÓSTICO DE SITUACIÓN

La cuenca alta del Riachuelo presenta problemas de acumulación de grandes volúmenes de agua como consecuencia de un escurrimiento deficiente por la acción combinada de su baja pendiente, alta rugosidad y ausencia de vías de drenaje bien definidas en el sentido longitudinal del estero. Como consecuencia de ello, los productores de la cuenca encuentran limitadas sus capacidades de operación debido a que durante gran parte del año experimentan situaciones de excesos hídricos o anegamientos que redunden las áreas disponibles para las actividades productivas.

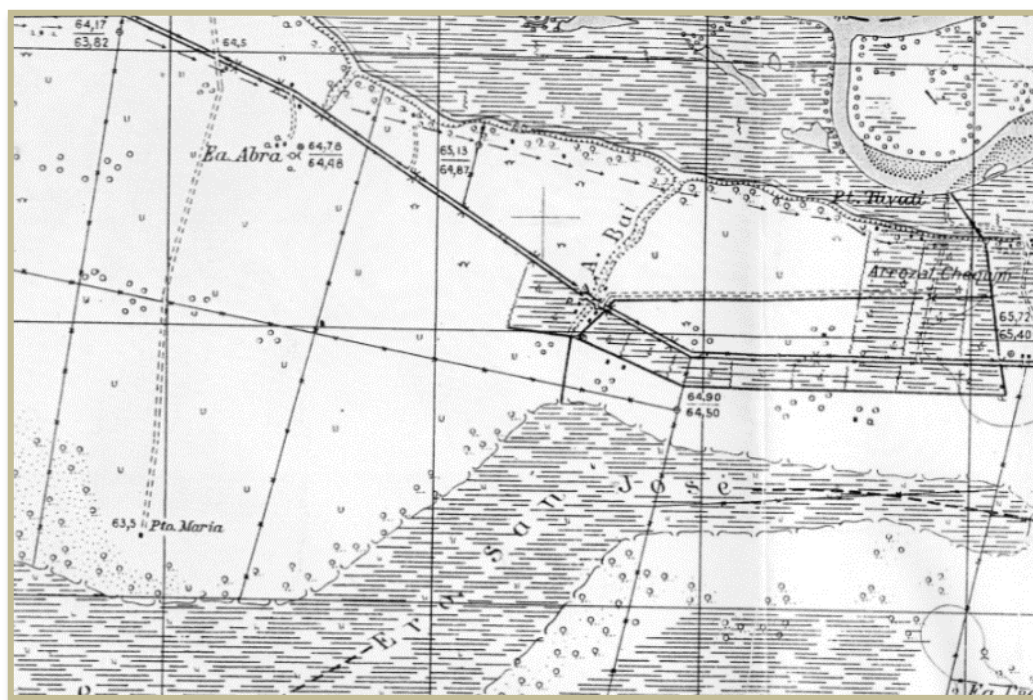
Los esteros del Riachuelo discurren prácticamente paralelos al Río Paraná, a una distancia del orden de los 15 kilómetros al sur, pero con niveles o cotas unos 12 metros superiores al río.

Esta situación impulso en las últimas décadas a aprovechar la proximidad al Paraná para evacuar los excedentes acumulados de los esteros del Riachuelo a través de canalizaciones, prolongando los incipientes cauces de los arroyos Iribú Cuá, Baí, Santa María y Berón de Astrada, los cuales según

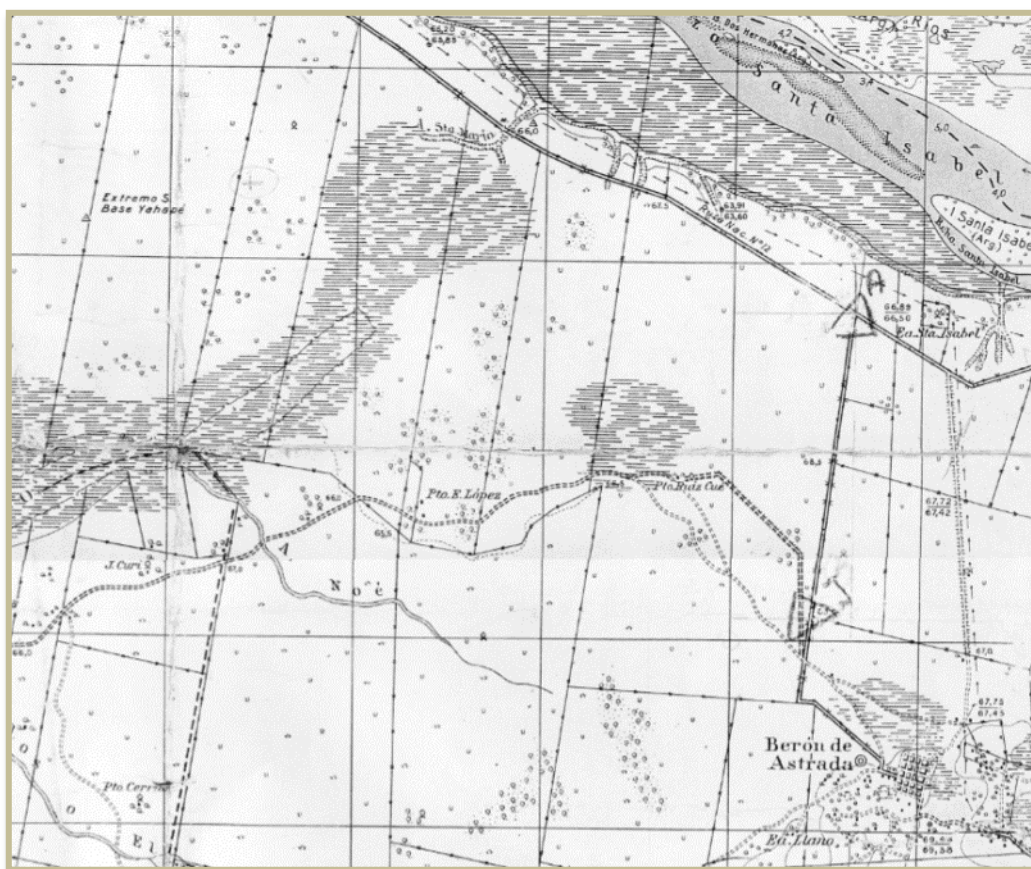
cartografía del I.G.M. del año 1944 continuaban unos pocos kilómetros aguas arriba de la Ruta Nacional N°12.



Arroyo Iribu Cuá. Cartografía I.G.M. año 1952



Arroyo Baí. Cartografía I.G.M. año 1944



Arroyo Santa María y Canal Berón de Astrada. Cartografía I.G.M. año 1944

No obstante las obras de drenaje realizadas, y debido al continuo embanque o sedimentación del cauce del Arroyo Riachuelo con la consecuente reducción de su capacidad de evacuación, sumada al avance de la vegetación hidrófila (pajonales, juncales y embalsados) en la cuenca alta del Riachuelo que dificulta o ralentiza el escurrimiento de las aguas, ha motivado que los niveles hídricos de lagunas y esteros se incrementen en los últimos años inundando nuevas áreas e incrementando la frecuencia de dichas inundaciones.

Se evidencia en consecuencia una deficiencia en los canales de drenaje existentes con descarga directa al Río Paraná, ya sea por insuficiencia de sección, umbrales de desagües inadecuados, o secciones de paso sobre la Ruta Nacional N°12 inapropiadas en cota y/o sección.

Otro punto a tener en cuenta, es que estos volúmenes hídricos que se fueron agregando a los cauces, no solo en magnitud sino también en permanencia, aceleraron los procesos erosivos que

inevitablemente se producen a lo largo de toda la costa norte del Paraná debido al gran desnivel entre el Río y los terrenos circundantes, que generan regímenes torrenciales en cercanías a las desembocaduras con formación de cárcavas por las características erosivas de los suelos debido a su baja cohesión, las cuales por efecto retrogrado avanzan hacia la ruta.

En síntesis, la necesidad de recuperar zonas de baja productividad agropecuaria por cuestiones de anegamiento en la cuenca alta del Riachuelo, hace necesaria incrementar las capacidades de conducción de los arroyos Iribú Cuá, Baí, Santa María y Canal Berón de Astrada, lo cual motiva a revisar las características hidráulicas de las obras de arte sobre la R.N.N°12, dimensionándolas acorde a los requerimientos productivos futuros de la zona, sin desatender y consecuencia proponer las obras necesarias para el control de erosiones a los efectos de garantizar su estabilidad en el tiempo.

4. RELEVAMIENTOS TOPOBATIMÉTRICOS

4.1. EQUIPAMIENTO DE MEDICIÓN DISPONIBLE

Para la realización de los trabajos topográficos se utilizaron instrumentos de última generación, lo que permitió obtener rapidez, precisión y eficacia en las operaciones de medición.

Los instrumentos disponibles se describen a continuación:

Sistema Trimble R4 GNSS (GPS+GLONASS) RTK:

Sistema de ESTACIÓN TOTAL GNSS de 220 canales, para medición en modos Postproceso (Estáticos y Cinemáticos) y Tiempo Real, marca TRIMBLE de USA, el líder mundial en sistemas GPS.

El sistema R4 forma parte de los equipos denominados “Integrados”, donde el receptor, antena y batería se encuentran integrados en una sola unidad robusta y compacta.

Con sus 220 canales el R4 es capaz de rastrear las señales GPS: L1C/A, L1C, L2C y L2E y GLONASS: L1C/A, L1P, L2C/A, L2P y L3.

Incluye la posibilidad de operar en Modo Postproceso (Estático, Estático rápido, Stop&Go y Continuo) y Tiempo Real (RTK, RTK y relleno, RTK y registro de datos).

Los receptores GNSS geodésicos del sistema incluyen los últimos avances tecnológicos desarrollados por TRIMBLE tal el caso de: tecnología R-Tack, estructura electrónica de bajo ruido y consumo MAXWELL 6, antenas microcentradas de alta precisión y la técnica EVEREST para eliminación matemática del efecto MULTIPATH.

Estos avances permiten obtener resultados de alta precisión con tiempos de medición mucho más cortos en mediciones de control e inicializaciones con una confiabilidad del 99,9%, no comparable a ningún otro sistema de mercado.

Los receptores R4 GNSS incorporan las tecnologías Trimble R-Track avanzada con Signal Prediction™ que compensa las señales de corrección RTK intermitentes o marginales, lo que permite un funcionamiento preciso y extendido aun después de que se haya interrumpido la señal RTK.

El receptor R4 incorpora dispositivo de comunicación inalámbrico BLUETOOTH además de la posibilidad de conexión mediante cables seriales con controladoras o dispositivos externos.

El sistema R4 RTK incluye un sistema de radio enlace (radio-modem) compuesto por una radio externa UHF Trimble TDL-450H con capacidad de transmisión (TX) y recepción (RX) y una radio interna con capacidad de recepción (RX) para operaciones a tiempo real (DGPS/RTK).

Diseñado para ser usado con el controlador Trimble Slate y el software de campo Trimble Access, el sistema Trimble R4 proporciona una precisa y eficaz solución GNSS que es efectiva para trabajar en tiempo real y para post-procesamiento de datos GNSS.



Sistema Trimble R8s FULL GNSS RTK:

El R8s es un sistema INTEGRADO, donde el receptor, antena, comunicaciones y alimentación, se encuentran ensamblados en una sola unidad compacta y muy robusta. Representa el último avance de Trimble en escalabilidad, permitiendo configurar cada receptor para las necesidades de hoy y actualizable en el tiempo para potenciar sus prestaciones para el mañana.

Con sus 440 canales el R8s GNSS es capaz de rastrear las señales de todas las constelaciones disponibles en la actualidad y está listo para las nuevas señales por venir. GPS: L1C/A, L1C, L2C, L2E y L5; GLONASS: L1C/A, L1P, L2C/A, L2P y L3; GALILEO: E1, E5A y E5B y BeiDou (COMPASS): B1, B2 y B3. La ampliación de capacidad de rastreo de múltiples constelaciones en Doble y Triple Frecuencia (L5, L3, E5B y B3), se realiza mediante passwords de activación.

Los R8s son especialmente aptos para mediciones topográficas y geodésicas en general, ofreciendo la mejor solución escalable, disponible en el mercado de posicionamiento e investigación.

Los receptores topogeodésicos que integran el sistema incluyen los últimos avances desarrollados por Trimble, tal el caso de la tecnología de rastreo Trimble 360 y electrónica de muy bajo ruido y consumo con dual chip GNSS Maxwell 6 (440 canales). Estos avances permiten obtener resultados de alta precisión con tiempos mucho más cortos en tareas de Control, Relevamiento y Replanteo con inicializaciones instantáneas y con un nivel de confiabilidad del 99,9%, no comparable a ningún otro sistema de mercado.

El sistema R8s incluye radio modems para enlace de datos DGPS/RTK (internos en ambos receptores) y además para trabajos que requieran de largo alcance o en topografías difíciles, una radio UHF Trimble modelo TDL450H de 35Watts, con un rango nominal de 10km, y capacidad de configurar 4 potencias de transmisión entre 2W y 35W. La radio TDL450H puede ser usada tanto como Base y como Repetidora en un sistema diferencial DGPS y RTK.

El R8s es compatible con múltiples controladoras de campo como el SMARTPHONE modelo Trimble SLATE, la potente Trimble TS3 con teclado QWERTY y con la computadora Trimble Tablet (pantalla de 7"). Todos estos controladores, de pantalla táctil, poseen Sistema Operativo Windows y el intuitivo y flexible software de campo Trimble ACCESS, ambos totalmente en Castellano, incluyendo comunicaciones inalámbricas entre receptor y controladora mediante Bluetooth 2.1. Los

R8s pueden además y gracias a su interfaz WEB UI, comunicarse con telefonos inteligentes o tablets genéricas utilizando la aplicación gratuita de Android Trimble DL. Mediante WiFi 802.11b/g y/o modem celular, los R8s pueden recibir correcciones de tiempo real RTK mediante protocolo NTRIP.



Estación Total Trimble S3 Autolock:

Estación Total de última generación, marca TRIMBLE modelo S3, producida por Trimble Navigation, el líder mundial en equipamiento topográfico.

El instrumento utiliza para su servo movimientos la nueva tecnología Mag Drive, exclusiva de Trimble. Se trata de un sistema de movimientos motorizados por inducción magnética, el mismo principio de operación de los trenes de alta velocidad. Proporciona un movimiento sin rozamiento, con bajo consumo y un muy preciso control. A la vez, brinda una velocidad de rotación mucho mayor a la convencional: 86 grados por segundo, lo que le permite posicionarse de cara 1 a cara 2 en 3,2 seg.

La estación mide por reflexión directa mediante pulsos láser sobre cualquier superficie (sin prismas) hasta una distancia superior a 400m, dependiendo de la reflectividad de la superficie. Tiene un alcance de 2.500m sobre un prisma reflector, y de 5.000m sobre tres prismas.

Además, puede realizar el escaneo y medición de una cuadrícula sobre una superficie (relevamiento de fachadas, taludes, etc) a una sorprendente velocidad de 25 puntos por minuto, en forma automática.

La óptica, de 30X y con una apertura de 40mm, es producida por Carl Zeiss (actualmente parte del grupo de empresas de Trimble), reconocida por su alta calidad.

A través de la óptica operan el distanciómetro, el seguidor del prisma y el puntero láser, en forma coaxial para obtener la mayor precisión de medición posible.

Los controles de movimientos, de enfoque y de disparo y almacenamiento en memoria, están agrupados en posición lateral, por lo que se pueden realizar todas estas tareas con una mano, sin quitar la vista del ocular.

Cuenta con guía de luces (Tracklight) para el replanteo que ayudarán al prismero a posicionarse fácilmente sobre la línea de visibilidad de la estación logrando una operación más eficiente.

El “cerebro” de la estación es el Trimble Control Unit (TCU), cuenta con pantalla táctil color, retroiluminada y de fácil lectura. Trabaja con el Software Trimble Survey Controller que opera bajo sistema operativo Windows Embedded CE 6.0 por lo que su manejo es sumamente sencillo.

Posee teclado alfanumérico y teclas de desplazamiento del cursor, una memoria de 128 MB de memoria RAM más 128 MB de memoria flash y conexión USB.

El display gráfico del TCU permite mostrar el proyecto previamente cargado, y operar sobre él, sin necesidad de llevar planos al campo.

La Estación Total Trimble S3 Autolock es equipo servoasistido, accionado totalmente por servo motores internos que permite efectuar tareas de relevamiento y replanteo con un 70-100% más de productividad que cualquier otra Estación Total convencional, que agrega la capacidad de búsqueda y seguimiento automático del prisma; ahorrando tiempo de puntería durante el relevamiento y/o replanteo. Ideal para trabajos intensos de relevamiento y replanteo.



Nivel Óptico Topcon AT-B4

Con la utilización de un afinado sistema de amortiguación magnética, los niveles automáticos AT-B Series, estabilizan rápidamente el nivel y la línea de visión. Estos instrumentos de precisión, garantizan la nivelación fiable, incluso cuando se trabaja cerca de maquinaria pesada o carreteras con mucho tráfico, donde las vibraciones bien podrían estar presentes. Los niveles de función automática IPX6 protegen contra fuertes chorros de agua desde todas las direcciones y son completamente resistentes a la lluvia y salpicaduras de agua.

Posee un Objetivo de 24x, diámetro de 32mm y precisión de 2.0 mm en un kilómetro de nivelación.

El compensador de la serie AT-B consta de cuatro cables de suspensión hechos de muy alta resistencia de metal que cuenta con un mínimo de coeficiente de expansión térmica, proporcionando una precisión y durabilidad sin igual. El bien afinado sistema de amortiguación magnética, estabiliza rápidamente los niveles de la línea de visión a pesar de las vibraciones presentes al trabajar cerca de equipo pesado o carreteras transitadas.

Los ángulos horizontales se pueden leer directamente en unidades de 1° o de 1gon. La función de rotación libre le permite leer cualquier ángulo desde cero. El círculo está cubierto para la protección contra la suciedad y arañazos. La ventana de lectura se encuentra por debajo de la lente para una lectura rápida.

La serie AT-B puede enfocar objetos a 20 cm (7,9 pulgadas) en el frontal del telescopio. Esta característica facilita enormemente los trabajos en espacios confinados.



Ecosonda Garmin echoMAP 42dv:

echoMAP 42dv incluye una pantalla a color de alto contraste, de 4,3 pulgadas, con ajuste automático de la retroiluminación. El GPS/GLONASS rápido y receptivo de 5 Hz actualiza su posición y dirección 5 veces por segundo para que el movimiento por la pantalla sea más fluido. echoMAP 42dv incluye un transductor GT20-TM para la sonda HD-ID de 77/200 kHz y DownVü™ de Garmin, la sonda de escaneo más clara en el agua.

La sonda de escaneo DownVü™ de Garmin le entrega una imagen casi fotográfica a una profundidad de 230 metros bajo el barco. Puede ver con claridad estructuras, objetos y peces bajo el agua. La sonda tradicional HD-ID y la sonda de escaneo DownVü de Garmin se combinan en un transductor. El echoMAP 42dv también incluye funciones que permiten grabar la información de la sonda a fin de coordinar la sincronización del retorno de esta con la posición de su bote y guardar la información digital para luego reproducirla en una computadora a través del software de planificación HomePort™.

Con la tarjeta SD BlueChart g2 Vision opcional, puede incorporar una nueva dimensión de características excepcionales a su plotter. Las vistas MarinerEye y FishEye proporcionan una perspectiva en 3D, sobre y bajo la línea de flotación. Las imágenes satelitales de alta resolución y las fotos aéreas le ayudan a orientarse en áreas desconocidas. La tecnología de guía automática busca en todas las cartas relevantes para crear una ruta que realmente pueda seguir; una que evite obstáculos, aguas poco profundas, boyas y otras obstrucciones. Solo debe ingresar su destino y la guía automática lo guiará a ese lugar por una ruta segura.

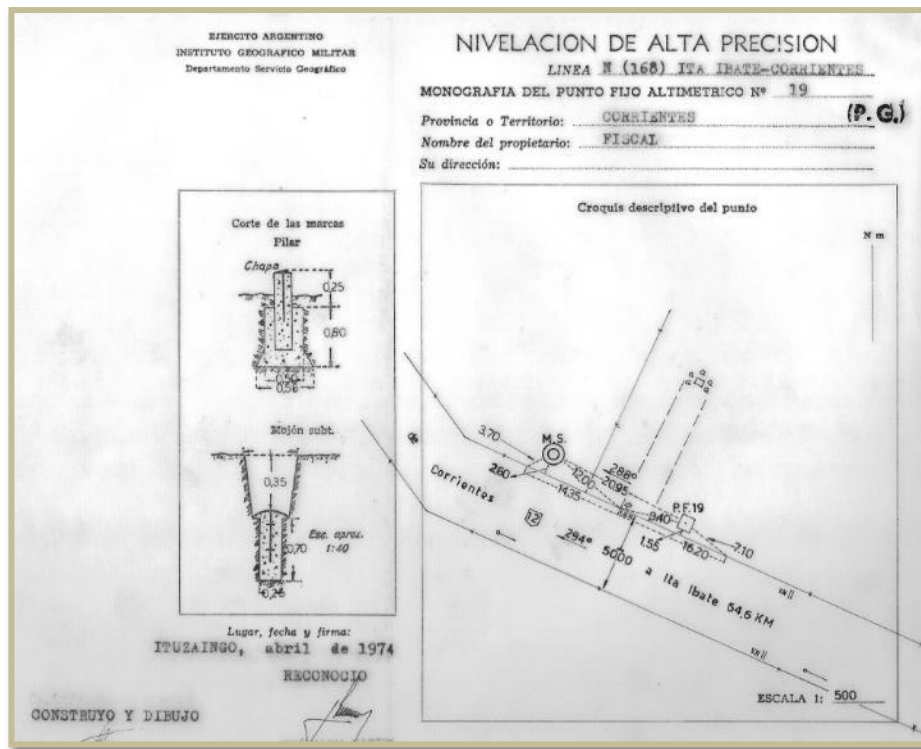


4.2. RELEVAMIENTOS DEL ARROYO IRIBÚ CUÁ

Los relevamientos planialtimétricos a realizar se planificaron previamente en gabinete, para lo cual se analizaron los Puntos Fijos de las Redes Geodésicas Posgar 2007, PASMA y Provinciales, así como también los Puntos Fijos de las Redes de Nivelación de Alta Precisión del Instituto Geográfico Nacional, optando para el sistema de coordenadas el Punto Fijo 05-001 de la Red PASMA, y para el sistema altimétrico el Punto Fijo PF19N(168), los cuales poseen las siguientes características.

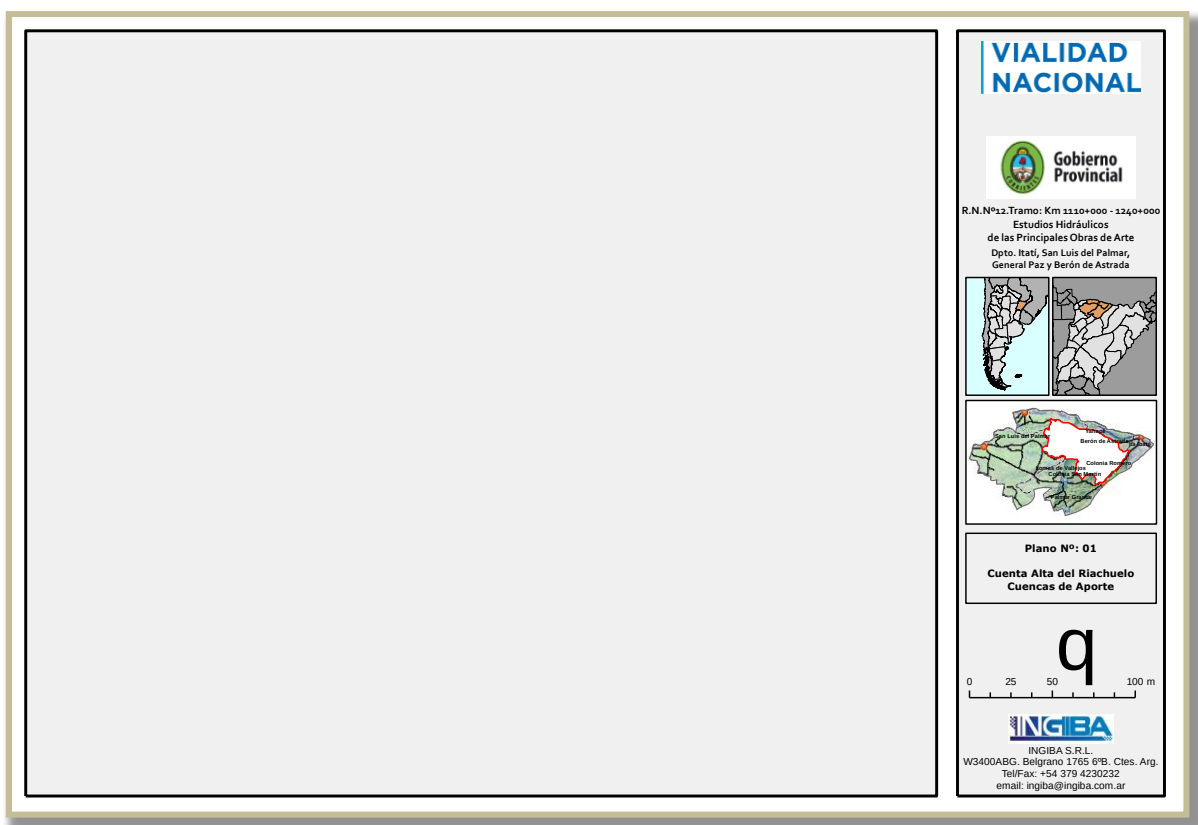
Nombre del Punto	Coordenadas Planas [m]		Coordenadas Geográficas [m]		Cota [m]
	Norte	Este	Latitud	Longitud	
05-001	6976433.482	6406353.980	S27°20'19.8630"	O57°56'46.7455"	64.031
IGN PF19N(168)	6976275.450	6407067.814	S27°20'25.1717"	O57°56'20.8231"	64.900





A los efectos de facilitar las tareas de relevamiento, se identificaron puntos a lo largo de la traza a relevar del Arroyo Iribú Cuá con el apoyo de imágenes satelitales georreferenciadas, los cuales de introdujeron en GPS navegadores.

Previo al desarrollo de los trabajos topobatimétricos sobre el cauce y márgenes del Arroyo Iribú Cuá, se procedió a realizar el traslado de coordenadas y cotas a las cercanías del emplazamiento del futuro puente, materializando para ello los siguientes puntos fijos, mediante mojones de madera dura.



Nombre del Punto	Coordenadas Planas [m]		Coordenadas Geográficas [m]		Cota [m]
	Norte	Este	Latitud	Longitd	
BASE IC	6978145.221	6403157.018	S27°19'23.4582"	O57°58'42.5459"	63.408
IC PF04	6978219.366	6403205.935	S27°19'21.0622"	O57°58'40.7457"	63.368
IC AUX-01	6978170.82	6403289.546	S27°19'22.6604"	O57°58'37.7187"	63.074

El relevamiento topobatemétricos consistió en la medición de perfiles transversales al cauce del arroyo en una longitud de 1100m aguas arriba y 800m aguas abajo. Aguas arriba los perfiles se relevaron cada 100m aproximadamente los primeros 500m y luego cada 200m aproximadamente hasta completar los 1100m. Aguas abajo los perfiles se relevaron cada 100m aproximadamente.

En cada perfil se relevaron puntos característicos del perfil del cauce como fondo de cauce, ancho, borde de barrancas, terreno natural y pelo de agua.

Se relevaron además perfiles transversales a la ruta cada 50 metros, abarcando 200m a cada lado del puente.



Cauce del Arroyo Iribú Cuá 800m aguas abajo de la RNN12



Cauce del Arroyo Iribú Cuá 500m aguas abajo de la RNN12



Cauce del Arroyo Iribú Cuá 300m aguas abajo de la RNN12



Cauce del Arroyo Iribú Cuá 100m aguas arriba de la RNN12



Construcciones cercanas al Cauce del Arroyo Iribú Cuá 100m aguas arriba de la RNN12



Cauce del Arroyo Iribú Cuá 500m aguas arriba de la RNN12



Cauce del Arroyo Iribú Cuá 950m aguas arriba de la RNN12 (desnivel en fondo del cauce por erosión)



Cauce del Arroyo Iribú Cuá 1020m aguas arriba de la RNN12 (bifurcación)



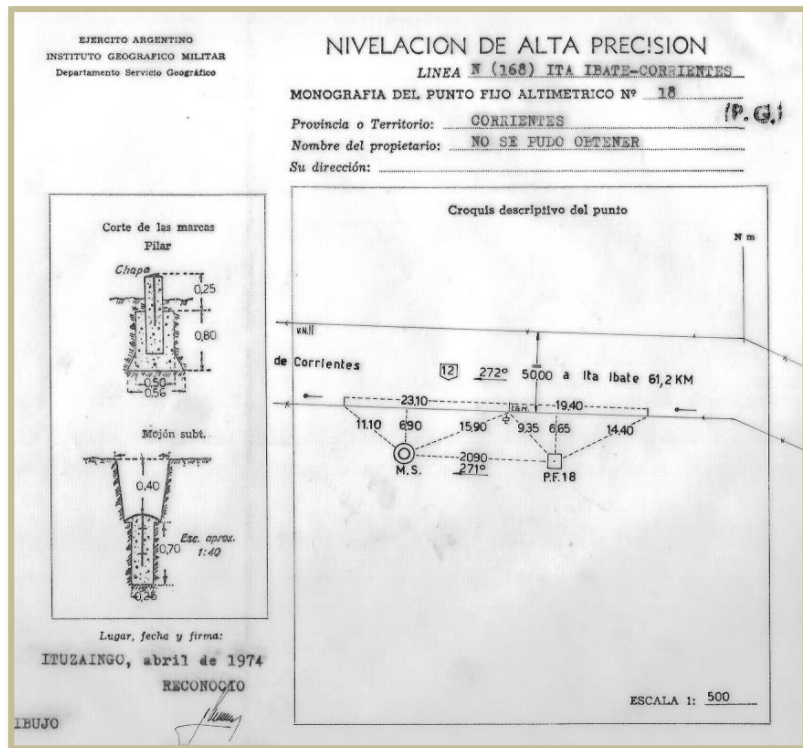
Relevamientos batimetricos con ecosonda

4.3. RELEVAMIENTOS DEL ARROYO BAÍ

Los relevamientos planialtimétricos a realizar se planificaron previamente en gabinete, para lo cual se analizaron los Puntos Fijos de las Redes Geodésicas Posgar 2007, PASMA y Provinciales, así como también los Puntos Fijos de las Redes de Nivelación de Alta Precisión del Instituto Geográfico Nacional, optando para el sistema de coordenadas y para el sistema altimétrico el Punto Fijo PF18N(168), perteneciente a la red de densificación Posgar 2007, el cual posee las siguientes características.

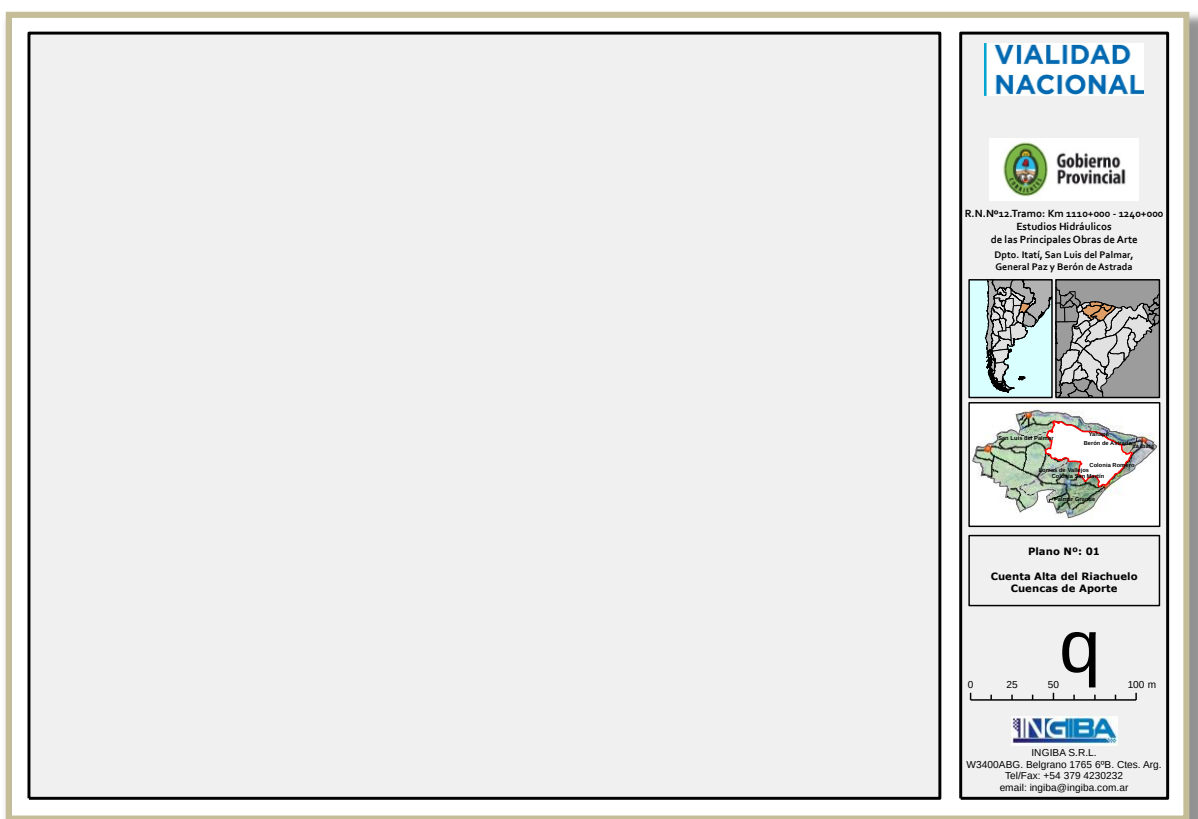
Nombre del Punto	Coordenadas Planas [m]		Coordenadas Geográficas [m]		Cota [m]
	Norte	Este	Latitud	Longitud	
IGN PF18N(168)	6976229.731	6410392.039	S27°20'27.45530"	W57°54'19.91410"	63.953





A los efectos de facilitar las tareas de relevamiento, se identificaron puntos a lo largo de la traza a relevar del Arroyo Baí con el apoyo de imágenes satelitales georreferenciadas, los cuales se introdujeron en GPS navegadores.

Previo al desarrollo de los trabajos topobatemétricos sobre el cauce y márgenes del Arroyo Baí, se procedió a realizar el traslado de coordenadas y cotas a las cercanías del emplazamiento del futuro puente, materializando para ello el siguiente punto fijo, mediante mojón de madera dura.



Nombre del Punto	Coordenadas Planas [m]		Coordenadas Geográficas [m]		Cota [m]
	Norte	Este	Latitud	Longitud	
PF BAI	6972380.367	6417797.901	S27°22'34.17559"	W57°49'51.44810"	64.055

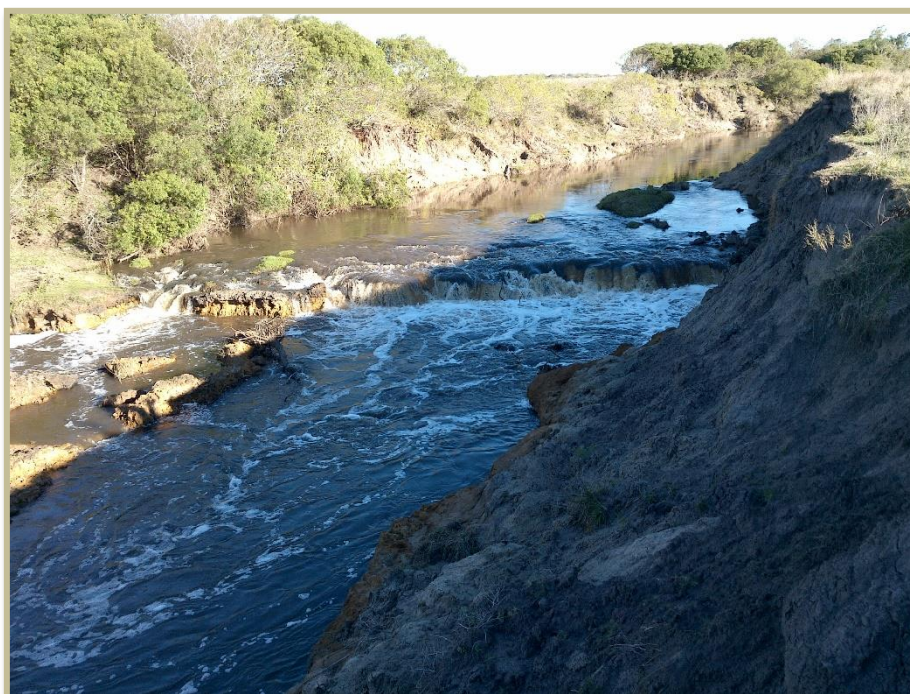
El relevamiento topobatimétricos consistió en la medición de perfiles transversales al cauce del arroyo en una longitud de 1000m aguas arriba y 800m aguas abajo. Los perfiles se relevaron cada 100m aproximadamente.

En cada perfil se relevaron puntos característicos del perfil del cauce como fondo de cauce, ancho, borde de barrancas, terreno natural y pelo de agua.

Se relevaron además perfiles transversales a la ruta cada 50 metros, abarcando 200m a cada lado del puente.



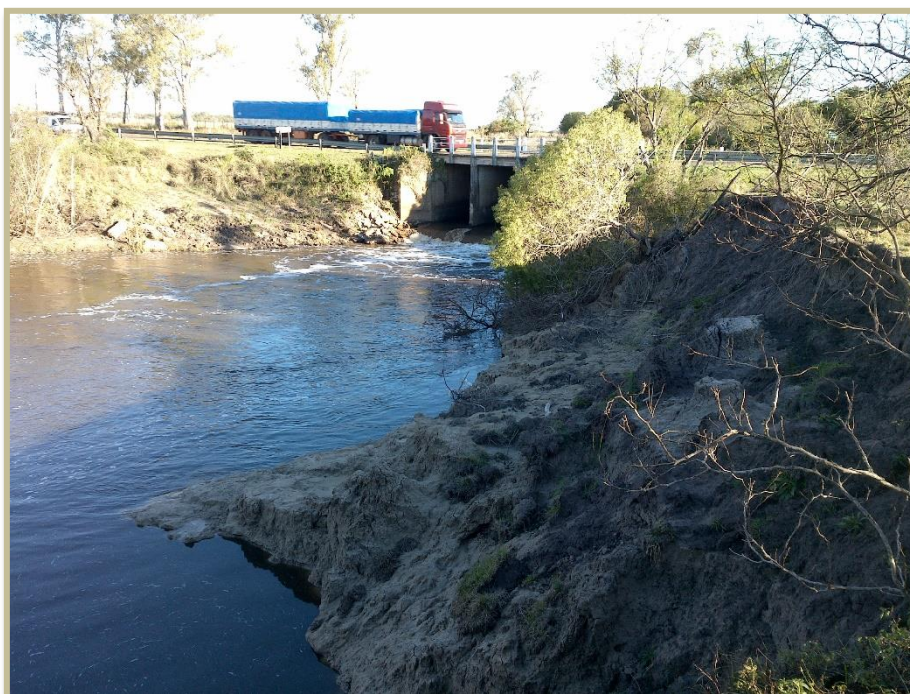
Cauce del Arroyo Baí 800m aguas abajo de la RNN12



Cauce del Arroyo Baí 500m aguas abajo de la RNN12 (desnivel en fondo del cauce por erosión)



Cauce del Arroyo Baí 300m aguas abajo de la RNN12



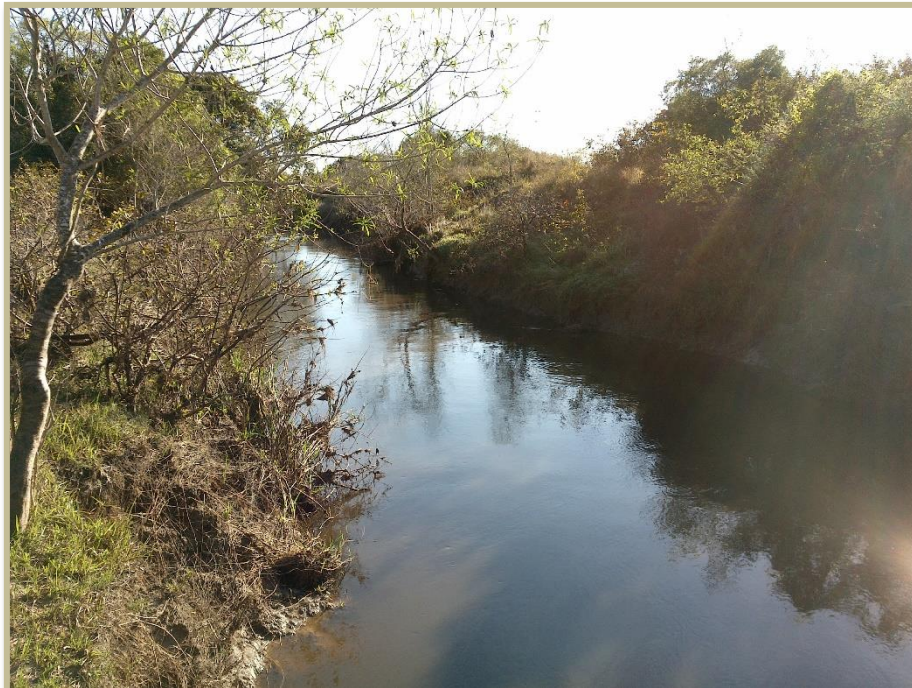
Cauce del Arroyo Baí 50m aguas abajo de la RNN12



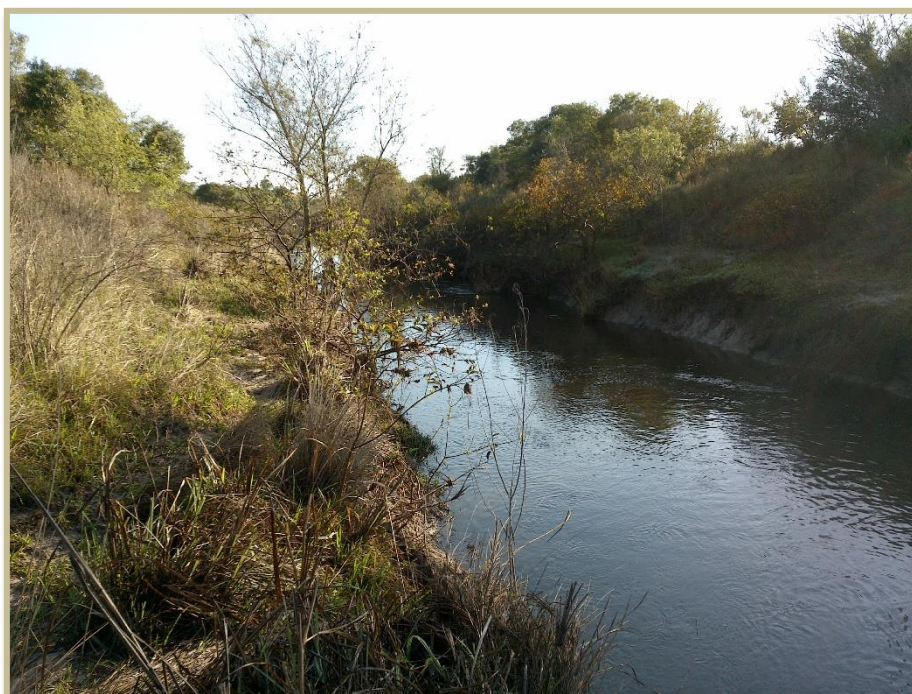
Cauce del Arroyo Baí 100m aguas arriba de la RNN12



Cauce del Arroyo Baí 300m aguas arriba de la RNN12



Cauce del Arroyo Baí 700m aguas arriba de la RNN12



Cauce del Arroyo Baí 1000m aguas arriba de la RNN12



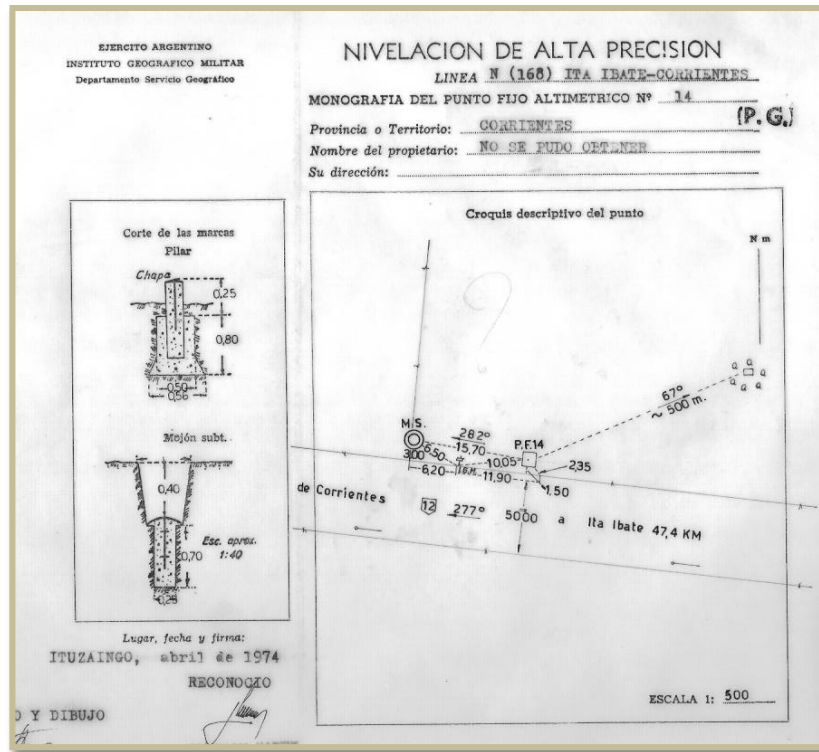
Relevamientos batimetricos con ecosonda

4.4. RELEVAMIENTOS DEL ARROYO SANTA MARÍA

Los relevamientos planialtimétricos a realizar se planificaron previamente en gabinete, para lo cual se analizaron los Puntos Fijos de las Redes Geodésicas Posgar 2007, PASMA y Provinciales, así como también los Puntos Fijos de las Redes de Nivelación de Alta Precisión del Instituto Geográfico Nacional, optando para el sistema de coordenadas y para el sistema altimétrico el Punto Fijo PF14N(168), perteneciente a la red de densificación Posgar 2007, el cual posee las siguientes características.

Nombre del Punto	Coordenadas Planas [m]		Coordenadas Geográficas [m]		Cota [m]
	Norte	Este	Latitud	Longitud	
IGN PF14N(168)	6971545.808	6424302.155	S27°23'02.63990"	W57°45'54.95370"	65.931





A los efectos de facilitar las tareas de relevamiento, se identificaron puntos a lo largo de la traza a relevar del Arroyo Santa María con el apoyo de imágenes satelitales georreferenciadas, los cuales se introdujeron en GPS navegadores.

Previo al desarrollo de los trabajos topobatimétricos sobre el cauce y márgenes del Arroyo Santa María, se procedió a realizar el traslado de coordenadas y cotas a las cercanías del emplazamiento del futuro puente, materializando para ello el siguiente punto fijo, mediante mojón de madera dura.



Nombre del Punto	Coordenadas Planas [m]		Coordenadas Geográficas [m]		Cota [m]
	Norte	Este	Latitud	Longitud	
SM AUX-02	6971239.769	6429677.496	S27°23'13.61651"	W57°42'39.39934"	65.892
BASE SM	6968375.13	6436161.703	S27°24'47.82418"	W57°38'43.95885"	66.505
PF SM-01	6966645.742	6438566.369	S27°25'44.40279"	W57°37'16.73845"	66.051
PF SM-02	6966484.856	6438805.613	S27°25'49.66810"	W57°37'08.05737"	65.646

El relevamiento topobatimétricos consistió en la medición de perfiles transversales al cauce del arroyo en una longitud de 1000m aguas arriba y 800m aguas abajo. Los perfiles se relevaron cada 100m aproximadamente.

En cada perfil se relevaron puntos característicos del perfil del cauce como fondo de cauce, ancho, borde de barrancas, terreno natural y pelo de agua.

Se relevaron además perfiles transversales a la ruta cada 50 metros, abarcando 200m a cada lado del puente.



Cauce del Arroyo Santa María 800m aguas abajo de la RNN12



Cauce del Arroyo Santa María 500m aguas abajo de la RNN12



Cauce del Arroyo Santa María 300m aguas abajo de la RNN12



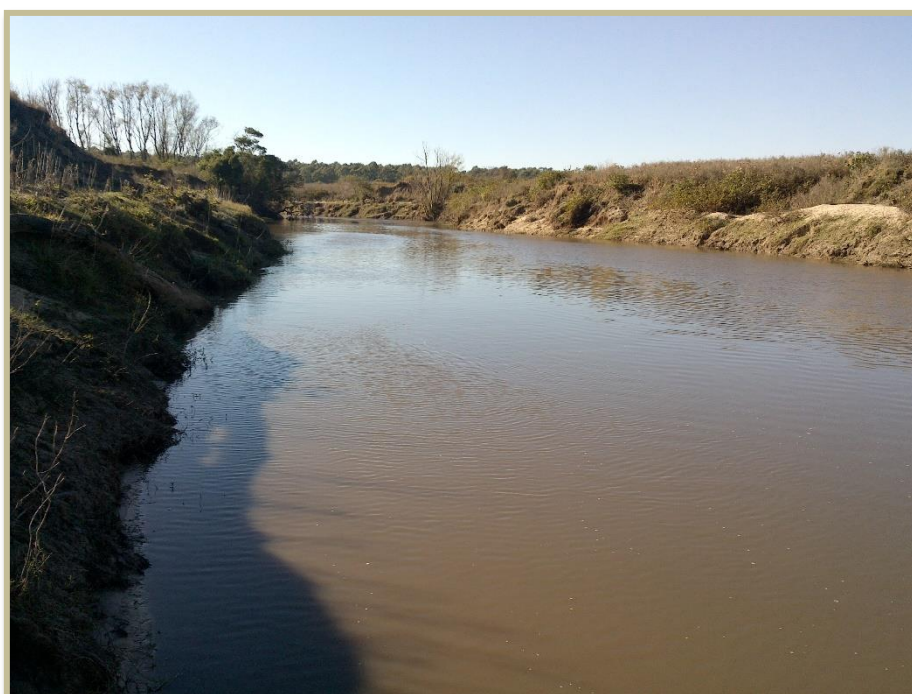
Cauce del Arroyo Santa María 100m aguas abajo de la RNN12



Cauce del Arroyo Santa María 50m aguas arriba de la RNN12



Cauce del Arroyo Santa María 300m aguas arriba de la RNN12



Cauce del Arroyo Santa María 700m aguas arriba de la RNN12



Cauce del Arroyo Santa María 1000m aguas arriba de la RNN12



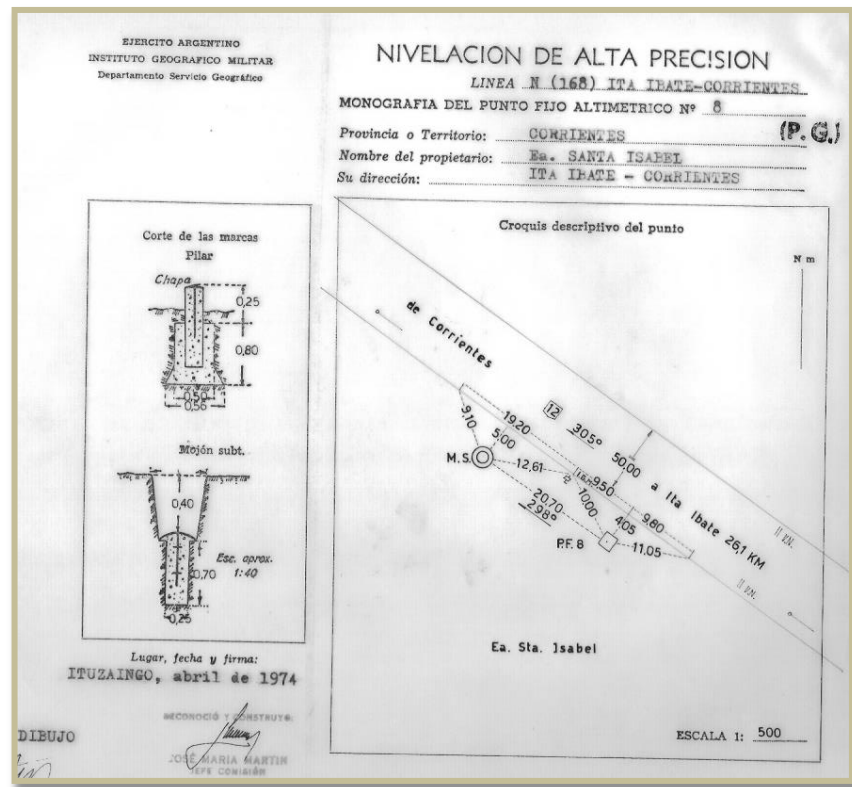
Relevamientos batimetricos con ecosonda

4.5. RELEVAMIENTOS DEL CANAL BERÓN DE ASTRADA

Los relevamientos planialtimétricos a realizar se planificaron previamente en gabinete, para lo cual se analizaron los Puntos Fijos de las Redes Geodésicas Posgar 2007, PASMA y Provinciales, así como también los Puntos Fijos de las Redes de Nivelación de Alta Precisión del Instituto Geográfico Nacional, optando para el sistema de coordenadas el Punto Fijo 05-004 de la Red PASMA, y para el sistema altimétrico el Punto Fijo PF8N(168), los cuales poseen las siguientes características.

Nombre del Punto	Coordenadas Planas [m]		Coordenadas Geográficas [m]		Cota [m]
	Norte	Este	Latitud	Longitd	
PASMA 05-004	6962356.591	6447684.527	S27°28'05.11210"	O57°31'45.43270"	68.087
PF8N(168)	6964507.468	6443649.416	S27°26'54.65818"	O57°34'12.03433"	67.192





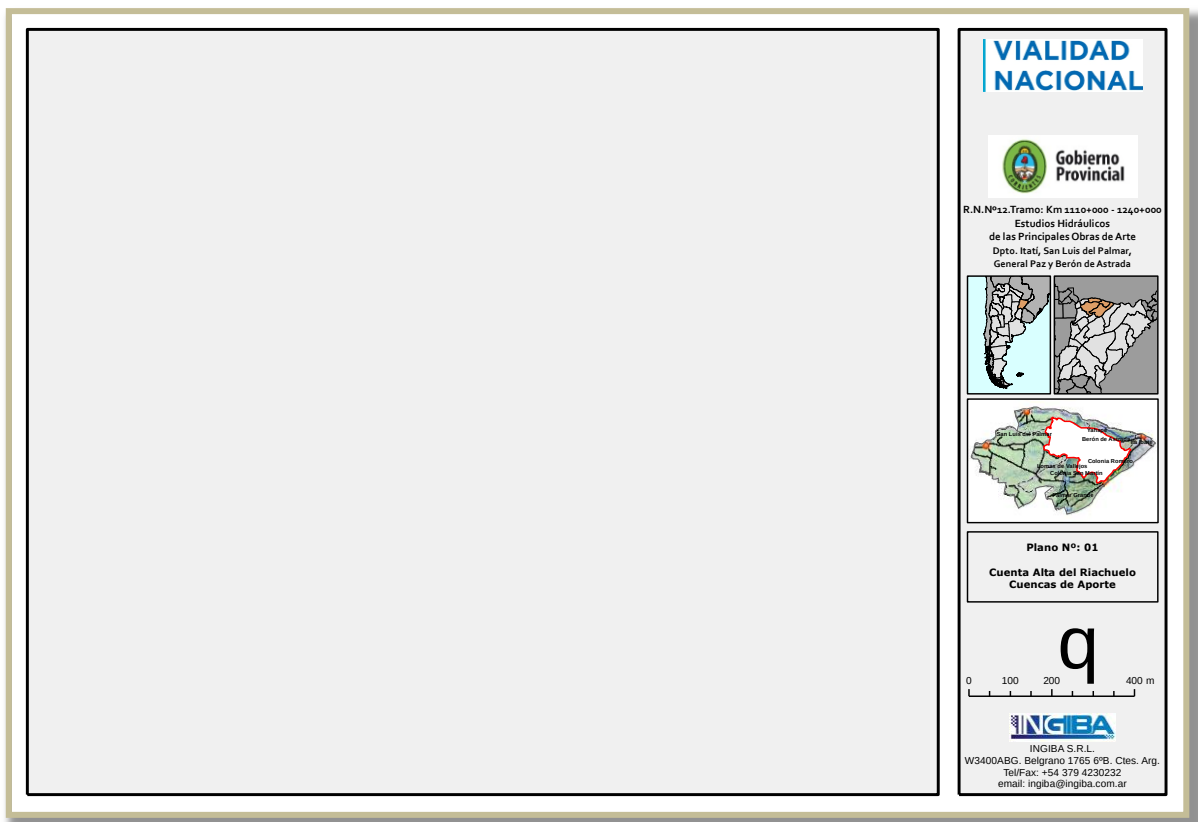
Punto Fijo PASMA 05-004



Punto Fijo IGN PF8N(168)

A los efectos de facilitar las tareas de relevamiento, se identificaron puntos a lo largo de la traza a relevar del Canal berón de Astrada con el apoyo de imágenes satelitales georreferenciadas, los cuales de introdujeron en GPS navegadores.

Previo al desarrollo de los trabajos topobatimétricos sobre el cauce y márgenes del Canal Berón de Astrada, se procedió a realizar el traslado de coordenadas y cotas a las cercanías del emplazamiento del futuro puente, materializando para ello los siguientes puntos fijos, mediante mojones de madera dura.



Nombre del Punto	Coordenadas Planas [m]		Coordenadas Geográficas [m]		Cota [m]
	Norte	Este	Latitud	Longitd	
PF CBA-02	6963311.937	6445866.916	S27°27'33.82046"	O57°32'51.47787"	68.835
PF CBA-01	6962114.174	6448143.765	S27°28'13.05067"	O57°31'28.74421"	67.565

El relevamiento topobatimétricos consistió en la medición de perfiles transversales al cauce del arroyo en una longitud de 1100m aguas arriba y 800m aguas abajo. Aguas arriba los perfiles se relevaron cada 100m aproximadamente los primeros 500m y luego cada 200m aproximadamente hasta completar los 1100m. Aguas abajo los perfiles se relevaron cada 100m aproximadamente.

En cada perfil se relevaron puntos característicos del perfil del cauce como fondo de cauce, ancho, borde de barrancas, terreno natural y pelo de agua.

Se relevaron además perfiles transversales a la ruta cada 50 metros, abarcando 200m a cada lado del puente.



Cauce del Canal Berón de Astrada 800m aguas abajo de la RNN12



Cauce del Canal Berón de Astrada 450m aguas abajo de la RNN12



Cauce del Canal Berón de Astrada 250m aguas abajo de la RNN12



Cauce del Canal Berón de Astrada 30m aguas abajo de la RNN12



Cauce del Canal Berón de Astrada 100m aguas arriba de la RNN12



Cauce del Canal Berón de Astrada 300m aguas arriba de la RNN12



Cauce del Canal Berón de Astrada 700m aguas arriba de la RNN12



Cauce del Canal Berón de Astrada 1000m aguas arriba de la RNN12



Relevamientos topobatimétricos con GPS RTK

5. RELEVAMIENTOS FOTOGRAMÉTRICOS

5.1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad la tecnología de drones está transformando muchos campos en los que la fotografía aérea es una alternativa para medición y procesamiento, con fines de obtener información topográfica, mediante imágenes y aplicando técnicas fotogramétricas. Midiendo puntos de apoyo y procesando las imágenes aéreas con software específicos se pueden crear modelos digitales de elevación, mosaicos ortorectificados y georreferenciados además de nubes de puntos de alta resolución, modelos en 3D con precisión centimétrica que permiten el cálculo de curvas de nivel, medición de áreas y volúmenes y diversos productos que muestran la apariencia real del terreno.

5.2. METODOLOGÍA

A los efectos de obtener imágenes georreferenciadas de muy alta resolución se planificaron las siguientes etapas de trabajo: planificación del vuelo en gabinete, relevamiento de campo y procesamiento de los datos relevados por el drone.

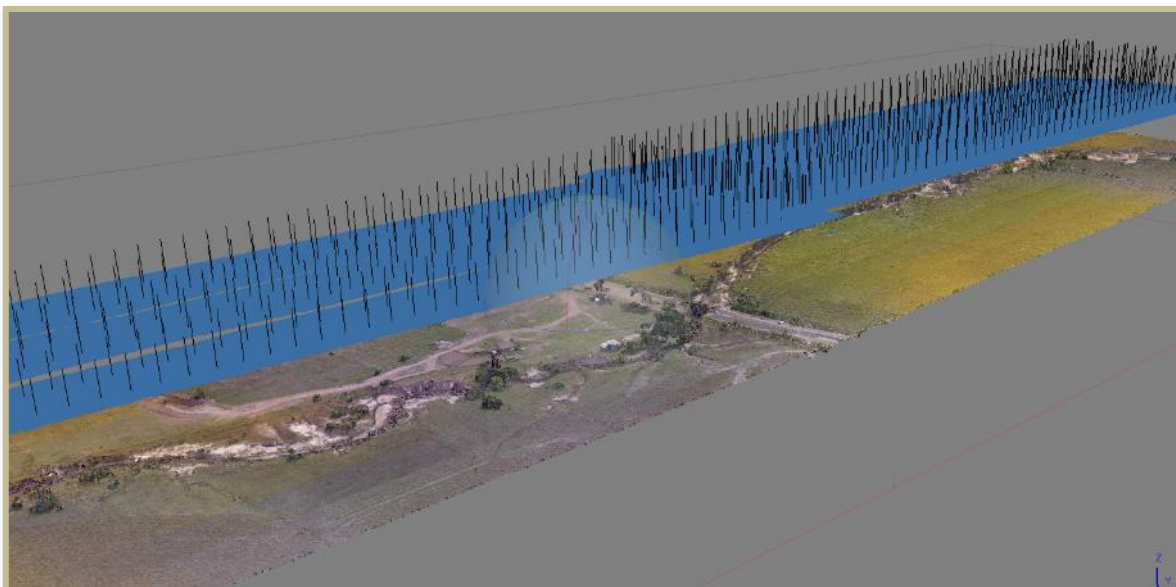
La planificación del vuelo se realiza en función de la resolución espacial que se pretenda obtener, estableciendo la altura de vuelo y sus límites, la superposición deseada de las fotografías y evaluando que la duración de cada vuelo sea compatible con la capacidad de las baterías del drone.

Los vuelos planificados se sincronizan con el drone para los relevamientos de campo. Una vez en el lugar de relevamiento se enciende el drone y desde este momento el mismo opera de manera automática siguiendo los siguientes pasos: almacenamiento de la posición de despegue, ascenso a la altura definida de vuelo, relevamiento del área de vuelo mediante fotografías con la superposición deseada y aterrizaje en el mismo sitio de despegue.

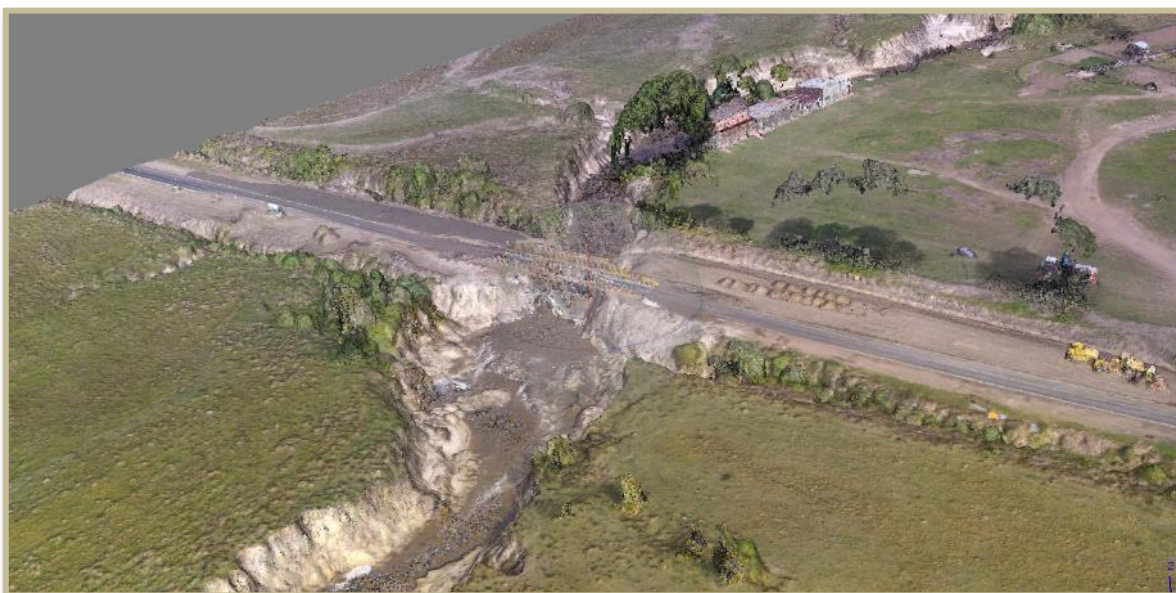
Las fotografías con sus datos de telemetría se vuelcan en software específicos para fotogrametría, el cual luego del procesamiento permite la exportación de las imágenes ortorectificadas de toda el área de vuelo analizada.

5.3. DESARROLLO DE LOS TRABAJOS – ARROYO IRIBÚ CUÁ

En la zona a relevar del cauce del Arroyo Iribú Cuá se realizaron vuelos fotogramétricos a los efectos de obtener imágenes ortorectificadas de muy alta resolución, con tamaño de pixel no mayor a los 5cm, que sirvieron de apoyo al desarrollo del presente estudio.



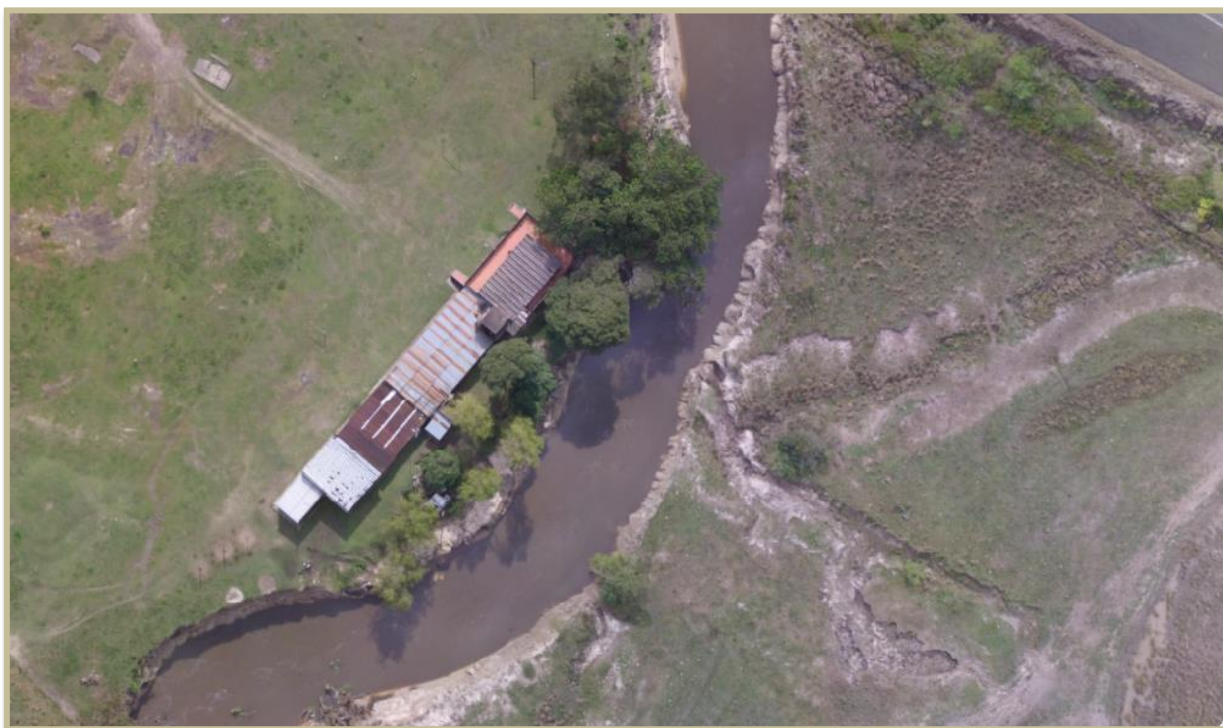
Arroyo Iribú Cuá. Nube de Puntos y fotografías orientas en el modelo



Detalle de la Nube de Puntos



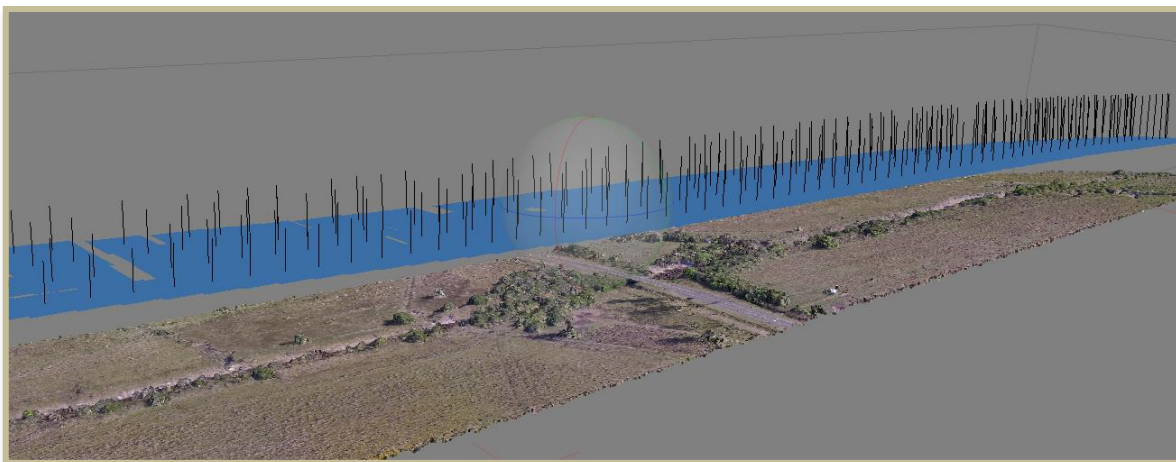
Ortomosaico en zona de RNN12



Ortomosaico en zona de construcción existente aguas arriba de RNN12

5.4. DESARROLLO DE LOS TRABAJOS – ARROYO BAÍ

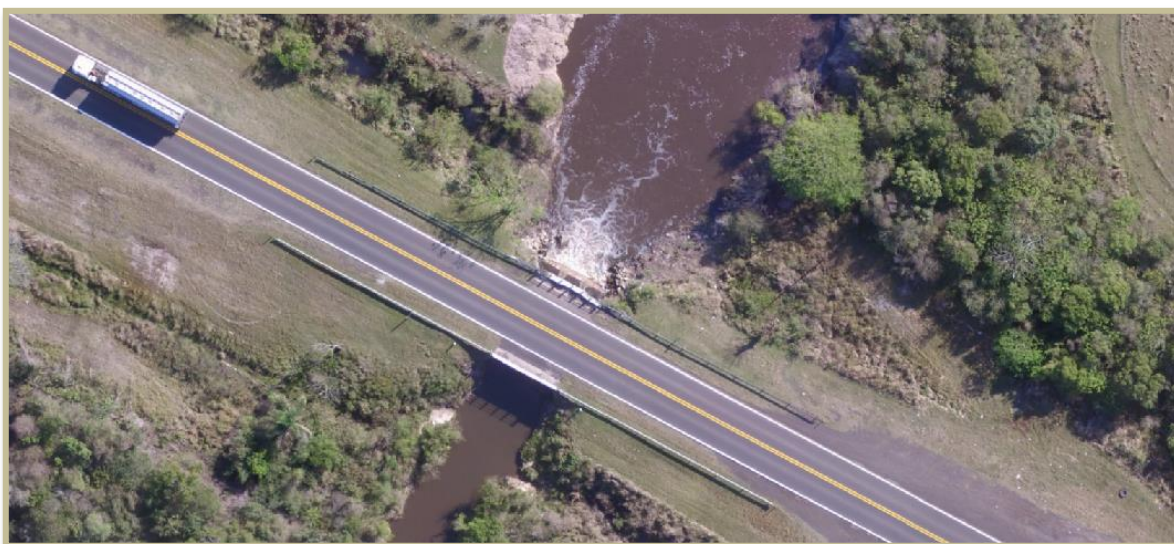
En la zona a relevar del cauce del Arroyo Baí se realizaron vuelos fotogramétricos a los efectos de obtener imágenes ortorectificadas de muy alta resolución, con tamaño de pixel no mayor a los 5cm, que sirvieron de apoyo al desarrollo del presente estudio.



Arroyo Baí. Nube de Puntos y fotografías orientas en el modelo



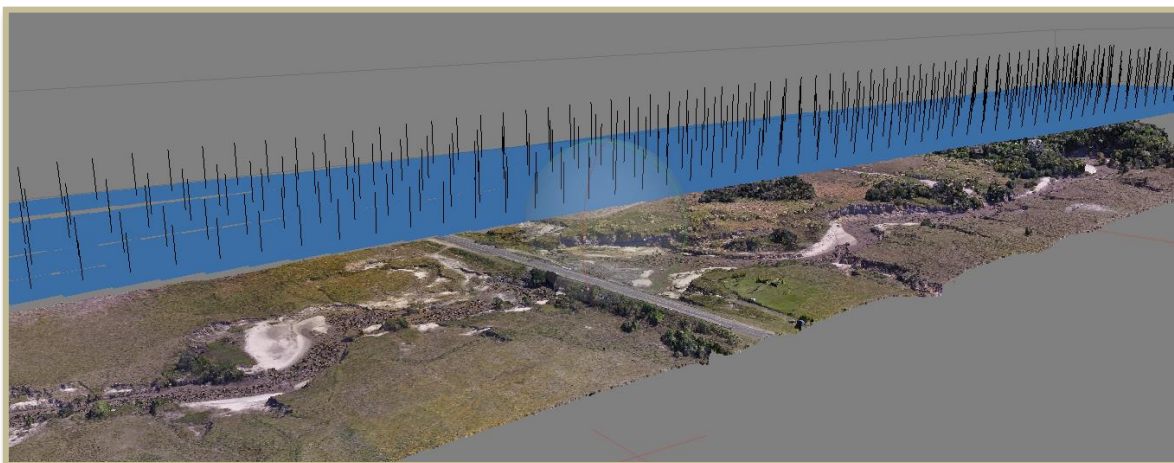
Detalle de la Nube de Puntos



Ortomosaico en zona de RNN12

5.5. DESARROLLO DE LOS TRABAJOS – ARROYO SANTA MARÍA

En la zona a relevar del cauce del Arroyo Santa María se realizaron vuelos fotogramétricos a los efectos de obtener imágenes ortorectificadas de muy alta resolución, con tamaño de pixel no mayor a los 5cm, que sirvieron de apoyo al desarrollo del presente estudio.



Arroyo Santa María. Nube de Puntos y fotografías orientas en el modelo



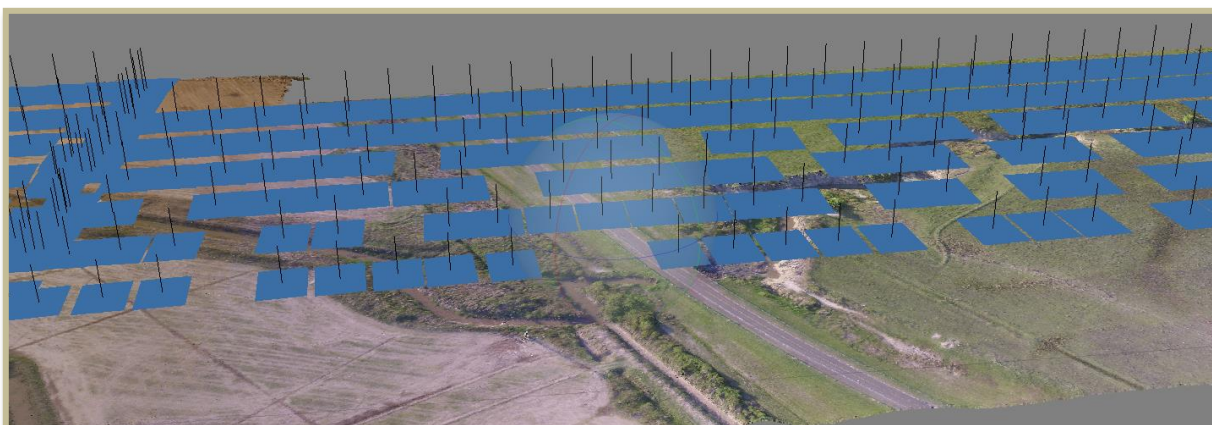
Detalle de la Nube de Puntos



Ortomosaico en zona de RNN12

5.6. DESARROLLO DE LOS TRABAJOS – CANAL BERÓN DE ASTRADA

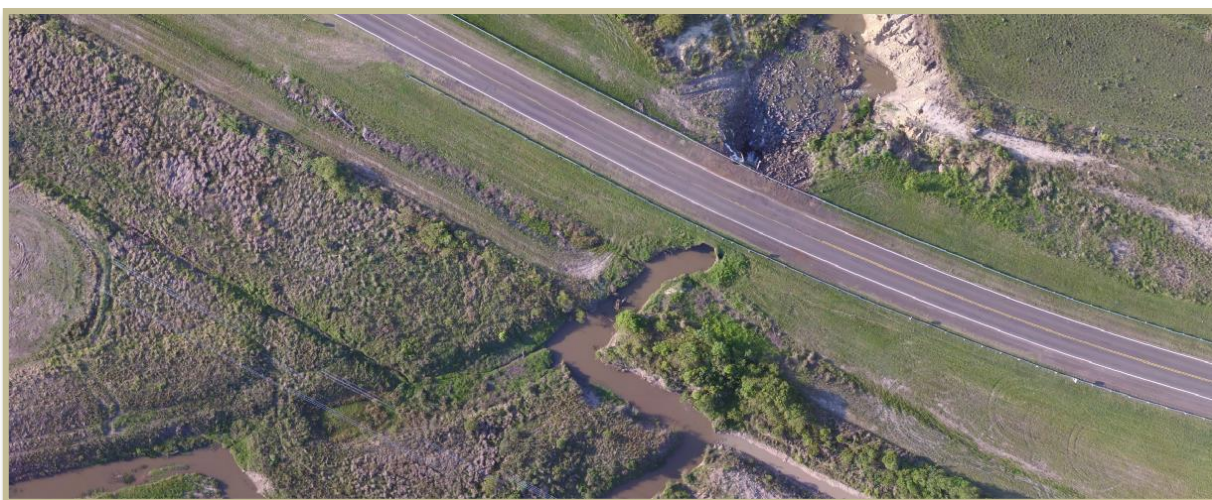
En la zona a relevar del cauce del Canal Berón de Astrada se realizaron vuelos fotogramétricos a los efectos de obtener imágenes ortorectificadas de muy alta resolución, con tamaño de pixel no mayor a los 5cm, que sirvieron de apoyo al desarrollo del presente estudio.



Canal Berón de Astrada. Nube de Puntos y fotografías orientas en el modelo



Detalle de la Nube de Puntos



Ortomosaico en zona de RNN12

6. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

A los efectos de determinar los caudales de aporte a las obras de arte emplazadas sobre la R.N.N°12 para los eventos de diseño, se plantearon modelos hidrológicos de transformación lluvia-escurrimiento.

Previendo la insuficiencia de sección de las canalizaciones existentes, se buscó determinar los caudales máximos que llegarían a la ruta en caso de que la Provincia encare nuevas obras de canalizaciones, acorde a los requerimientos productivos de la cuenca Alta del Riachuelo.

6.1. CLASIFICACIÓN CLIMÁTICA

Según la clasificación climática de Thornthwaite, la cuenca alta del Riachuelo abarca parte de dos regiones climáticas, la B1 B'4 r a' y la B2 B'4 r a', es decir regiones hídricas de tipo húmedo, regiones térmicas de tipo mesotermal, con nula o pequeña deficiencia de agua y concentración estival de la eficiencia térmica menor al 48%, indicando que otros meses, además de los del verano, poseen temperaturas y condiciones hídricas aptas para el crecimiento de las plantas.

Según el Sistema de Koppen se clasifica como Cf w' a (h), que expresa un clima mesotermal, cálido templado, sin estación seca con precipitación máxima en otoño, y veranos muy cálidos con temperaturas superiores a 22°C y media anual superior a 18°C.

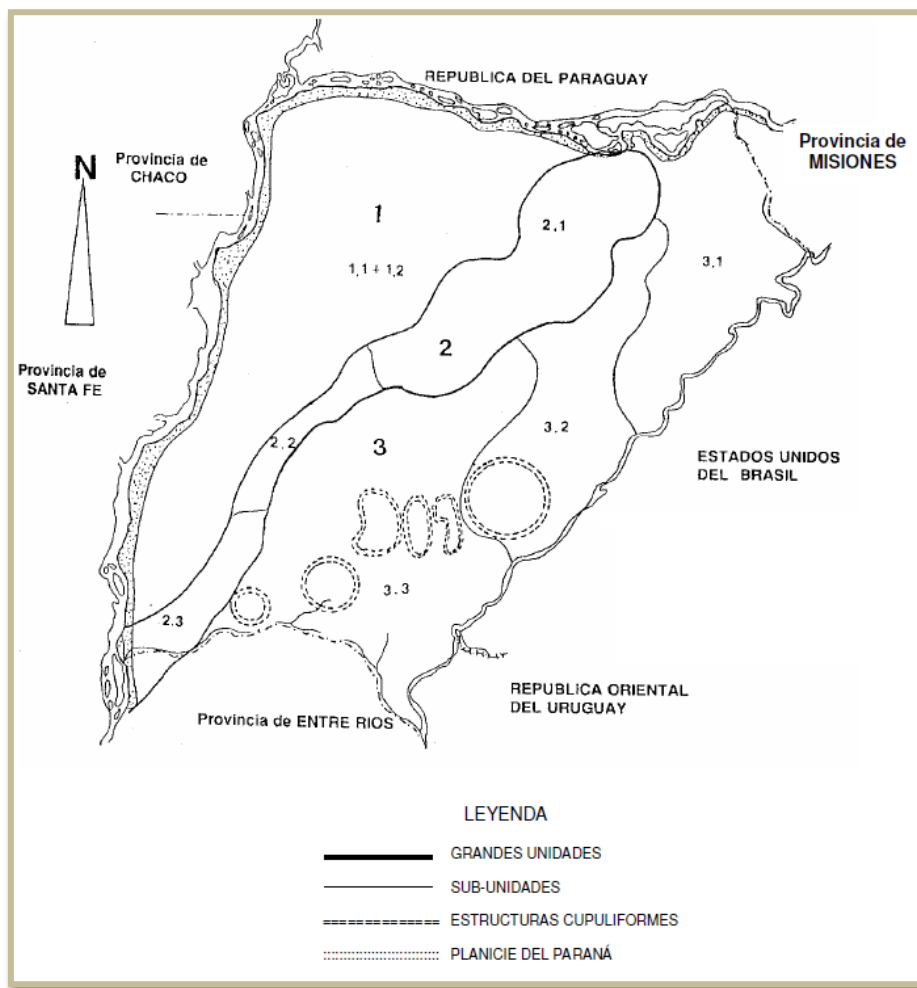
6.2. GEOMORFOLOGÍA¹

La provincia de Corrientes forma parte de una cuenca sedimentaria muy antigua, es decir de un relieve de plataforma con cobertura sedimentaria, transformada en una extensa llanura que se prolonga hacia el oeste y sur del territorio. Topográficamente tiene baja amplitud de relieve: unos 200 m entre sus cotas extremas, (220 y 20 m en los extremos NE y SW respectivamente), y una energía de relieve también baja a muy baja, predominando el aspecto de extensas planicies en el oeste y suaves colinas en el este.

¹ Fuente: Mapa de Suelos de la Provincia de Corrientes 1:500.000. INTA. 1996

Desde el punto de vista morfogenético es necesario analizar una unidad mucho más amplia, de la que forma parte la provincia, y que corresponde a la "cuenca sedimentaria del Paraná", originada en el Paleozoico, la cual se vio afectada por diferentes procesos geodinámicos y morfoclimáticos a lo largo de su evolución. Creemos importante destacar que casi la totalidad de las formas son poligenéticas, de modo que cuando existe un condicionamiento estructural, frecuentemente los agentes exógenos han modificado la posición de los resaltos originales.

En resumen, la provincia se divide dentro de la Gran Unidad "Llanura Correntino - Misionera" en las siguientes Grandes Unidades Geomorfológicas: 1. Lomas y planicies embutidas, 2. Depresión poligenética del Iberá y 3. Planicie de erosión oriental. Estas unidades se distribuyen esquemáticamente según el mapa de la figura siguiente.



Grandes unidades geomorfológicas de la provincia de Corrientes

La zona de estudio se ubica dentro de las Lomas y Planicies Embutidas.

1.1. Lomas. Constituyen el elemento positivo del relieve, con modelo alargado y límites ondulantes, sobreelevadas unos 10 metros sobre el nivel de la planicies y cribadas de lagunas aisladas o asociadas en conjuntos muy complejos.

Los suelos son arenosos y sobre ellos se desarrolla la agricultura y gran parte de los asentamientos humanos (pueblos y ciudades), que se localizaron a lo largo de los antiguos caminos reales. Se corresponden con los afloramientos de la Formación Ituzaingó y sustentan fisonomías de parques y sabanas con palmares bosquecillos aislados intercalados entre las lagunas, los pastizales y pajonales que la rodean.

1.2. Planicies embutidas. Se extienden entre las lomas sobre sedimentos cuaternarios, con vegetación de sabanas en su mayoría inundables y ambientes de típicas cañadas y esteros. Las cuencas limitadas por las lomas, presentan en general tres sectores, de los cuales sólo el final representa un curso fluvial o cárcava por donde escurren las aguas. Los sectores medio y superior presentan gran dificultad de avenamiento y están sometidos a inundaciones estacionales.

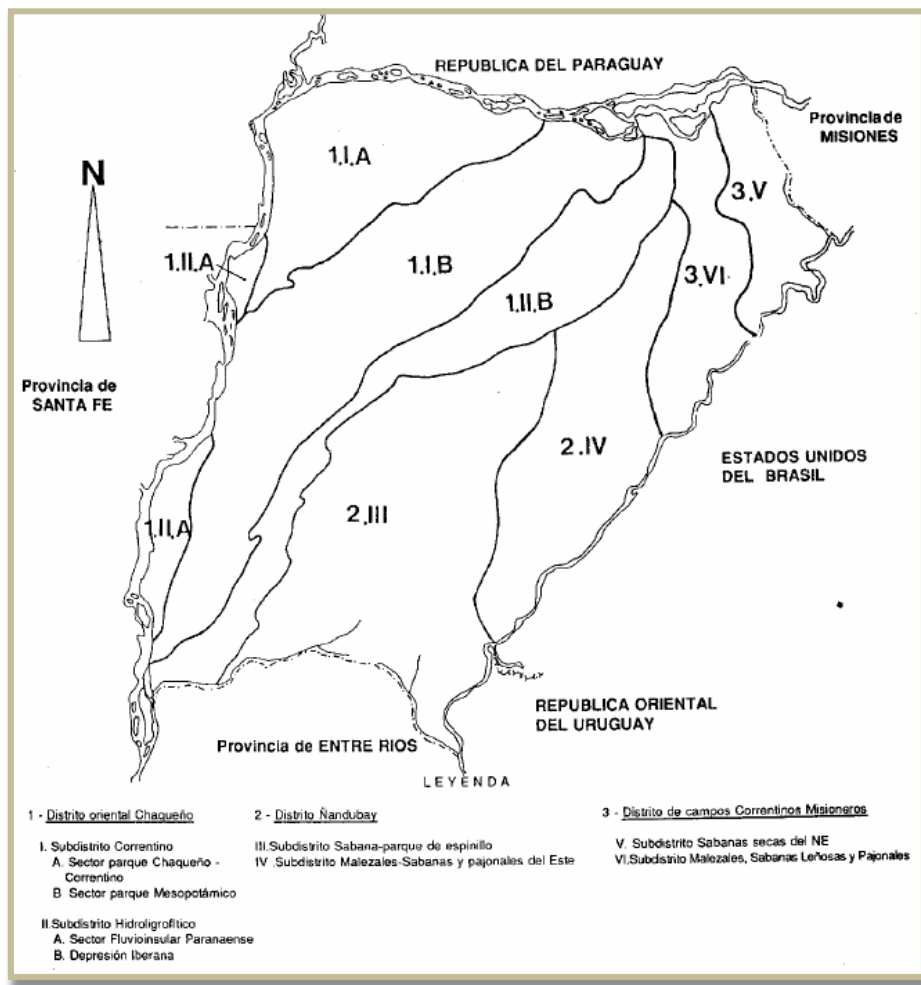
6.3. SUELOS Y VEGETACIÓN²

En la provincia de Corrientes están representados dos grandes dominios fitogeográficos: el Chaqueño, al occidente y parcialmente al Este, cubriendo el 80 % de su superficie y el Amazónico al Noreste, con el 20 % restante. La distribución de la vegetación, responde básicamente a los gradientes térmicos y pluviométricos registrados en el área. Se reconocen a su vez, dentro del espacio Chaqueño dos distritos: el Oriental de la provincia Chaqueña y el del Ñandubay de la provincia del Espinal. Para el Amazónico, el distrito de los campos de la provincia Paranaense.

Confluyen en Corrientes, tres provincias fitogeográficas con caracteres propios que dan origen a amplias zonas de transición en sus áreas de contacto.

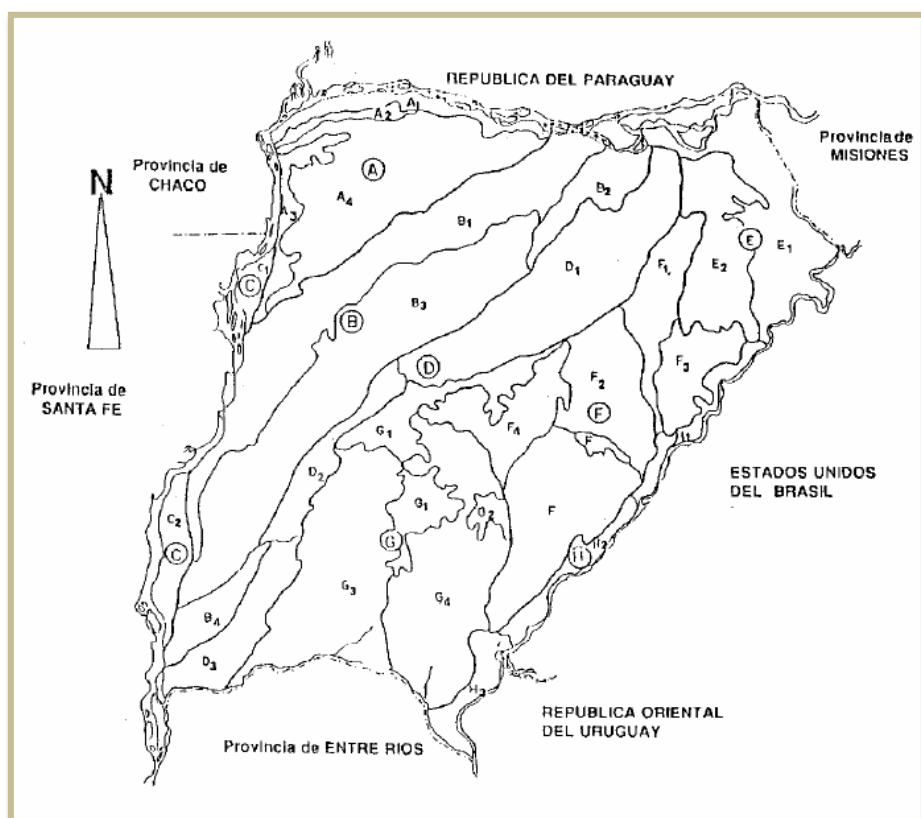
² Fuente: Mapa de Suelos de la Provincia de Corrientes 1:500.000. INTA. 1996

Tomando en cuenta para las grandes divisiones el sistema que contempla las afinidades florísticas y para las subordinadas a la fisonomía y factores del ambiente, como relieve y drenaje, la vegetación de Corrientes se puede ordenar en los siguientes territorios fitogeográficos, cuya distribución se ilustra el siguiente mapa.



Territorios Fitogeográficos de la provincia de Corrientes

Sobre esta gran llanura que comprende el territorio provincial se han delineado dos Grandes Regiones Naturales, ocho Regiones y 29 Subregiones, que se representan esquemáticamente en el siguiente mapa.



Regiones y Subregiones Naturales de la provincia de Corrientes

La zona de estudio se ubica dentro de la Gran región occidental, la cual está comprendida entre el río Paraná y la Depresión del Iberá; es una planicie sedimentaria que incluye tres elementos básicos: la Planicie Subnormal-cóncava, como dominante; los Albardones y/o diques naturales del Paraná y afluentes y los Cordones Arenosos salpicados de pequeñas lagunas. La mencionada planicie se subdivide en cuatro Regiones naturales:

A - Albardón y planicie subcóncava del Paraná y afluentes. Cubre 1.024.000 ha. Se destaca el dique natural y los albardones del Paraná Alto y Medio, de origen sedimentario subreciente, disectado espaciadamente por cauces activos y antiguos de los ríos que desaguan en el Paraná; inmediatamente a éste, se encuentra un plano deprimido con fases positivas y negativas más o menos continuas (cañada Ipucú). En los sectores más altos del dique natural o albardón, los suelos (Molisoles), son utilizados en agricultura, en chacras de poca superficie y con tendencia al monocultivo, (Subregiones A1 y A3 con 384.000 ha).

A continuación, se extiende una gran planicie subcónica orientada de noreste a sudoeste, el sector superior de captación lo componen esteros de gran amplitud, luego se definen cursos medios de tipo meandroso, que finalizan en el sector inferior con valles cortados en "v", (Subregión A4 con 614.400 ha).

En líneas generales, las pendientes son muy bajas, el escurrimiento es lento y dominan los procesos de hidromorfismo. El material originario es aluvial y pertenece al Cuaternario inferior (Formación Yupoí). Los suelos predominantes son Alfisoles y los interfluvios poco definidos presentan, en sus partes positivas, bosques de características xerohalofíticas (relicto de otro clima) en forma de isletas con suelos que presentan alto contenido de sodio desde la superficie. La vegetación predominante en la planicie es la de pajonales de paja colorada (*Andropogon lateralis*) y paja amarilla (*Sorghastrum agrostoides*), acompañados por hidrófilas como *Leersia* spp. y *Eleocharis* spp. El uso general de estas tierras anegables es ganadero extensivo sobre campo natural y en menor proporción, arroceros en sectores vecinos al río Paraná.

Por último se define un cordón arenoso entre el dique natural del Paraná y la Planicie Subcónica, expresándose claramente entre las localidades de Capital, San Cosme e Itatí, con salpicado de lagunas circulares. Los suelos son Entisoles y el uso es agrícola (cítricos, horticultura, maíz, algodón) y forestal (pino y eucalipto), (Subregión A2 con 25.600 ha).

6.4. HIDRODINÁMICA SUPERFICIAL. CUENCAS

En el análisis de la hidrodinámica superficial y la delimitación de cuencas se utilizaron diversas fuentes de información, como ser cartas geomorfológicas, cartas topográficas, imágenes satelitales y modelo de elevaciones de la S.R.T.M.

Es importante destacar, que por las características topográficas de la zona las cuencas actuales presentan múltiples transfluencias en uno u otro sentido dependiendo de los tirantes hídricos generados por las precipitaciones.

El límite norte de la cuenca en estudio prácticamente coincide con la R.N.N°12, donde las pequeñas desviaciones de su perímetro han sido absorbidas por el terraplén de la ruta. Se desarrolla por la misma en dirección este hasta pasar la Ruta Provincial N°15 o camino de acceso a Berón de

Astrada, continuando luego en dirección sureste hacia la Ruta Provincial Nº13. Sobre esta ruta, la divisoria se desarrolla en dirección sur por unos 9 kilómetros, continuando luego en dirección oeste y por límites poco definidos y con múltiples transfluencias, bordeando los esteros del San Lorenzo, los Esteros de Las Maloyas y la Cañada del Toro, concluyendo aguas abajo de la Laguna Vallejos.

Las vías de desagüe de esta cuenca a través de la Ruta Nacional Nº12 y hacia el Río Paraná en dirección norte, corresponden a cursos naturales que con el tiempo sufrieron intervenciones a los efectos de incrementar el área de drenaje y su capacidad de conducción. Estas vías corresponden al Canal Berón de Astrada, el Arroyo Santa María, el Arroyo Baí y el Arroyo Iribú Cuá.

Se presenta en esta cuenca en general un ambiente lotico, caracterizado por la presencia de esteros, cañadas y bañados, con escurrimiento en manto o de tipo laminar y muy lento. La excepción la constituyen los canales mencionados anteriormente, fundamentalmente en la cabecera de esta cuenca, que aceleran los escurrimientos hacia el Paraná.

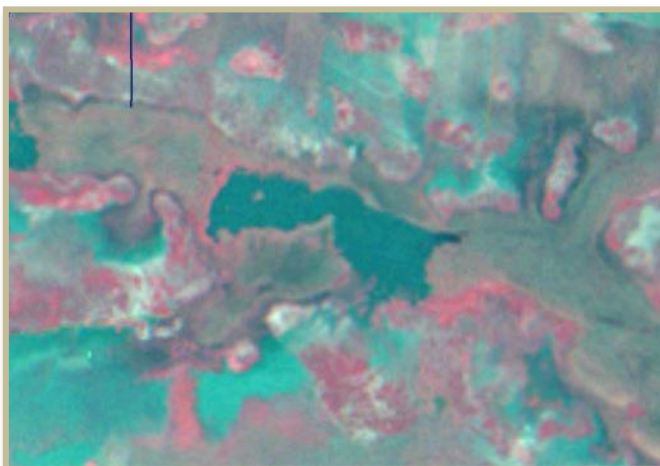
Del análisis de las cartas topográficas del IGN de los años 40 e imágenes satelitales de los años 70, se evidencia un incremento de las áreas inundadas como consecuencia del ascenso de los tirantes hídricos, a pesar de las obras de drenaje transversales realizadas, lo cual tiene explicación en una pérdida en la capacidad de conducción en el sentido general del escurrimiento del estero (oeste-este) debido al paulatino aumento de su biomasa y el embancamiento de los cursos de agua del tramo inferior de la cuenca (arroyos Riachuelito y Riachuelo).



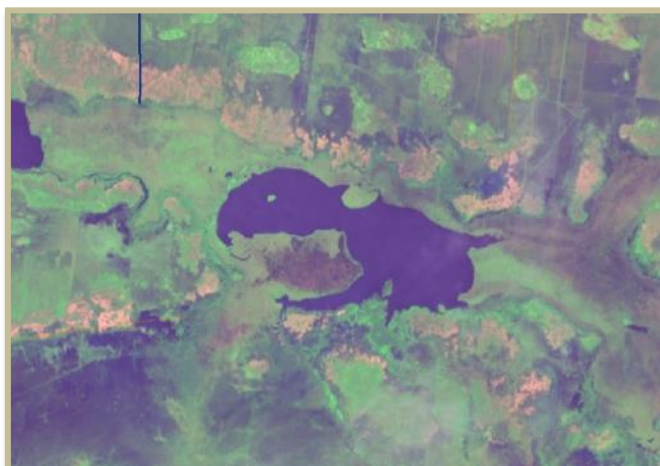
Cabecera de Cuenca de los Esteros del Riachuelo. Carta Topográfica IGN. 1944



Cabecera de Cuenca de los Esteros del Riachuelo. Carta Topográfica IGN. 2007



Laguna Toropí. Imagen Landsat 1. 1973/12/10



Laguna Toropí. Imagen Landsat 8. 2016/01/14

6.4.1. Cuencas Actuales

Las cuencas actuales, de acuerdo a lo ya mencionado, tienen sus nacientes aguas arriba de la localidad de Berón de Astrada, en una zona con divisorias de aguas poco definidas, donde la primera vía de drenaje hacia el Río Paraná la constituye el Canal Berón de Astrada, el cual se desarrolla paralelo a la Ruta Provincial N°15 hasta unos 4000m de su intersección con la Ruta Nacional N°12, donde se desvía en dirección noreste, atravesando esta última a la altura de la Progresiva 1165+335.

Este canal capta las aguas de la Cañada San Antonio, donde el escurrimiento a través de las alcantarillas de la R.P.N°15 pueden darse en ambos sentidos dependiendo de la zonas de mayor precipitación y acumulación de aguas.

Aguas abajo de esta zona nos encontramos con numerosos cursos de agua intervenidos o canales que formando parte de la cuenca de los esteros del Riachuelo descargan al Arroyo Santa María, como ser el Arroyo Noé, Arroyo Capiaty, Arroyo Fortuna y el Arroyo Avalos. El Arroyo Santa María cruza la Ruta Nacional N°12 a la altura de la Progresiva 1154+750.

En esta zona el límite sur de la cuenca es poco definido, con escurrimiento en uno u otro sentido dependiente de la localización de las precipitaciones, naciendo en este sector los esteros del San Lorenzo y los esteros de las Maloyas.

La siguiente vía de drenaje la constituye el Canal Baí, el cual atraviesa el Estero San José y se desarrolla hasta los esteros de Riachuelo. Ante escenarios de crecientes, capta además los desbordes de la Laguna Toro Hú. Este canal cruza la R.N.N°12 a la altura de la Progresiva 1132+530.

Continuando con las vías de drenaje nos encontramos con el Arroyo Iribú Cuá el cual llega hasta los esteros del Riachuelo y su Afluente n°1 que alcanza la Laguna Vallejos. Su intersección con la R.N.N°12 se da a la altura de la Progresiva 1116+300.

Al sur de este sector de cuenca se encuentra la Cañada del Toro, con transfluencias con los esteros del Riachuelo.

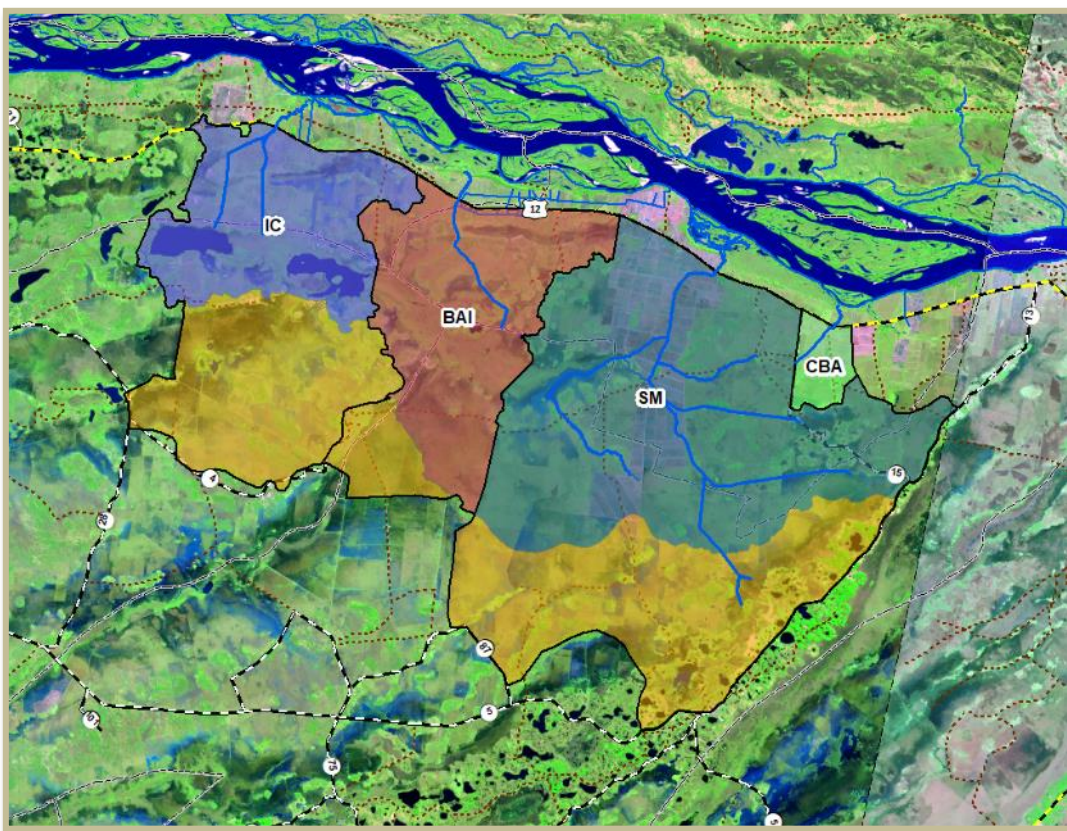
6.4.2. Cuencas Futuras

Previendo la necesidad de incrementar las capacidades de conducción de las canalizaciones existentes, el análisis de los caudales de diseño de las obras de arte se realizará para un Escenario Futuro, para el cual se ha considerado una situación de máxima que no solo incluye a la Cuenca Alta del Riachuelo (o Esteros del Riachuelo), sino también a sectores de la cuenca Alta del Empedrado, como ser los Esteros del San Lorenzo, parte de los Esteros de las Maloyas y parte de la cuenca Alta del Riachuelito como es el caso de la Cañada del Toro.

Es de destacar que para que estas cuencas realmente aporten a las descargas que atraviesan la ruta nacional, será necesario prolongar la red de canales existentes aguas arriba de la misma, así como también readecuar sus secciones de acuerdo a los nuevos caudales.

Para este Escenario Futuro, se supondrá que las cuencas se encuentran intervenidas con los mencionados canales y que los mismos son capaces de conducir hacia el Río Paraná, a través de la R.N.N°12, todos los excedentes pluviales que se generan ante las tormentas de diseño. Es decir, se supondrá que las cuencas poseen límites definidos, a diferencia de la situación actual donde las divisorias de cuencas son poco definidas y con múltiples transfluencias.

Se presentan a continuación la delimitación de cuencas realizada, para lo cual se tuvo en cuenta diversa información, como ser cartas geomorfológicas, cartas topográficas, imágenes de satélite, modelos de elevaciones y relevamientos de campo.



Nombre	Detalle	Superficie Actual [ha]	Superficie Adicional [ha]	Superficie Total "Escenario Futuro" [ha]
CBA	Cuenca del Canal Berón de Astrada	3098	0	3098
SM	Cuenca del Arroyo Santa María	60632	33297	93929
BAI	Cuenca del Arroyo Baí	28093	4722	32815
IC	Cuenca del Arroyo Iribú Cuá	23369	22762	46131
Total	Zona de Estudio	115192	60781	175973

Nota: las superficies adicionales se indican sombreadas en naranja en la imagen anterior

Se determinó para cada cuenca, además de la superficie, su longitud, cotas extremas, desnivel y pendiente, parámetros a partir de los cuales se obtuvieron los tiempos de concentración de cada una de ellas por medio del empleo de la fórmula de Kirpich, la que responde a la siguiente expresión:

- $T_c = 0.0195 L^{0.77} S^{-0.385}$

donde:

T_c = tiempo de concentración en minutos

L = longitud en metros

S = pendiente adimensional

Nombre	Detalle	Pendiente [%]	Longitud [km]	TC Kirpich [min]	TC Adoptado [min]
CBA	Cuenca del Canal Berón de Astrada	0.003	14.5	1628	1620
SM	Cuenca del Arroyo Santa María	0.010	41.0	2429	2400
BAI	Cuenca del Arroyo Baí	0.005	27.0	2346	2400
IC	Cuenca del Arroyo Iribú Cuá	0.007	35.0	2424	2400

Para determinar las abstracciones, o bien la parte de la precipitación que se transforma en precipitación efectiva, se empleó el método del Número de Curva.

En este método se asume la existencia de un umbral de escorrentía denominado “Po” por debajo del cual las precipitaciones caídas no generan escorrentía.

El S.C.S. propone la siguiente formulación para el cálculo de la lluvia neta:

- $E = (P - 0.2 S)^2 / (P + 0.8 S)$

donde:

E = volumen de escorrentía

P = precipitación

S = retención máxima posible

Para estandarizar las soluciones de la ecuación de escorrentía del S.C.S. se definió un número adimensional denominado Número de Curva variable entre 0 y 100, que esta unívocamente relacionado al valor de “S” mediante la siguiente expresión:

- $N.C. = 1000 / (10 + S)$

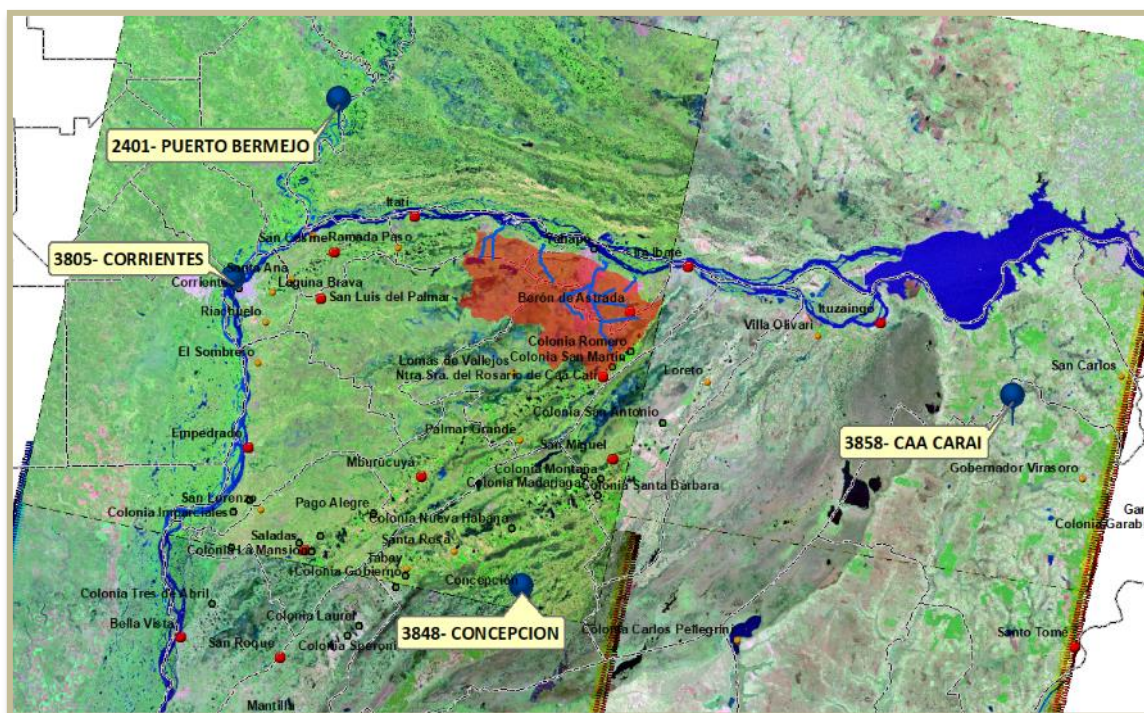
Los valores del N.C. para cada cuenca se adoptaron en base al escenario futuro planteado, para el cual se consideró que el 20% de la cuenca se destinará a la actividad agrícola y el resto a la actividad pecuaria, tomando valores conservadores de NC de 82 y 74 respectivamente.

6.5. PRECIPITACIONES

Para el estudio de las precipitaciones en la zona se analizaron las estaciones pluviométricas más cercanas pertenecientes a la Base de Datos Hidrológica Integrada de la Subsecretarías de Recursos Hídricos de la Nación.

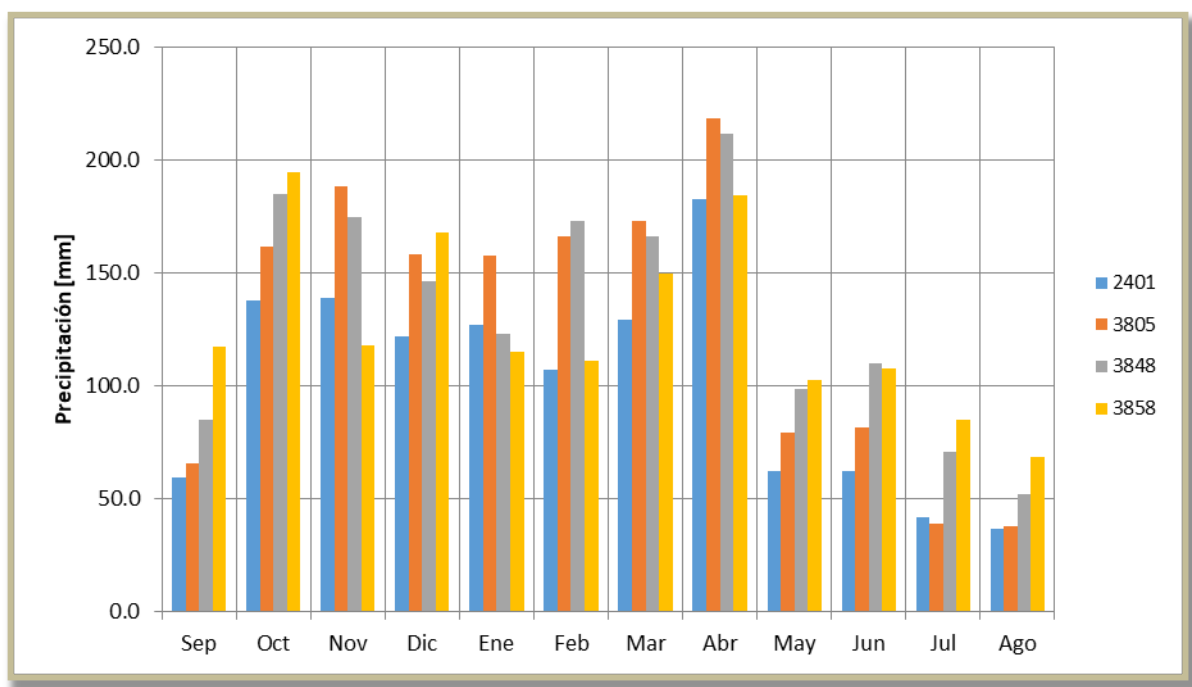
Las estaciones utilizadas, su período de registro y ubicación se indican a continuación.

Código	Nombre	Río	Latitud	Longitud	Período
2401	Puerto Bermejo	Paraguay	26° 56' 23"	58° 29 39"	1985-2017
3805	Corrientes	Paraná	27° 27' 55"	58° 50 57"	1982-2017
3848	Concepción	Batel-Batelito	28° 23' 21"	57° 53 55"	1978-2017
3858	Caá Carái	Aguapeí	27° 49' 28"	56° 15 32"	1985-2017



A partir de los registros de precipitaciones diarias se obtuvieron las precipitaciones mensuales y las precipitaciones anuales, esta última para aquellos años hidrológicos completos en cuanto a datos. También se calcularon las precipitaciones mensuales promedio y sus correspondientes desvíos estándar, los máximos y mínimos mensuales de precipitación, y se extrajo de la serie los valores de precipitación máxima diaria anual para duraciones de 24 y 48hs.

Estación	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Anual
2401	59.4	137.5	138.9	121.9	126.8	106.9	129.0	182.8	62.1	62.3	41.8	36.9	1206.3
3805	65.9	161.8	188.1	158.1	157.5	165.9	173.1	218.1	79.2	81.5	38.8	37.6	1525.6
3848	84.7	184.9	174.4	146.2	122.9	172.9	166.3	211.3	98.3	109.9	70.8	52.3	1594.9
3858	117.3	194.2	118.0	168.1	114.8	111.1	149.5	184.3	102.4	107.8	84.9	68.5	1521.0



Para poder establecer la relación Precipitación-Periodos de Retorno (P-TR) se procedió a generar las series de máximos anuales, las cuales se analizaron con distintas funciones teóricas de distribución, para luego seleccionar la que proporcionó el mejor ajuste a la muestra.

Las Funciones de Distribución analizadas fueron: Log-Normal de Dos Parámetros (LN2), Gumbel (GU), General de Valores Extremos (GEV), Pearson Tipo III (PIII), Log-Pearson III (LPIII), Exponencial (EXP) y Wakeby (WA).

Por su parte los Métodos de Estimación de Parámetros empleados fueron: Método de los Momentos (MoM), Método de los Momentos Ponderados Probabilísticamente (MPP), Método de los Momentos Mixtos (MMX) y Método de Máxima Verosimilitud (MV).

Las combinaciones de Modelo de Ley y Método de Ajuste empleadas fueron las que se detallan en la siguiente Planilla.

Distribución	Método
LN2	MV
GU	MPP
GEV	MPP
PIII	MV
LPIII	MMX
EXP	MoM
WA	MPP

El ajuste de las muestras se llevó a cabo con el modelo de Análisis de Frecuencia AFMULTI, desarrollado en la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la UNL. Este modelo permite elegir cualquiera de las distribuciones indicadas y la expresión de frecuencia experimental que se desee emplear para la serie muestral que se analiza. En este caso se empleo la expresión de Hazen ($B=0.50$) para el cálculo de la frecuencia empírica.

Con el mismo programa se calculó para el ajuste muestral a cada distribución el test de Kolmogorov-Smirnov y los errores cuadráticos medios en valores (ECMV) y en frecuencia (ECMF).

Para la selección de la Función de Distribución Teórica que proporciona el mejor ajuste a la muestra se tomó en cuenta el ECMV, el ECMF y el test de Kolmogorov-Smirnov en este orden de prioridad.

Teniendo en cuenta los tiempos de concentración obtenidos se adopta para el diseño tormentas con duraciones de 48hs. Con los valores obtenidos para cada estación pluviométrica se generaron isohietas las cuales determinaron los montos de precipitaciones areales cada cuenca.

Estación	TR = 100 años	
	24 h	48 h
2401	174.3	291.0
3805	287.6	319.5
3848	269.8	313.0
3858	196.2	240.7

Dado el tamaño de las cuencas de aporte corresponde emplear los coeficientes reductores por área, los cuales se evaluaron por medio de la expresión de Temez y del US Weather Bureau (1958).

- $K_a = 1 - \log(A)/15$

donde:

K_a = coeficiente reductor por área de Temez
 A = área de la cuenca en Km²

- $ARF = 1 - e^{-1.1 \cdot T^{0.25}} + e^{-1.1 \cdot T^{0.25} - 0.0039 \cdot A}$

donde:

ARF = coeficiente reductor por área del US Weather Bureau
 A = área de la cuenca en Km²
 T = duración de la tormenta en horas

A partir de estos coeficientes, de los cuales se adoptó el más conservador, se obtuvieron los valores de precipitaciones areales de cálculo (TR100-48h) para cada cuenca a emplear en los modelos de transformación lluvia-escorrentía.

Cuenca	Designación	Superficie [ha]	Precip. Areal [mm]	Coef. Areal (K_a)	Coef. Areal (ARF)	Precip. de Cálculo [mm]
Arroyo Iribú Cuá	IC	46131	300.8	0.82	0.95	285.8
Arroyo Baí	BAI	32815	299.3	0.83	0.96	287.3
Arroyo Santa María	SM	93929	297.3	0.80	0.95	282.4
Canal Berón de Astrada	CBA	3098	293.6	0.90	0.99	290.7

Teniendo en cuenta las duraciones de tormenta de 2 días y a fin de determinar el porcentaje de lámina precipitada en cada día se procedió a analizar los 3 eventos más severos de 2 días de duración en cada registro, obteniéndose un valor de lámina precipitada para el primer día del 61.4%, mientras que el 38.6% restante precipita en el segundo día.

Para la distribución temporal de las precipitaciones se empleó la tormenta Tipo III del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos.

6.6. MODELACIÓN HIDROLÓGICA

Como ya menciona anteriormente, las recurrencias de diseño se asociaron a la variable precipitación, donde se adoptó para el diseño de las Obras de Arte emplazadas sobre la R.N.N°12 una Recurrencia de 100 años.

La simulación hidrológica se apoyó en el software de modelación HEC-HMS desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los EE.UU.(U.S.A.C.E).

Esta herramienta permite la determinación de la precipitación neta (precipitación disponible para escurrir), a partir del método de la curva número (entre otros), desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos.

Por otra parte, para la obtención de caudales la metodología empleada fue la del hidrograma unitario adimensional del Soil Conservation Service, que consiste en un hidrograma unitario en el cual los caudales se expresan como cociente respecto al caudal punta y los tiempos como cociente respecto al tiempo de punta.

El caudal punta del hidrograma de escorrentía directa y el tiempo de punta se obtienen según se indica a continuación.

- $Up = A / (4.8 Tp)$
- $Tp = \Delta t / 2 + Tdp$

donde:

Up = caudal punta del Hidrograma Unitario en m3/seg

A = área de la cuenca en Km2

Tp = tiempo de punta en horas

Δt = intervalo de discretización del hietograma en horas

T_{dp} = tiempo de desfase de punta o tiempo de retardo en horas

Por su parte, el tiempo de desfase de punta T_{dp} se puede estimar a partir del tiempo de concentración mediante la siguiente relación:

- $T_{dp} = 0.6 T_c$

Esta metodología del Hidrograma Unitario se aplica a cada intervalo del hietograma y luego por adición se obtiene el hidrograma de escorrentía directa.

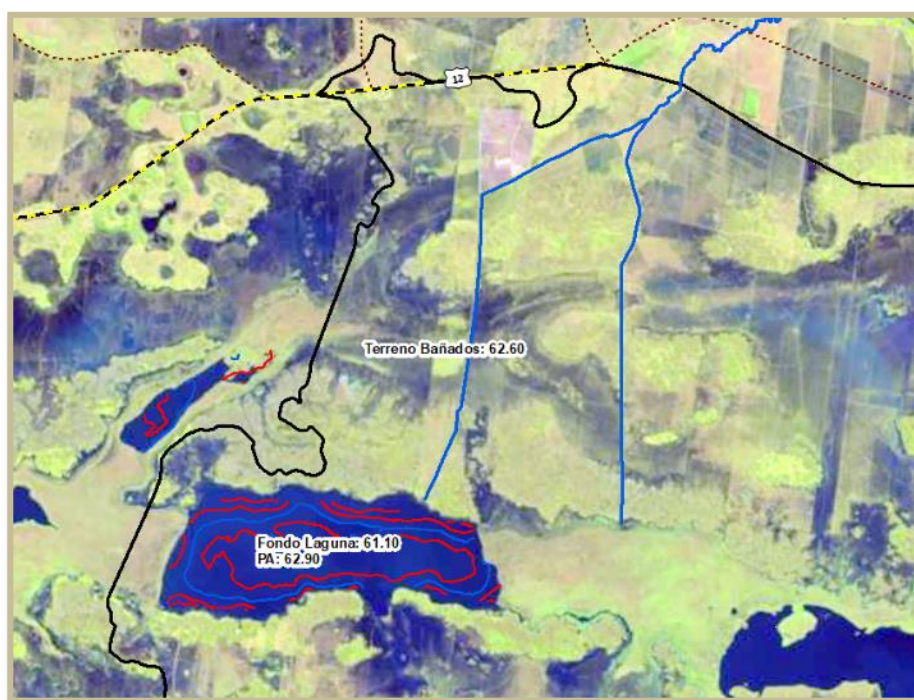
Para el caso de laminación en embalses se empleó el Método de Puls Modificado.

6.7. ARROYO IRIBÚ CUÁ

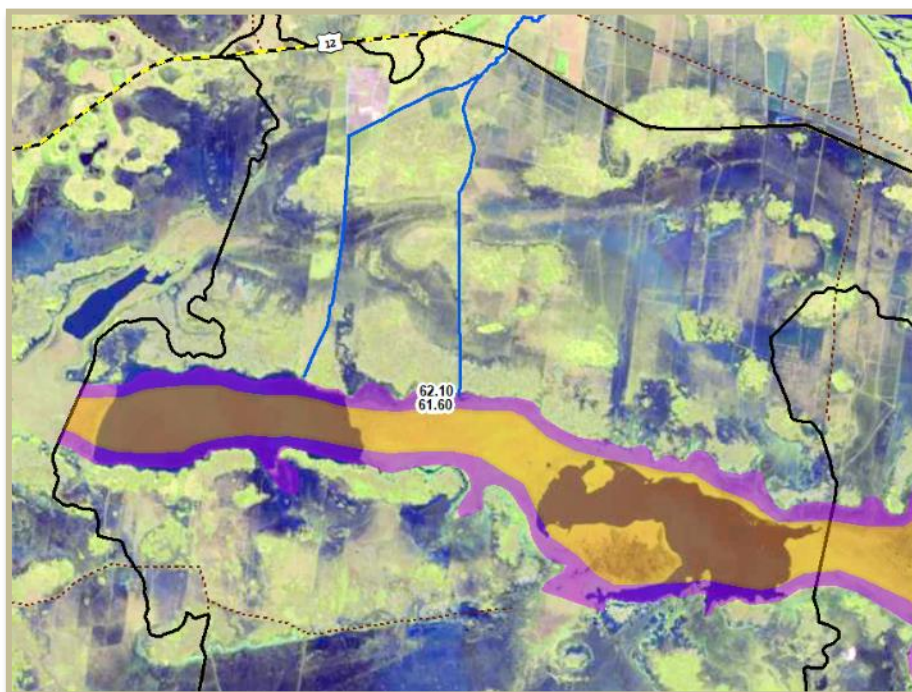
La simulación empleada intenta reproducir el fenómeno que se produce en la cuenca ante eventos pluviométricos, donde la precipitación efectiva escurre y se almacena en lagunas, bañados y esteros, para luego evacuar, en función de las capacidades de conducción, por las vías de drenajes.

Para cuantificar los volúmenes posibles de ser almacenados en el Estero del Riachuelo, se analizó una batimetría realizada para la Laguna Vallejos, la que se presenta a continuación.





Se aprecia que la laguna Vallejos, inserta en los Esteros del Riachuelo, posee una profundidad máxima del orden de 1.80m, con cota de fondo de 61.10m. Se observa además como el nivel de agua en la laguna se encuentra por arriba de las cotas de terreno natural de los bañados que la rodean.



Asumiendo que la configuración del lecho de los Esteros del Riachuelo se mantiene en todo su desarrollo, y mediante el análisis de imágenes satelitales con distintas condiciones de humedad en suelo, se planimetraron áreas de inundación para dos niveles hídricos, a partir de las cuales se obtuvo las curvas de H-A (altura-área inundada) a ser empleada en la modelación del embalse.

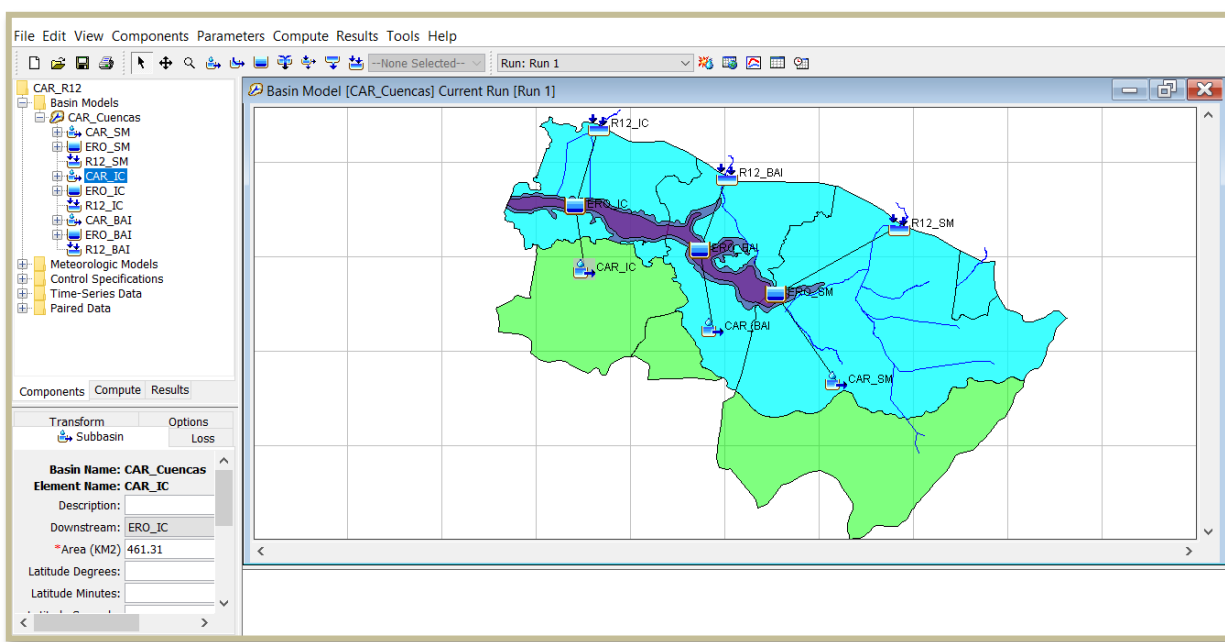
Arroyo Iribú Cuá	
Cota [m]	Sup. Inundada [ha]
61.1	0.0
61.6	2976.1
62.1	4710.8
63.0 (por extrapolación)	7833.3

Teniendo en cuenta que el análisis busca determinar un caudal máximo para un escenario futuro, en el cual se supone construidos los canales de drenaje de la cuenca, se buscará determinar el caudal necesario de evacuación desde los Esteros hacia el Río Paraná, para el cual no producen anegamientos en los terrenos bajos anegables de la cuenca.

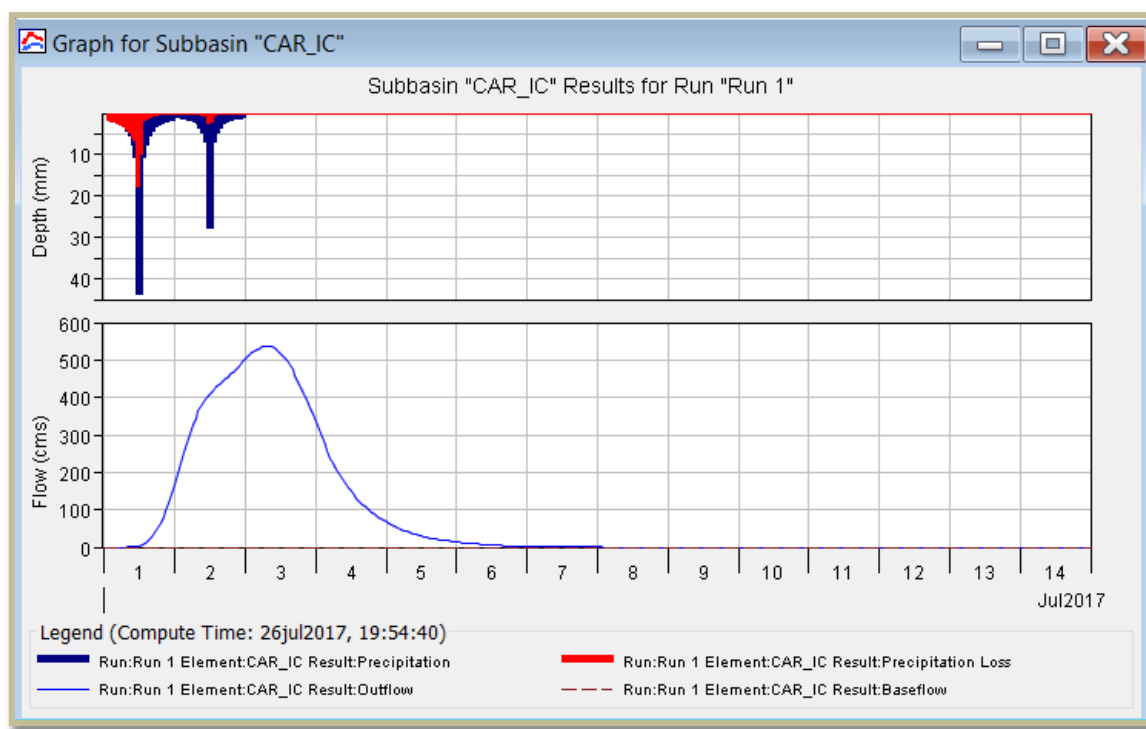
Se destaca que el presente informe no busca definir las obras de canalizaciones a realizar en la cuenca, sino más bien evaluar un posible escenario futuro de máximos aportes para el diseño de las obras de arte de la R.N.N°12, por lo cual la viabilidad de estas canalización, tanto desde el punto de vista técnico-económico como ambiental exceden al alcance del presente análisis.

6.7.1. Resultados de la Modelación Hidrológica para TR=100 años

La simulación hidrológica condujo a los siguientes resultados.

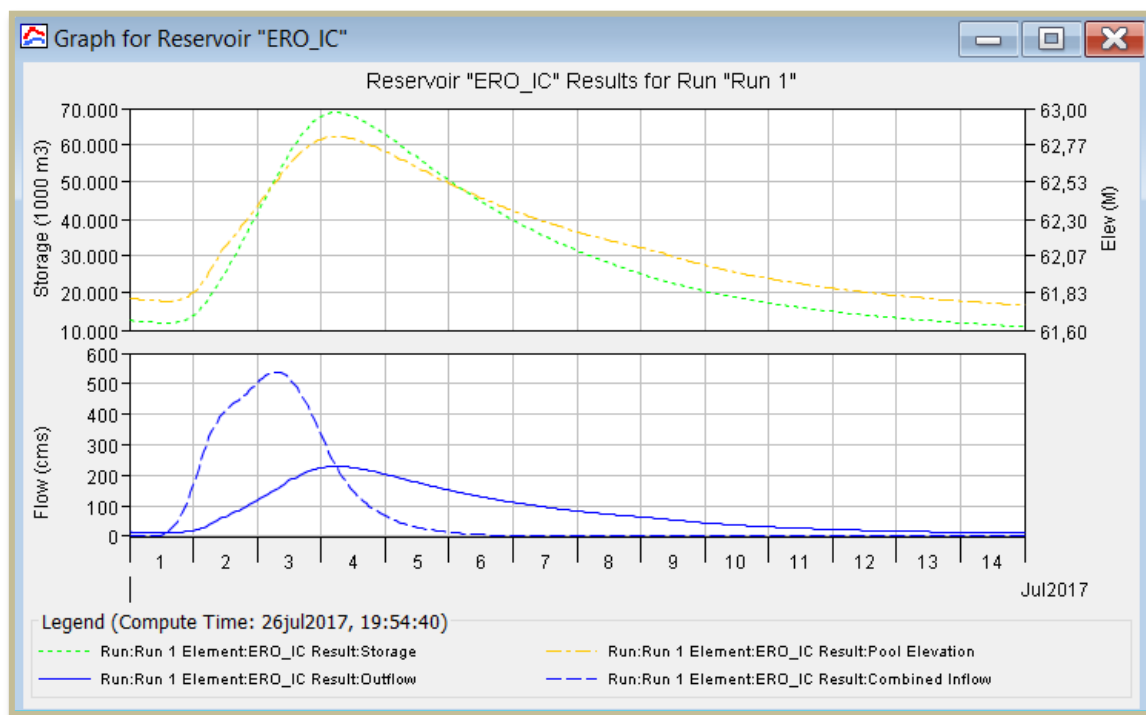


Esquema del Modelo



Precipitaciones y Caudales de Cuenca

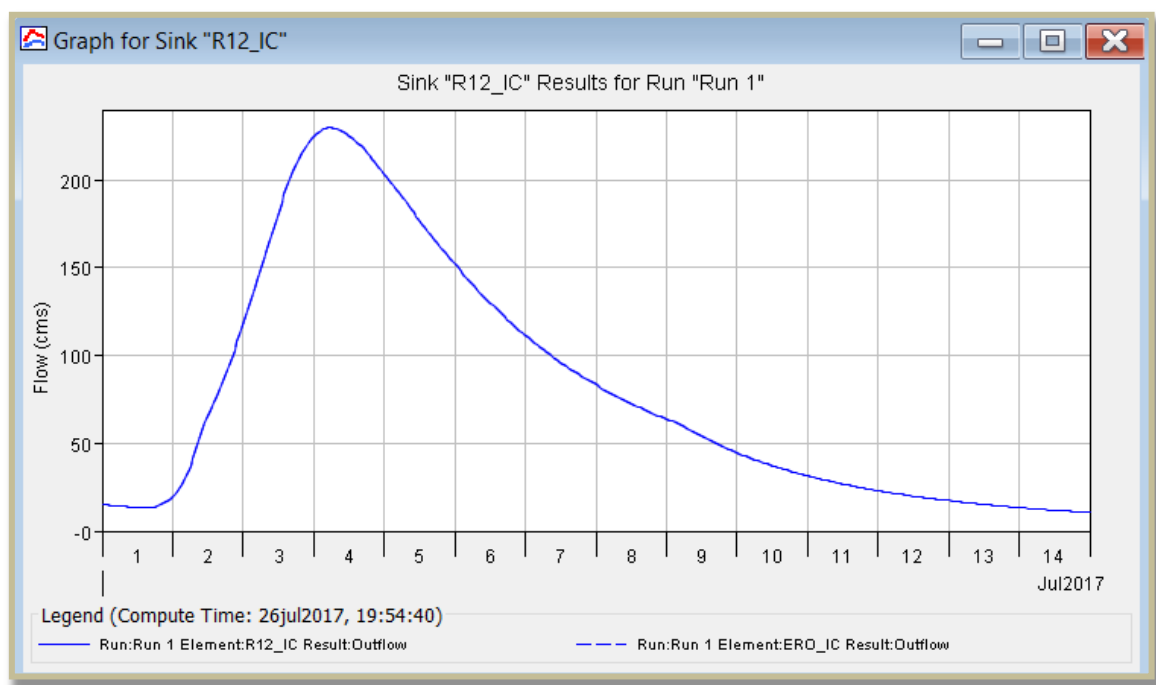
De acuerdo a los resultados, para la precipitación de diseño de 285.8mm correspondiente a una recurrencia de 100 años, se obtienen abstracciones por 79.25mm, escurriendo los restantes 206.55mm, lo cual representa un volumen de aporte de 95.3hm³. El caudal máximo de aporte de la cuenca hacia los Esteros del Riachuelo es de 538.3 m³/s.



Variación del Nivel y Almacenamiento en Estero

Partiendo de un nivel en embalses de 61.80m se aprecia como el nivel hídrico máximo que se obtiene en los Esteros es de 62.82m, valor similar a los actuales para condiciones normales. Se aprecia además que se producen valores superiores a 62.60m (cota de los terrenos bajos que rodean a los esteros) por aproximadamente dos días, mientras que al cabo de dos semanas de iniciada la tormenta se vuelve a las condiciones iniciales de niveles en los esteros.

Este escenario futuro, implica una evacuación de caudal máxima de 229.6 m³/s, el cual se consigue mediante un vertedero con cota de umbral en 61.60m y ancho de 100.0m, el cual vuelca las aguas al canal del Arroyo Iribú Cuá.



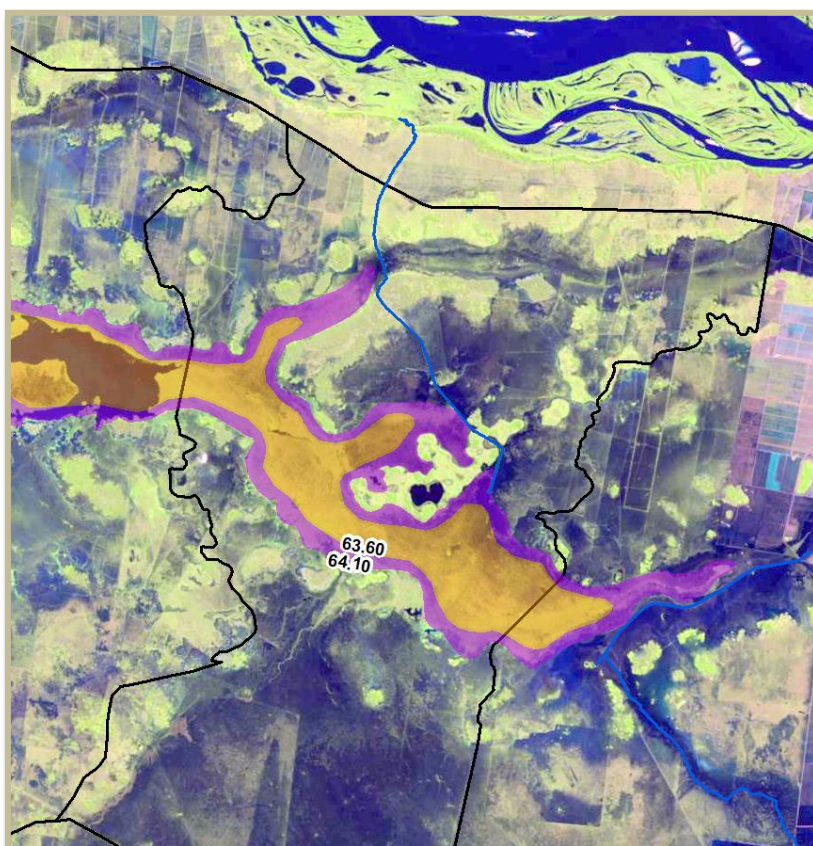
Hidrograma Arroyo Iribu Cuá

De acuerdo a los resultados obtenidos se dimensionará la obra de Arte de la Ruta Nacional N°12 correspondiente al Arroyo Iribú Cuá para una caudal de 229.6 m³/s, correspondiente a una recurrencia de 100 años.

6.8. ARROYO BAÍ

La simulación empleada intenta reproducir el fenómeno que se produce en la cuenca ante eventos pluviométricos, donde la precipitación efectiva escurre y se almacena en lagunas, bañados y esteros, para luego evacuar, en función de las capacidades de conducción, por las vías de drenajes.

Para cuantificar los volúmenes posibles de ser almacenados en el Estero del Riachuelo, se extrapolaron las curvas determinadas para la Laguna Vallejos, considerando una pendiente media de los Esteros del Riachuelo del 0.01%.



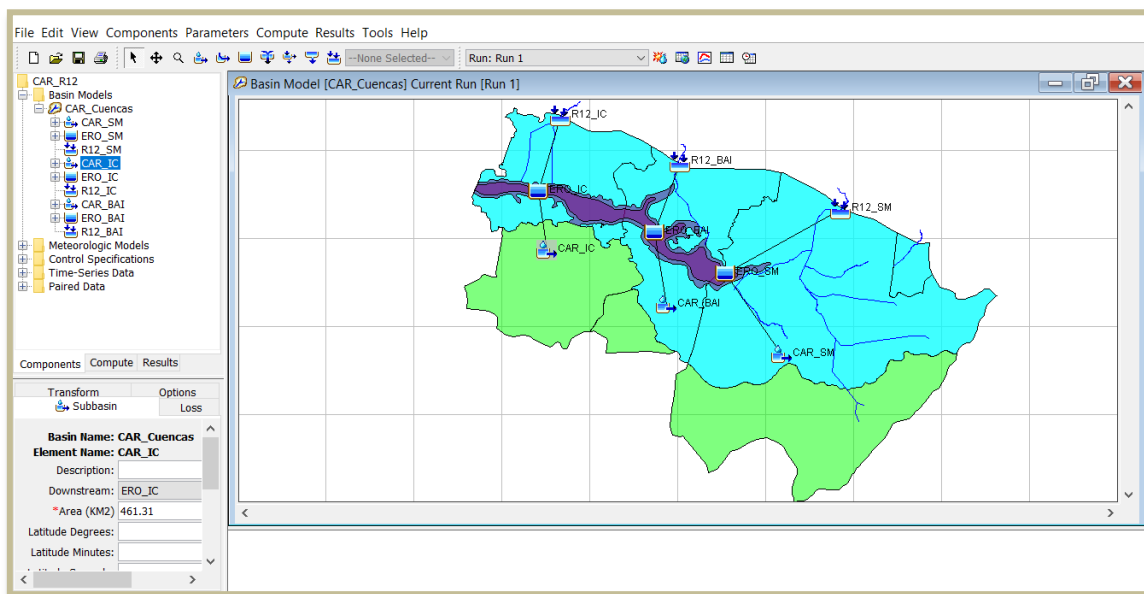
Arroyo Baí	
Cota [m]	Sup. Inundada [ha]
63.1	0.0
63.6	2947.6
64.1	5301.6
65.0 (por extrapolación)	9538.8

Teniendo en cuenta que el análisis busca determinar un caudal máximo para un escenario futuro, en el cual se supone construidos los canales de drenaje de la cuenca, se buscará determinar el caudal necesario de evacuación desde los Esteros hacia el Río Paraná, para el cual no producen anegamientos en los terrenos bajos anegables de la cuenca.

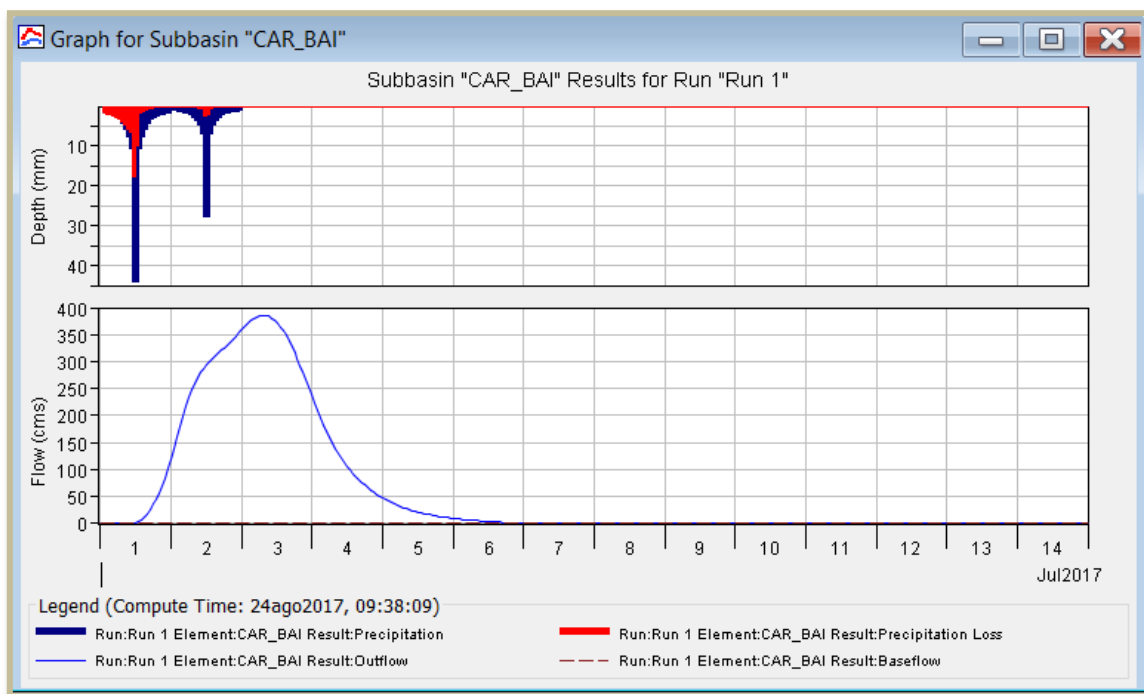
Se destaca que el presente informe no busca definir las obras de canalizaciones a realizar en la cuenca, sino más bien evaluar un posible escenario futuro de máximos aportes para el diseño de las obras de arte de la R.N.N°12, por lo cual la viabilidad de estas canalización, tanto desde el punto de vista técnico-económico como ambiental exceden al alcance del presente análisis.

6.8.1. Resultados de la Modelación Hidrológica para TR=100 años

La simulación hidrológica condujo a los siguientes resultados.

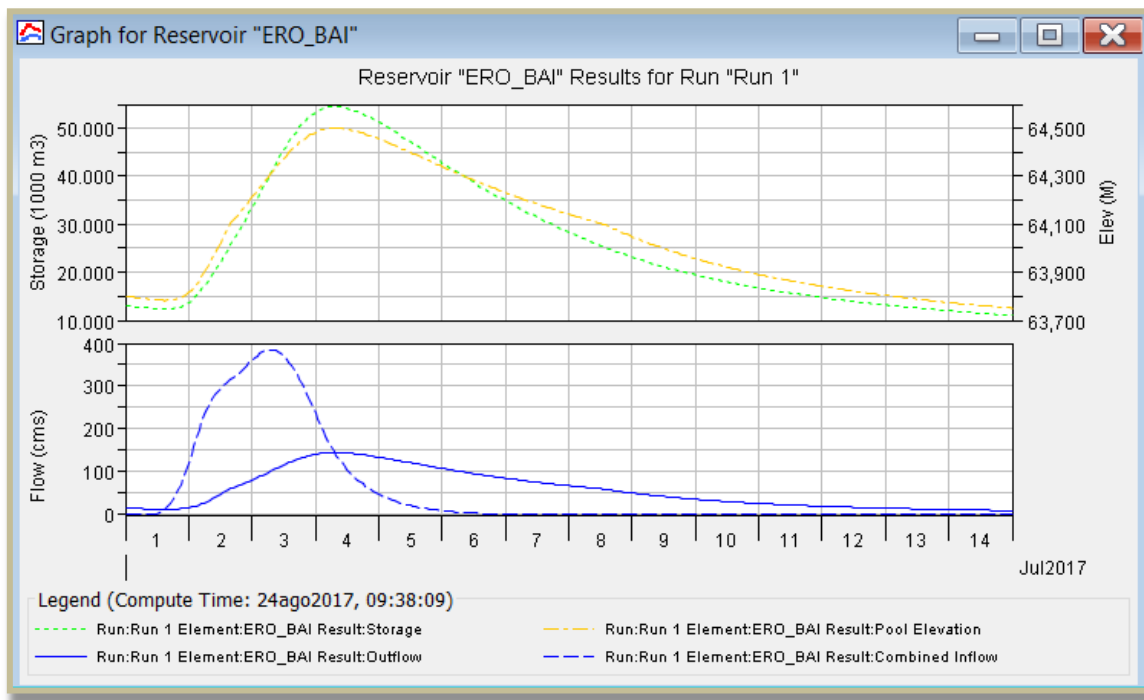


Esquema del Modelo



Precipitaciones y Caudales de Cuenca

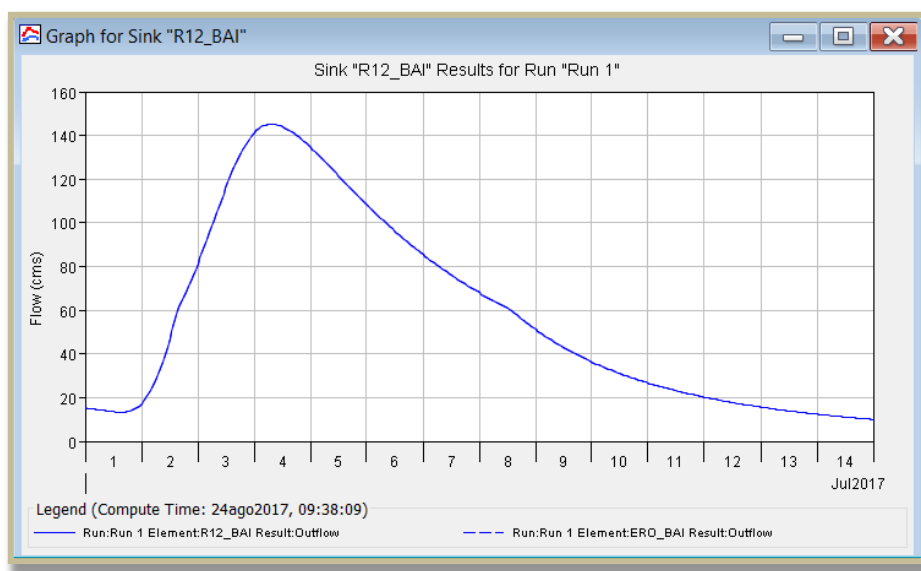
De acuerdo a los resultados, para la precipitación de diseño de 287.3mm correspondiente a una recurrencia de 100 años, se obtienen abstracciones por 79.33mm, escurriendo los restantes 207.97mm, lo cual representa un volumen de aporte de 68.25hm³. El caudal máximo de aporte de la cuenca hacia los Esteros del Riachuelo es de 385.4 m³/s.



Variación del Nivel y Almacenamiento en Estero

Partiendo de un nivel en embalses de 63.80m se aprecia como el nivel hídrico máximo que se obtiene en los Esteros es de 64.50m, valor similar a los actuales para condiciones normales. Se aprecia además que se producen valores superiores a 62.40m (cota de los terrenos bajos que rodean a los esteros) por aproximadamente dos días, mientras que al cabo de dos semanas de iniciada la tormenta se vuelve a las condiciones iniciales de niveles en los esteros.

Este escenario futuro, implica una evacuación de caudal máxima de 145.1 m³/s, el cual se consigue mediante un vertedero con cota de umbral en 63.60m y ancho de 100.0m, el cual vuelca las aguas al canal del Arroyo Baí.



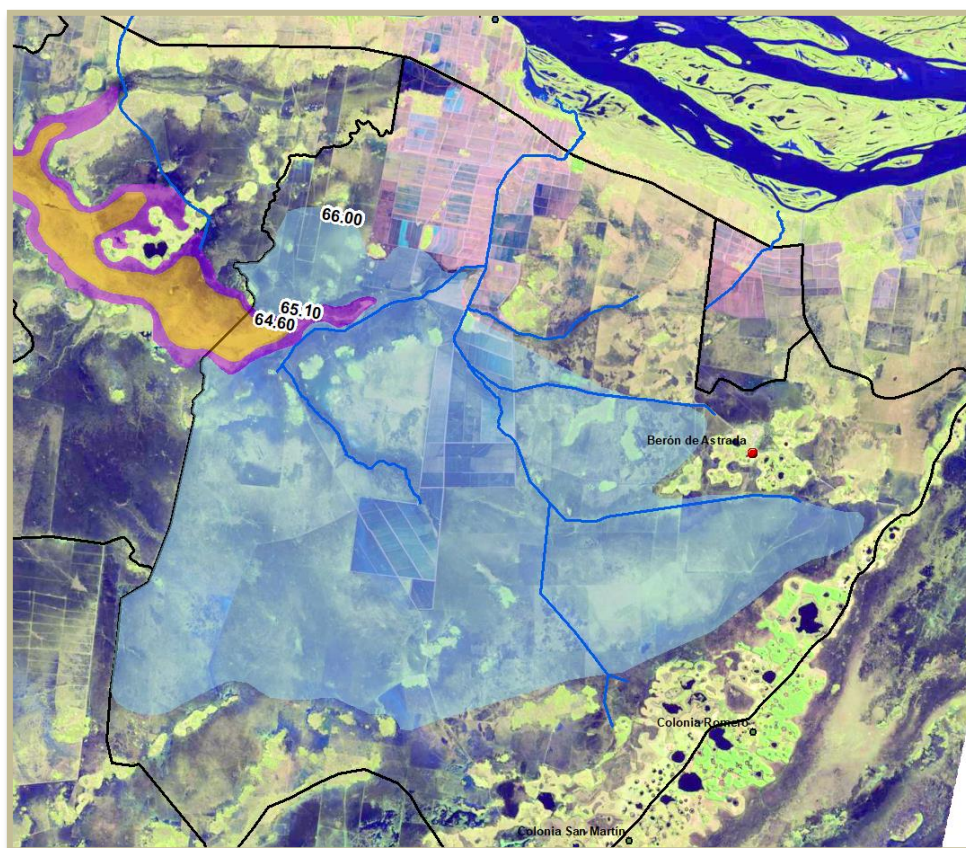
Hidrograma Arroyo Baí

De acuerdo a los resultados obtenidos se dimensionará la obra de Arte de la Ruta Nacional N°12 correspondiente al Arroyo Baí para una caudal de 145.1 m³/s, correspondiente a una recurrencia de 100 años.

6.9. ARROYO SANTA MARÍA

La simulación empleada intenta reproducir el fenómeno que se produce en la cuenca ante eventos pluviométricos, donde la precipitación efectiva escurre y se almacena en lagunas, bañados y esteros, para luego evacuar, en función de las capacidades de conducción, por las vías de drenajes.

Para cuantificar los volúmenes posibles de ser almacenados en el Estero del Riachuelo, se extrapolaron las curvas determinadas para la Laguna Vallejos, considerando una pendiente media de los Esteros del Riachuelo del 0.01%.



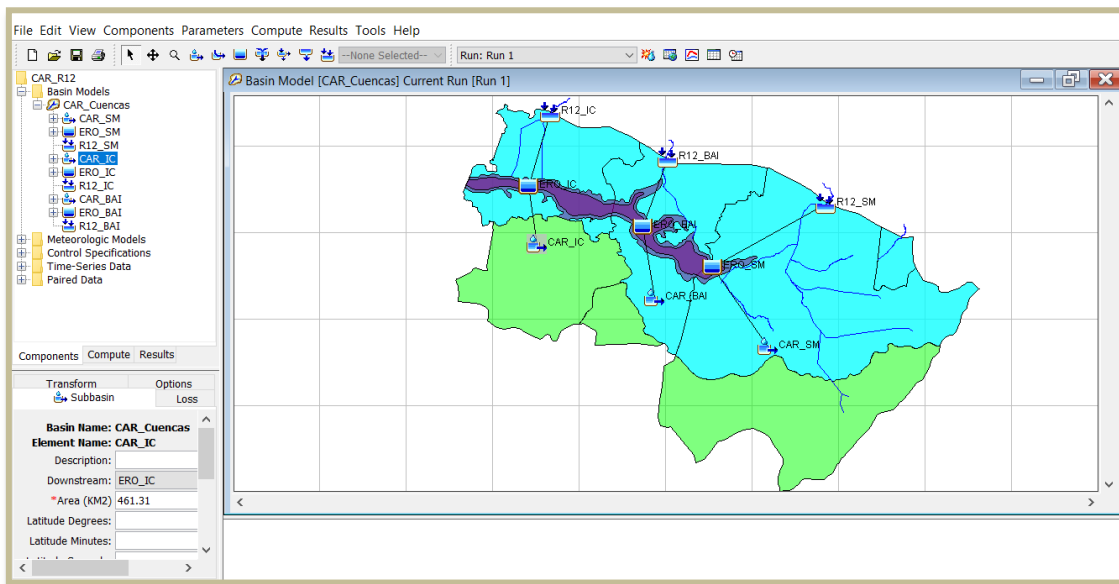
Arroyo Santa María	
Cota [m]	Sup. Inundada [ha]
64.1	0.0
64.6	369.8
65.1	947.3
66.0	48177.0

Teniendo en cuenta que el análisis busca determinar un caudal máximo para un escenario futuro, en el cual se supone construidos los canales de drenaje de la cuenca, se buscará determinar el caudal necesario de evacuación desde los Esteros hacia el Río Paraná, para el cual no producen anegamientos en los terrenos bajos anegables de la cuenca.

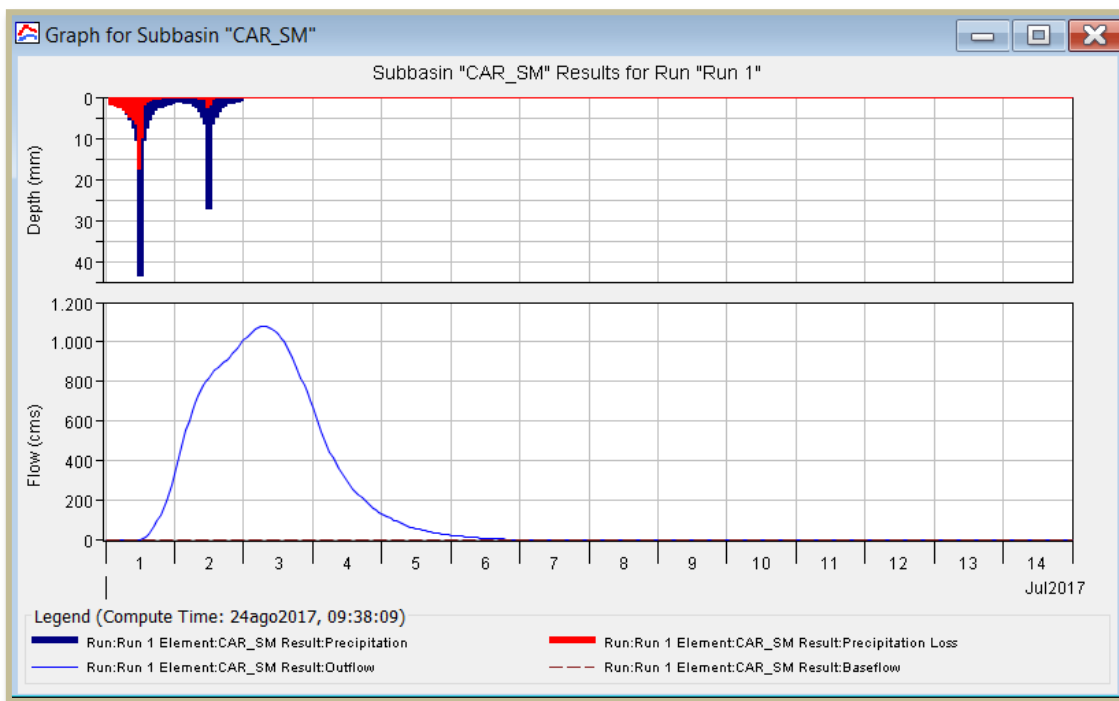
Se destaca que el presente informe no busca definir las obras de canalizaciones a realizar en la cuenca, sino más bien evaluar un posible escenario futuro de máximos aportes para el diseño de las obras de arte de la R.N.N°12, por lo cual la viabilidad de estas canalización, tanto desde el punto de vista técnico-económico como ambiental exceden al alcance del presente análisis.

6.9.1. Resultados de la Modelación Hidrológica para TR=100 años

La simulación hidrológica condujo a los siguientes resultados.

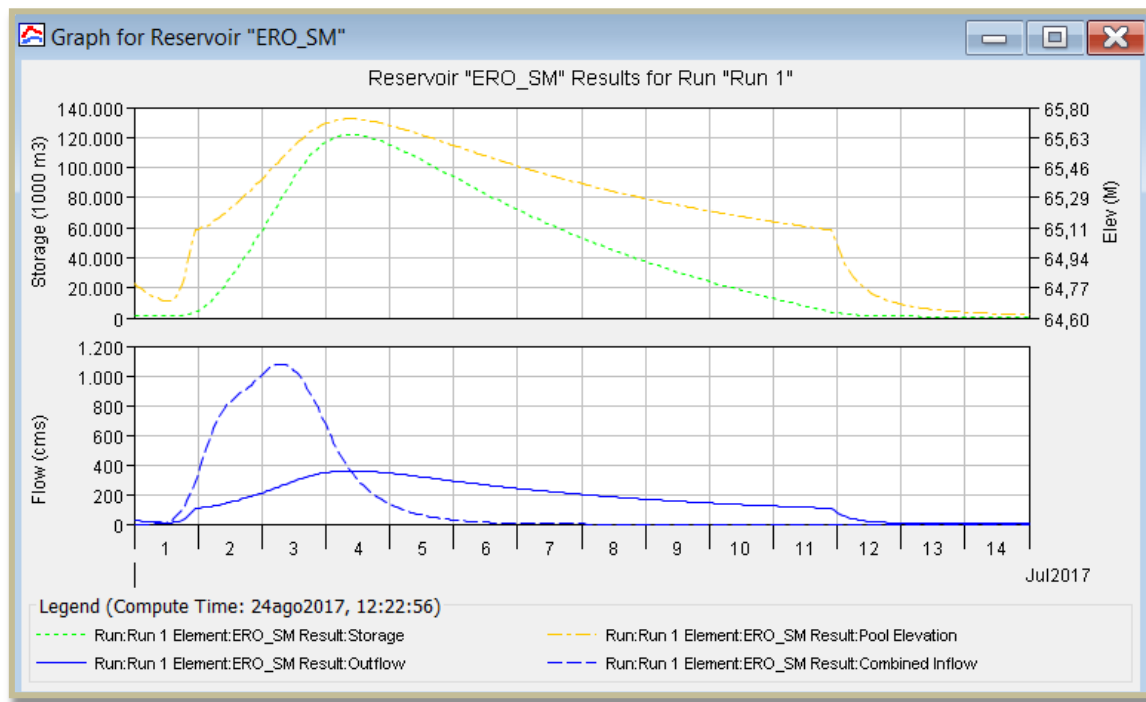


Esquema del Modelo



Precipitaciones y Caudales de Cuenca

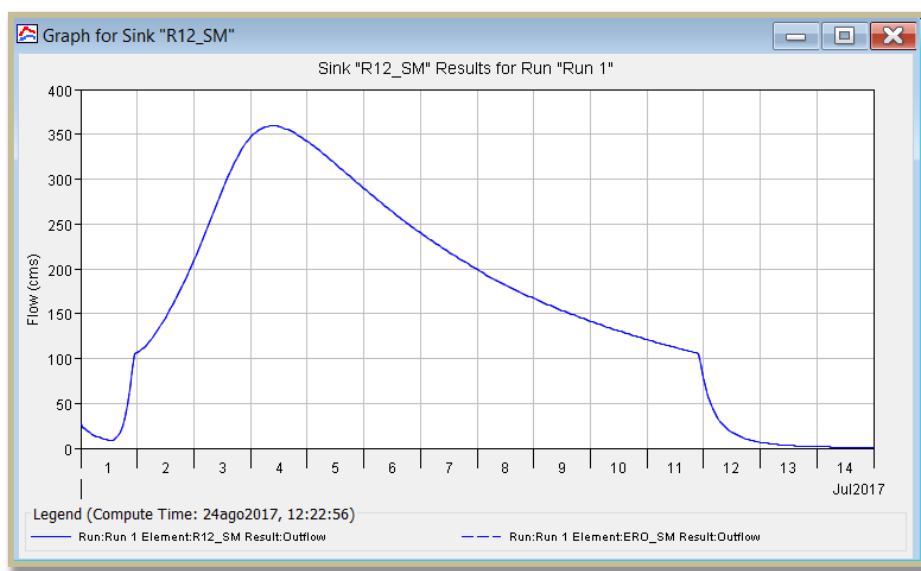
De acuerdo a los resultados, para la precipitación de diseño de 282.4mm correspondiente a una recurrencia de 100 años, se obtienen abstracciones por 79.06mm, escurriendo los restantes 203.34mm, lo cual representa un volumen de aporte de 190.99hm³. El caudal máximo de aporte de la cuenca hacia los Esteros del Riachuelo es de 1079.9 m³/s.



Variación del Nivel y Almacenamiento en Estero

Partiendo de un nivel en embalses de 64.80m se aprecia como el nivel hídrico máximo que se obtiene en los Esteros es de 65.73m, valor similar a los actuales para condiciones normales. Se aprecia además que se producen valores superiores a 65.60m (cota de los terrenos bajos que rodean a los esteros) por aproximadamente dos días, mientras que antes de las dos semanas de iniciada la tormenta se vuelve a las condiciones iniciales de niveles en los esteros.

Este escenario futuro, implica una evacuación de caudal máxima de 359.3 m³/s, el cual se consigue mediante un vertedero con cota de umbral en 64.60m y ancho de 175.0m, el cual vuelca las aguas al canal del Arroyo Santa María.



Hidrograma Arroyo Santa María

De acuerdo a los resultados obtenidos se dimensionará la obra de Arte de la Ruta Nacional N°12 correspondiente al Arroyo Santa María para una caudal de 359.3 m³/s, correspondiente a una recurrencia de 100 años.

6.10. CANAL BERÓN DE ASTRADA

La simulación empleada intenta reproducir el fenómeno que se produce en la cuenca ante eventos pluviométricos, donde la precipitación efectiva escurre y se almacena en lagunas, bañados y esteros, para luego evacuar, en función de las capacidades de conducción, por las vías de drenajes.

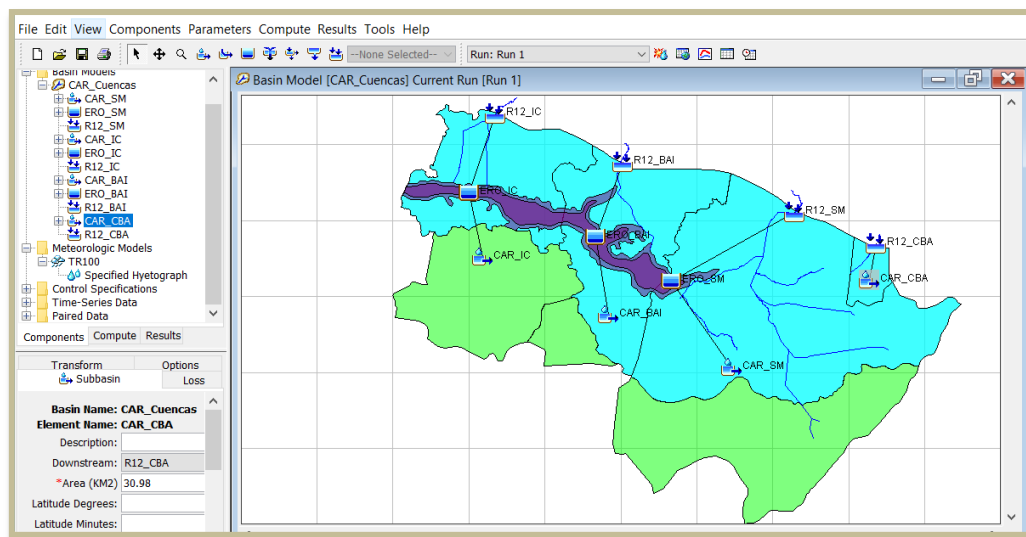
Teniendo en cuenta que el análisis busca determinar un caudal máximo para un escenario futuro, en el cual se supone contruidos los canales de drenaje de la cuenca, se buscará determinar el caudal necesario de evacuación desde los Esteros hacia el Río Paraná, para el cual no producen anegamientos en los terrenos bajos anegables de la cuenca.

Se destaca que el presente informe no busca definir las obras de canalizaciones a realizar en la cuenca, sino más bien evaluar un posible escenario futuro de máximos aportes para el diseño de las

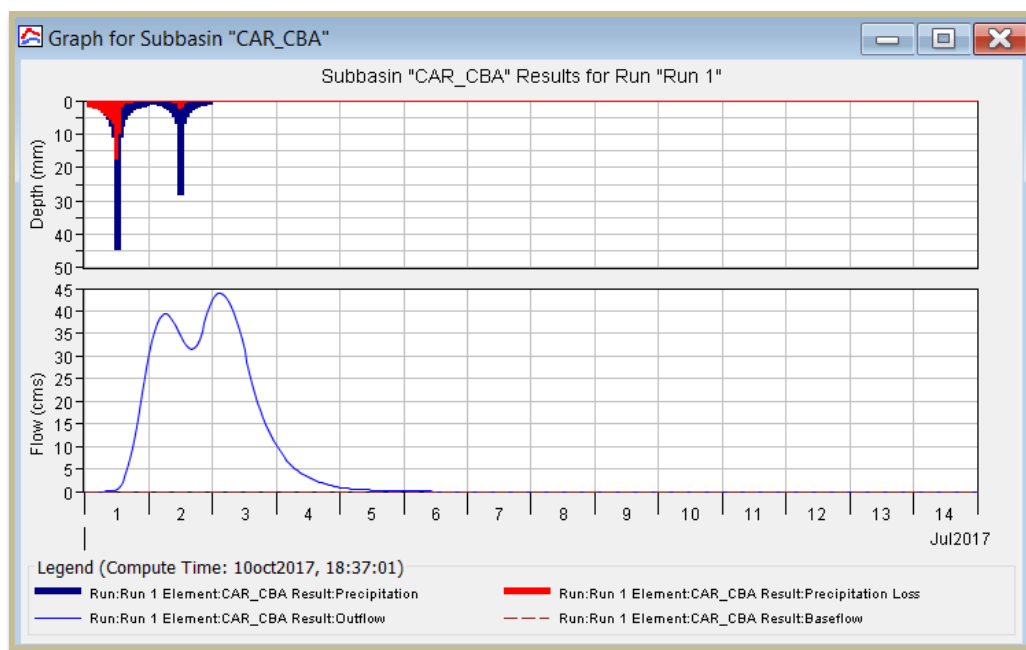
obras de arte de la R.N.N°12, por lo cual la viabilidad de estas canalización, tanto desde el punto de vista técnico-económico como ambiental exceden al alcance del presente análisis.

6.10.1.Resultados de la Modelación Hidrológica para TR=100 años

La simulación hidrológica condujo a los siguientes resultados.

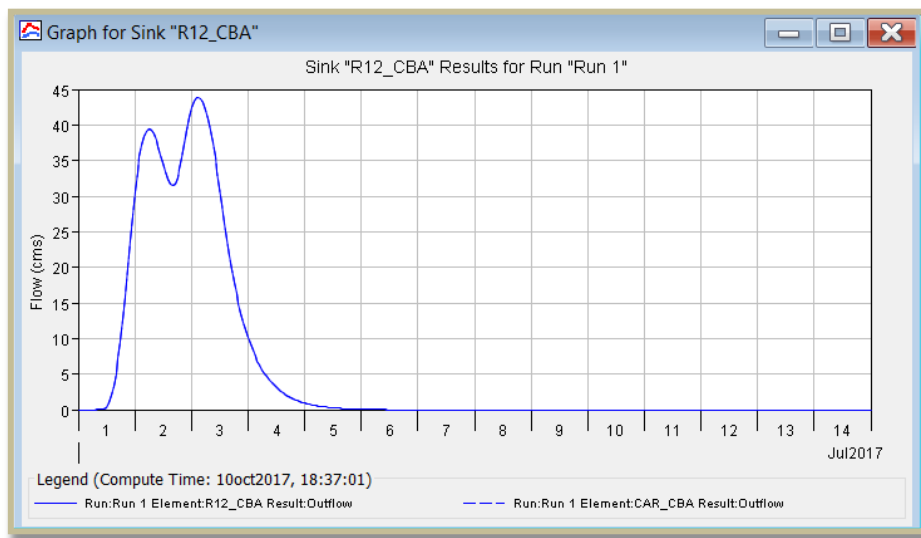


Esquema del Modelo



Precipitaciones y Caudales de Cuenca

De acuerdo a los resultados, para la precipitación de diseño de 290.7mm correspondiente a una recurrencia de 100 años, se obtienen abstracciones por 79.51mm, escurriendo los restantes 211.19mm, lo cual representa un volumen de aporte de 6.54hm³. El caudal máximo de aporte de la cuenca hacia la Ruta Nacional N°12 es de 43.9 m³/s.



Hidrograma Canal Berón de Astrada

De acuerdo a los resultados obtenidos se dimensionará la obra de Arte de la Ruta Nacional N°12 correspondiente al Canal Berón de Astrada para una caudal de 43.9 m³/s, correspondiente a una recurrencia de 100 años.

7. ESTUDIOS HIDRÁULICOS

7.1. INTRODUCCIÓN

Para evaluar los perfiles hidráulicos que se generan en cada uno de los arroyos en inmediaciones de la Ruta Nacional N°12 se empleó el software HEC-RAS, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE).

Este programa informático permite realizar un análisis hidráulico unidimensional de flujos tanto en régimen permanente como impermanente, críticos como subcríticos, proporcionando el perfil de la superficie del agua, junto a un gran número de variables hidráulicas, basando su cálculo en el “método del paso estándar”.

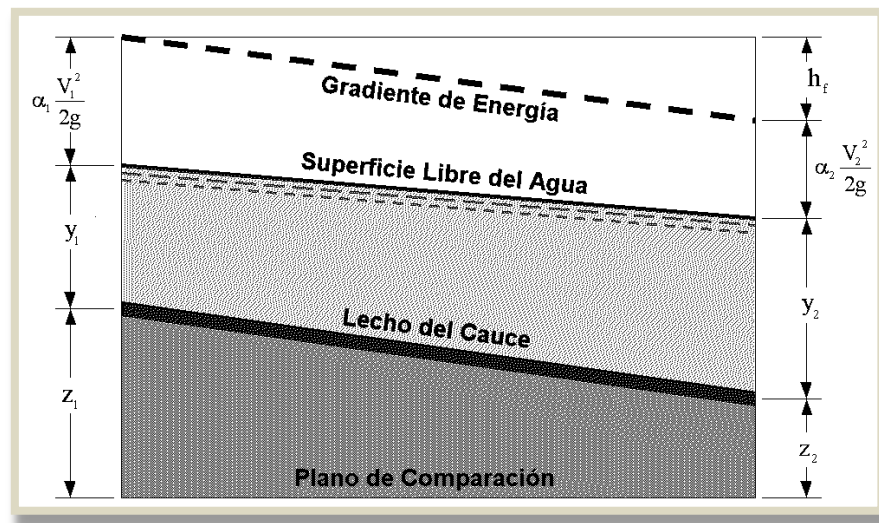
El cálculo del perfil hidráulico se realiza de manera iterativa de una sección a otra resolviendo la ecuación de la energía a través del Método de Paso Estándar. La ecuación de la energía se puede escribir como:

$$y_2 + z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = y_1 + z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

donde:

- y_1, y_2 : profundidad del agua en las secciones transversales 1 y 2.
- z_1, z_2 : elevación del canal principal en las secciones 1 y 2.
- V_1, V_2 : Velocidad promedio en las secciones 1 y 2 ($= Q/A$).
- α_1, α_2 : Coeficientes de Coriolis.
- g : Aceleración de la gravedad.
- h_e : pérdida de carga (energía por unidad de peso)

En la figura siguiente se muestra un esquema con los términos presentes en la ecuación de la energía.



Representación de la ecuación de la Energía en el modelo del programa HEC-RAS.

La altura de pérdidas de energía (h_e) entre dos secciones está compuesta por la altura debida a las pérdidas por fricción y por la altura debida a las pérdidas localizadas por contracción y por expansión. La ecuación para la altura de pérdida de energía es:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

donde: L : distancia ponderada de la longitud del tramo

$\bar{S}_f$: pendiente representativa del tramo

C : coeficiente de contracción o expansión

La distancia ponderada de la longitud de un tramo se calcula de la siguiente manera:

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

donde: L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} : longitud de los tramos de la sección transversal para la planicie de inundación izquierda, el canal principal y la planicie de inundación derecha respectivamente.

$\bar{Q}_{lob}$, $\bar{Q}_{ch}$, $\bar{Q}_{rob}$: promedio aritmético entre los caudales de una sección: caudal de la planicie de inundación izquierda, del canal principal y de la planicie derecha respectivamente.

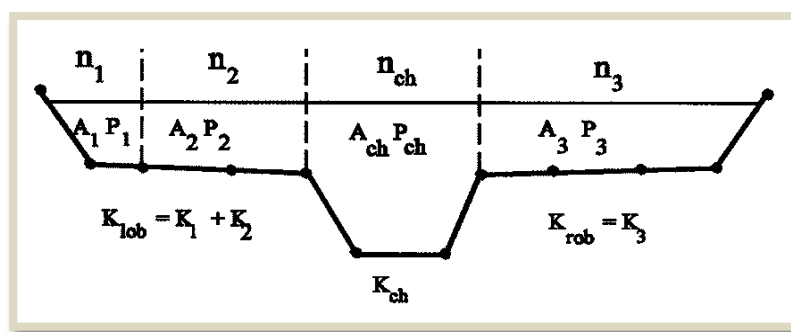
La determinación del caudal total y del coeficiente de velocidad en una sección transversal requiere de la subdivisión del flujo en fajas para las cuales la velocidad se puede asumir uniformemente distribuida. La aproximación empleada por HEC-RAS divide el flujo mediante fajas en las áreas de inundación, usando los coeficientes de Manning ingresados para cada sector como elemento de división (su ubicación dentro de la sección, en donde cambia el valor de n) tal como se muestra en a continuación.

El caudal se calcula dentro de cada subdivisión de la siguiente forma en base a la ecuación de Manning:

$$Q = K S_f^{0.5} \quad K = \frac{c_u}{n} A R^{2/3}$$

donde: K = factor de conducción
 n = coeficiente de Manning
 A = área del flujo para la subdivisión
 R = radio hidráulico (área / perímetro mojado)
 $c_u = 1.0$ para unidades SI y $c_u = 1.486$ para unidades inglesas

El programa suma todos los caudales en la planicie de inundación para obtener la conducción en la misma, tanto para la planicie izquierda como para la derecha. La conducción del canal principal se calcula por lo general como una sola faja. La conducción total de la sección transversal se obtiene sumando todas las subdivisiones.



Esquema de subdivisión por defecto en HEC-RAS

No obstante su versatilidad y su gran difusión actual, la modelación realizada mediante HEC-RAS posee una serie de limitaciones que deben tenerse bien presentes a fin de tener consciencia sobre las restricciones a que sus resultados están sujetos.

Las siguientes hipótesis están implícitas en las expresiones analíticas que se emplean en la presente versión del programa HEC-RAS:

1. El flujo es gradualmente variado (excepto en algunas estructuras hidráulicas como: puentes, alcantarillas, y azudes. En esas estructuras, donde el flujo puede ser rápidamente variado, se emplea la ecuación de cantidad de movimiento o alguna ecuación empírica).
2. El flujo es unidimensional (por ejemplo, sólo se tiene en cuenta la componente de la velocidad en la dirección del flujo). Esta es la limitación principal, ya que aunque el programa ofrezca la opción de distribución lateral de flujo realiza la misma a partir de cálculos globales promediados en la sección y con métodos empíricos simplificados.
3. Las pendientes de los ríos son “pequeñas”, es decir, menores a 1:10 (o el 10%). El flujo se asume gradualmente variado porque la ecuación de energía se basa en la hipótesis de que la distribución de presión en cada sección es hidrostática. En los sectores donde el flujo es rápidamente variado, el programa aplica la ecuación de cantidad de movimiento u otra ecuación empírica. El flujo se asume unidimensional porque la ecuación de energía se basa en la hipótesis que la altura de energía total es la misma para todos los puntos de la sección transversal.

7.2. ARROYO IRIBÚ CUÁ

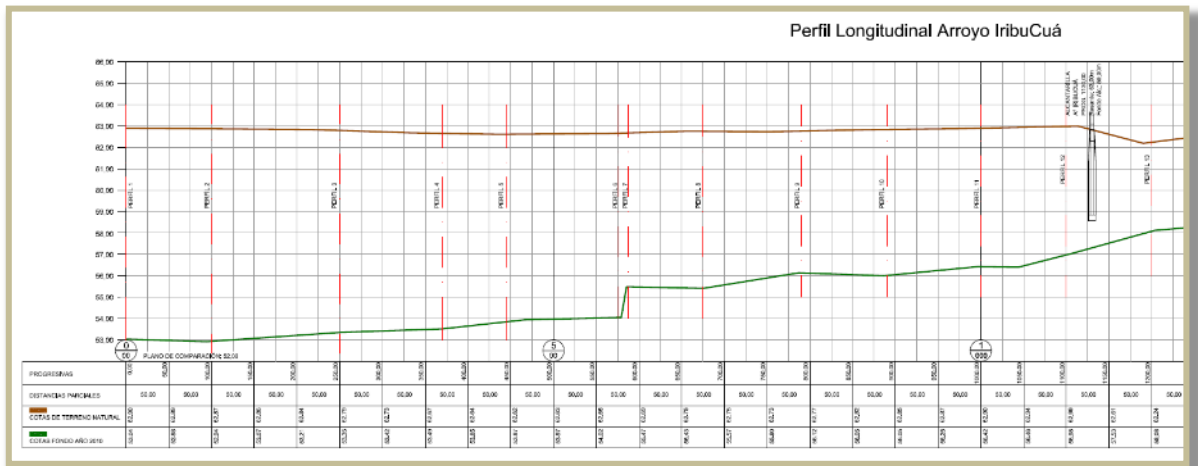
7.2.1. Canal del Arroyo Iribú Cuá

Para que los caudales de diseño alcancen la RNN°12, resulta necesario la conducirlos mediante canalizaciones desde la zona de almacenamiento constituida por la Laguna Vallejos y los esteros del Riachuelo, distantes a aproximadamente 10km de la ruta.

Se destaca que los canales existentes resultan incapaces de conducir los caudales obtenidos, no obstante, el presente análisis se realiza para un escenario futuro de máxima, en el cual se suponen construidas las canalizaciones que descargan los excedentes desde los esteros.

Del análisis de la topobatimetría ejecutada, se define como cota de solera del canal del Arroyo Iribú Cuá a la altura de la RNN°12, al valor de 53.50m. Al respecto, se señala que la alcantarilla que existía en ese lugar tenía cota de fondo de 59.00m.

De relevamientos realizados en el año 2010, se tenía un desnivel en el fondo del cauce ubicado a unos 550m aguas debajo de la ruta, con cotas de fondo del orden de 54.00m aguas abajo y cotas de 55.50m aguas arriba del mismo, de acuerdo al siguiente perfil longitudinal.



En la actualidad ese desnivel ha avanzado por erosión, encontrándose unos 950m aguas arriba de la ruta, el cual ha generado en su paso por la ruta el colapso de la obra de arte existente. Se señala que las cotas de fondo aguas abajo de dicho desnivel se mantuvieron en valores similares, lo cual hace suponer que se encuentran estabilizadas.

El canal del Arroyo Iribú Cuá se analizó para un ancho de solera de 30m (compatible con el propuesto en Estudio Hidráulico – Hidrológico del Estero del Riachuelo y Anteproyecto de Obras de Saneamiento. CFI. 1999), con taludes laterales 1.5:1.0 (hor:vert) y pendiente longitudinal de 0.00055 m/m.

El análisis hidráulico de un canal de las características descritas conduce a los siguientes valores.

Iribu Cua_30m

Type: Trapezoidal Define...

Side Slope 1 (Z1): 1.5 H: 1V

Side Slope 2 (Z2): 1.5 H: 1V

Channel Width (B): 30.0000000 (m)

Pipe Diameter (D): 0.0 (m)

Longitudinal Slope: 0.00055 (m/m)

☐ Override Default

Manning's Roughness: 0.0250

☐ Use Lining

Lining Type: Woven Paper Net

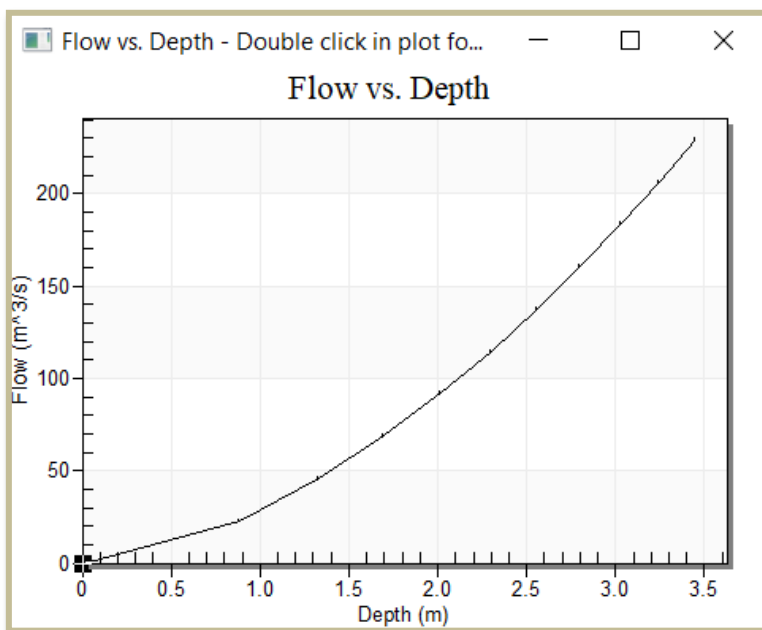
☒ Enter Flow: 229.600 (cms)

☐ Enter Depth: 3.452 (m)

Calculate

Plot... Compute Curves... OK Cancel

Parameter	Value	Unit
Flow	229.6...	cms
Depth	3.452	m
Area of Flow	121.4...	m ²
Wetted Perimeter	42.447	m
Hydraulic Radius	2.861	m
Average Velocity	1.891	m/s
Top Width (T)	40.357	m
Froude Number	0.348	
Critical Depth	1.761	m
Critical Velocity	3.995	m/s
Critical Slope	0.005...	m/m
Critical Top Width	35.282	m
Calculated Max Shear...	18.612	N/m...
Calculated Avg Shear...	15.424	N/m...



Es decir que, para el caudal de diseño, el tirante que se alcanza en canal resulta de 3.45m, obteniéndose una velocidad máxima de escurrimiento de 1.89m/s.

Teniendo en cuenta la pendiente adoptada y la longitud de desarrollo del canal (Afluente N°1) hasta alcanzar la laguna Vallejos de 10km, surge una cota de solera en inmediaciones de la Laguna de

59.00m. Considerando el tirante de 3.45m se alcanza un nivel máximo en canal de 62.45m, el cual resulta inferior al nivel máximo alcanzado en la laguna para la simulación hidrológica (62.82m), por lo cual es viable el escenario planteado para el canal del Arroyo Iribú Cuá.

Se destaca que la cota de fondo de la Laguna Vallejos es del orden de 61.10m, por lo cual resulta imprescindible la construcción de una obra de control al final del canal del Arroyo Iribú Cuá (cota 59.00m), para limitar la evacuación de caudales en épocas secas y mantener un nivel mínimo permanente en los esteros.

7.2.2. Obra de Arte del Arroyo Iribú Cuá

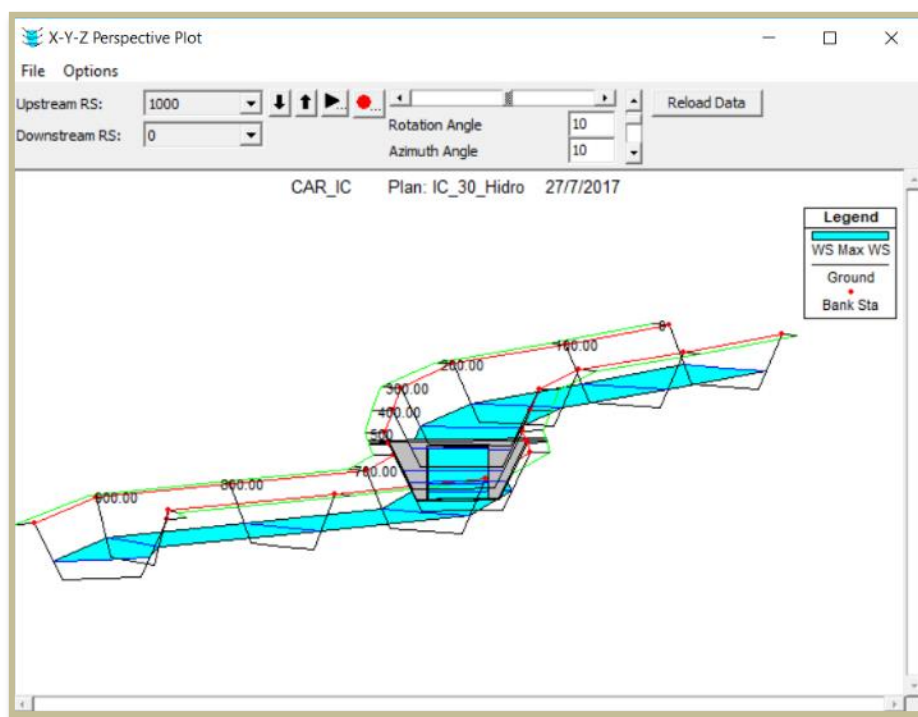
El análisis de la obra de arte del Arroyo Iribú Cuá se realiza para el escenario futuro planteado, el cual considera un canal de 30m de ancho de solera, taludes laterales 1.5:1.0 (hor:vert), pendiente longitudinal de 0.00055m/m y cota de solera a la altura de la RNN°12 de 53.50m. La rugosidad de Manning empleada para el canal es de 0.025.

Como condiciones de contorno, aguas abajo se estableció la pendiente normal y aguas arriba el hidrograma obtenido de la simulación hidrológica.

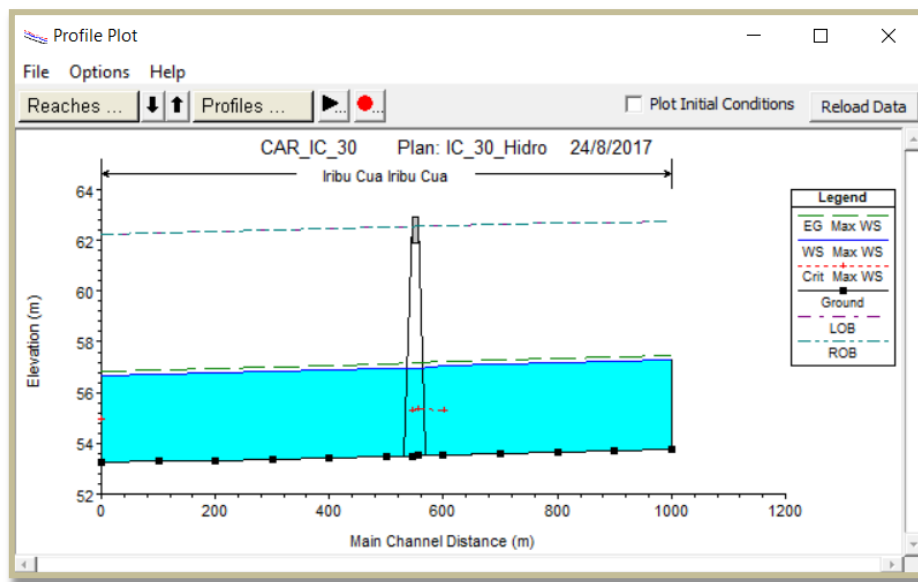
Para estas condiciones se analizaron las siguientes obras de arte:

- Puente de una luz de 30m ($L=30m$)
- Puente de dos luces de 20m ($L=2 \times 20m$)
- Puente de tres luces de 20m ($L=3 \times 20m$)

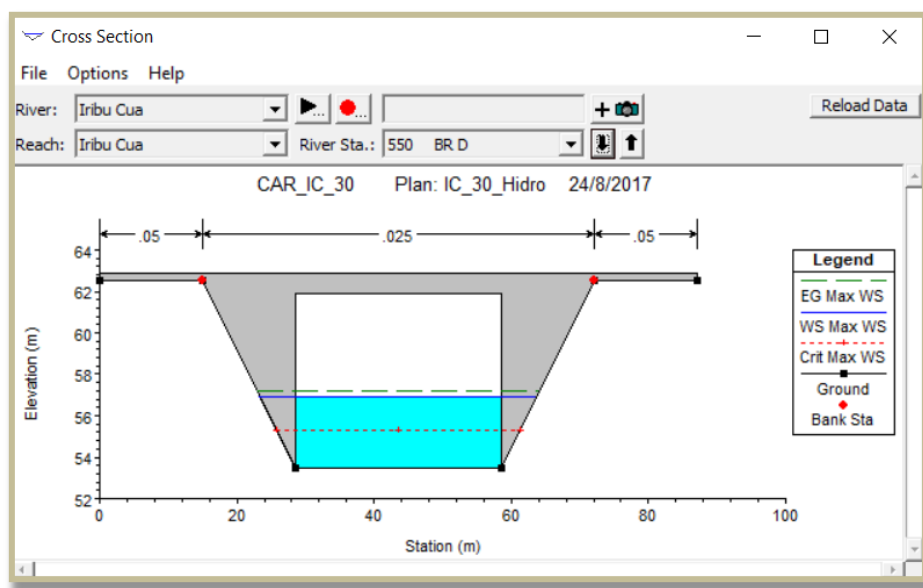
Puente de una luz de 30m ($L=30m$)



Esquema de Modelación del Arroyo Iribú Cuá



Perfil Hidráulico del Arroyo Iribú Cuá



Perfil Transversal RNN°12 del Arroyo Iribú Cuá

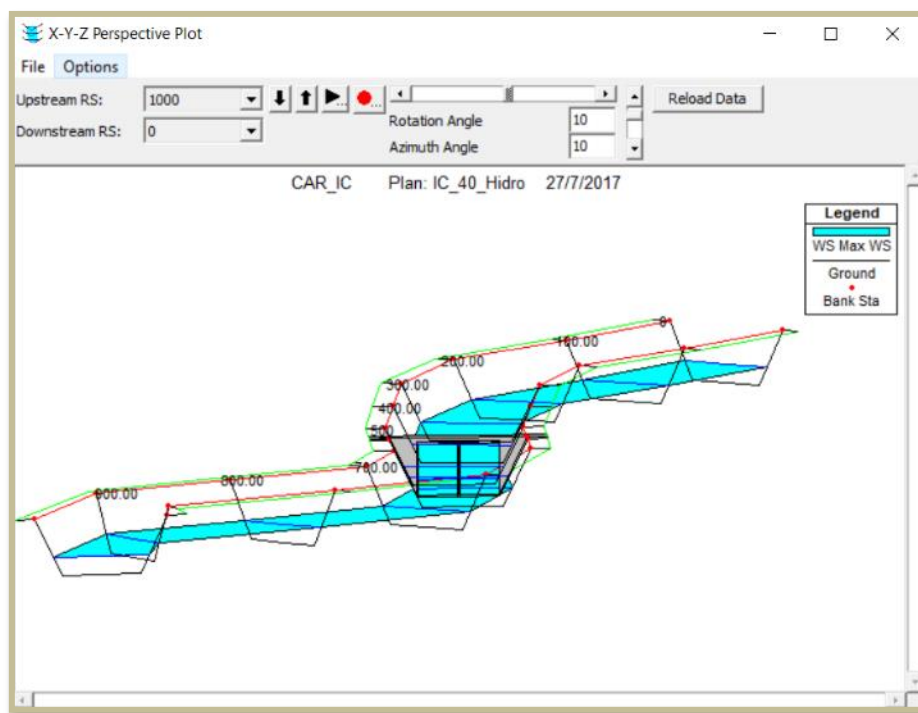
Variables Hidráulicas Modeladas en Obra de Arte R.N.N°12 – A° Iribú Cuá

E.G. US. (m)	57.24
W.S. US. (m)	57.07
Q Total (m3/s)	229.59
Q Bridge (m3/s)	229.59
Q Weir (m3/s)	
Delta EG (m)	0.10
Delta WS (m)	0.11

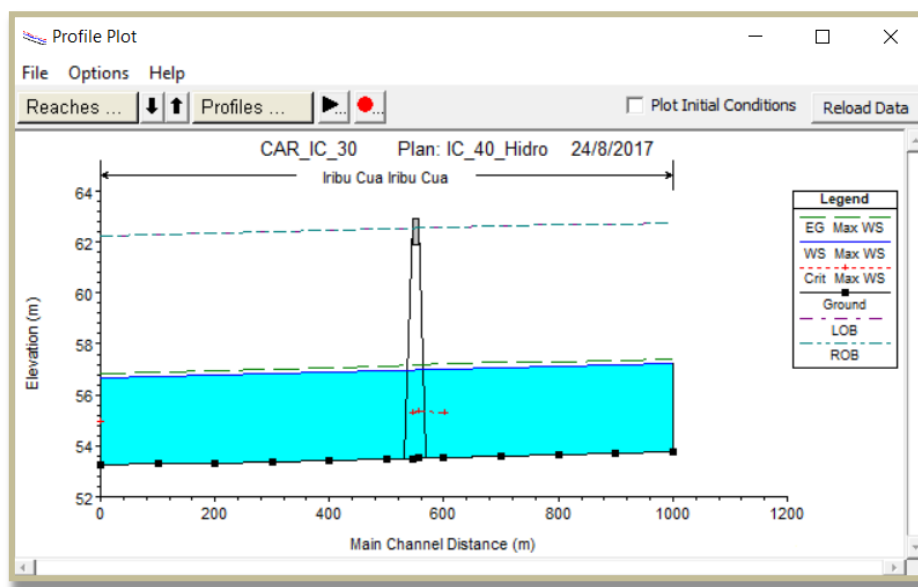
Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. Elev (m)	57.20	57.19
W.S. Elev (m)	56.93	56.93
Crit W.S. (m)	55.36	55.31
Vel Total (m/s)	2.26	2.23
Flow Area (m2)	101.39	102.96
Froude # Chl	0.39	0.38

E.G. US: nivel de la línea de energía aguas arriba, W.S. US: nivel hídrico aguas arriba, Q Total: caudal total circulante en la sección, Q Bridge: caudal circulante en puente, Q Weir: vertidos por sobre la ruta, Delta EG: diferencia de niveles de línea de energía, Delta WS: diferencia de niveles hídricos, Inside BR US: sección de puente aguas arriba, Inside BR DS: sección de puente aguas abajo, E.G. Elev: nivel de la línea de energía, W.S. Elev: nivel hídrico, Crit W.S.: tirante crítico, Vel Total: velocidad promedio, Flow Area: sección mojada, Froude # Chl: Número de Froude en cauce

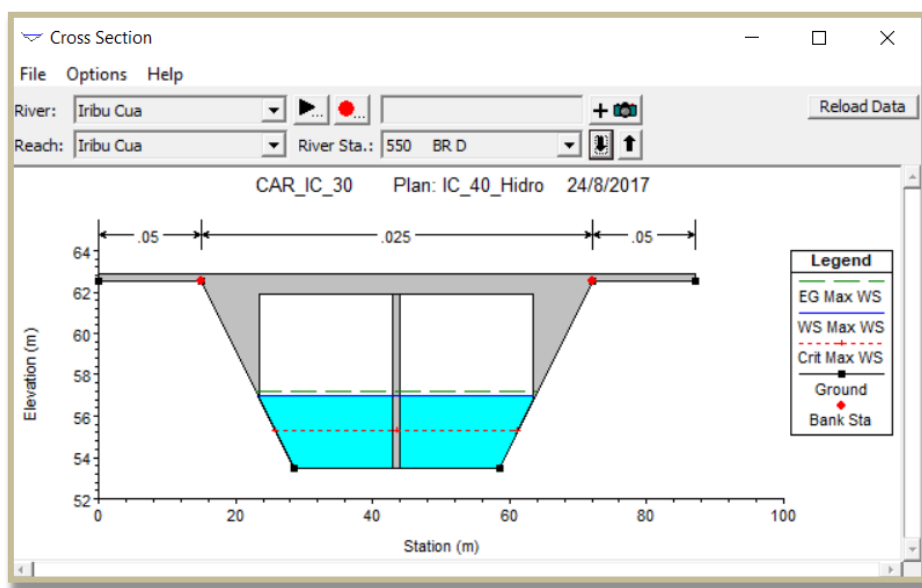
Puente de dos luces de 20m ($L=2 \times 20m$)



Esquema de Modelación del Arroyo Iribú Cuá



Perfil Hidráulico del Arroyo Iribú Cuá



Perfil Transversal RNN°12 del Arroyo Iribú Cuá

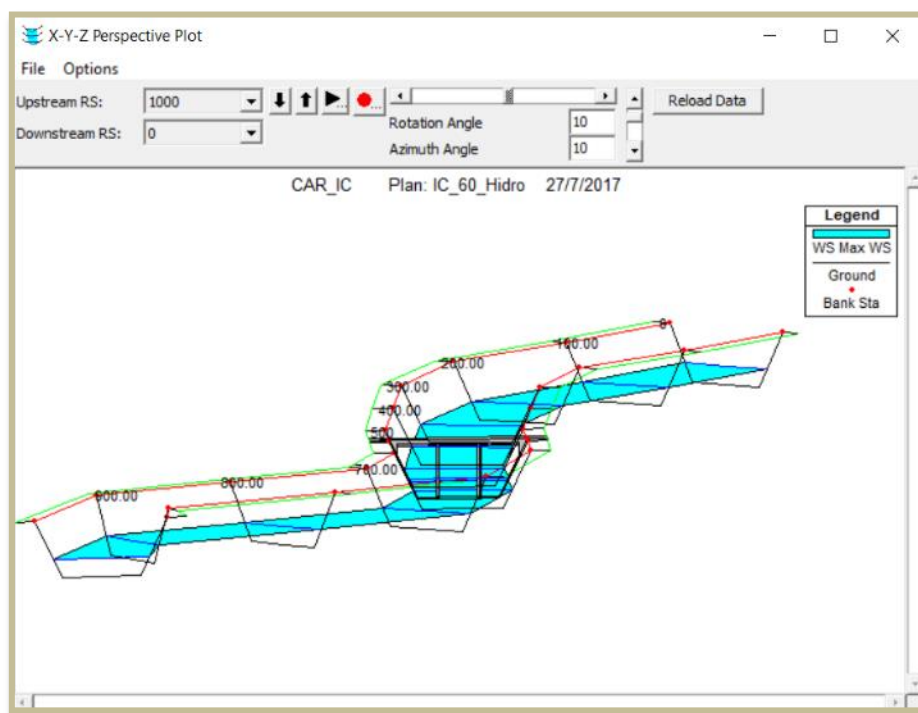
Variables Hidráulicas Modeladas en Obra de Arte R.N.N°12 – A° Iribú Cuá

E.G. US. (m)	57.21
W.S. US. (m)	57.03
Q Total (m3/s)	229.59
Q Bridge (m3/s)	229.59
Q Weir (m3/s)	
Delta EG (m)	0.07
Delta WS (m)	0.07

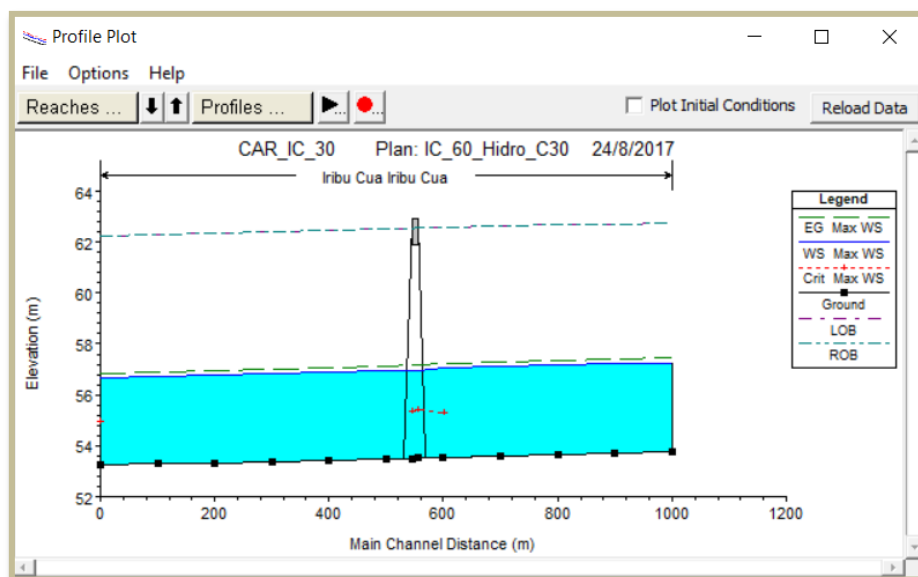
Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. Elev (m)	57.17	57.16
W.S. Elev (m)	56.98	56.97
Crit W.S. (m)	55.35	55.30
Vel Total (m/s)	1.97	1.93
Flow Area (m2)	116.78	118.82
Froude # Chl	0.34	0.33

E.G. US: nivel de la línea de energía aguas arriba, W.S. US: nivel hídrico aguas arriba, Q Total: caudal total circulante en la sección, Q Bridge: caudal circulante en puente, Q Weir: vertidos por sobre la ruta, Delta EG: diferencia de niveles de línea de energía, Delta WS: diferencia de niveles hídricos, Inside BR US: sección de puente aguas arriba, Inside BR DS: sección de puente aguas abajo, E.G. Elev: nivel de la línea de energía, W.S. Elev: nivel hídrico, Crit W.S.: tirante crítico, Vel Total: velocidad promedio, Flow Area: sección mojada, Froude # Chl: Número de Froude en cauce

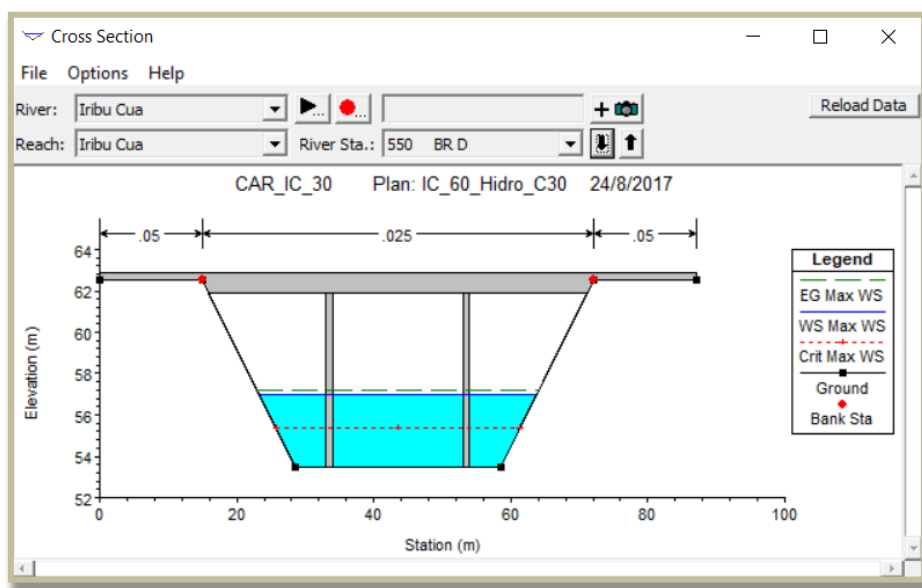
Puente de tres luces de 20m ($L=3 \times 20m$)



Esquema de Modelación del Arroyo Iribú Cuá



Perfil Hidráulico del Arroyo Iribú Cuá



Perfil Transversal RNN°12 del Arroyo Iribú Cuá

Variables Hidráulicas Modeladas en Obra de Arte R.N.N°12 – Aº Iribú Cuá

E.G. US. (m)	57.22
W.S. US. (m)	57.05
Q Total (m3/s)	229.59
Q Bridge (m3/s)	229.59
Q Weir (m3/s)	
Delta EG (m)	0.09
Delta WS (m)	0.09

Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. Elev (m)	57.18	57.17
W.S. Elev (m)	56.97	56.97
Crit W.S. (m)	55.39	55.34
Vel Total (m/s)	2.03	1.99
Flow Area (m2)	113.30	115.24
Froude # Chl	0.38	0.37

E.G. US: nivel de la línea de energía aguas arriba, W.S. US: nivel hídrico aguas arriba, Q Total: caudal total circulante en la sección, Q Bridge: caudal circulante en puente, Q Weir: vertidos por sobre la ruta, Delta EG: diferencia de niveles de línea de energía, Delta WS: diferencia de niveles hídricos, Inside BR US: sección de puente aguas arriba, Inside BR DS: sección de puente aguas abajo, E.G. Elev: nivel de la línea de energía, W.S. Elev: nivel hídrico, Crit W.S.: tirante crítico, Vel Total: velocidad promedio, Flow Area: sección mojada, Froude # Chl: Número de Froude en cauce

7.2.3. Conclusiones

Se presenta a continuación un resumen de las velocidades de escurrimiento en las obras de arte obtenidas para las distintas alternativas

Alternativa	Velocidad Máxima [m/s]
L=30m	2.23
L=2x20m	1.93
L=3x20m	1.99

Se aprecia que la alternativa de una luz presenta velocidades elevadas, por lo cual se recomienda optar por alguna de las alternativas de luces múltiples.

Dadas las características erosivas de los suelos de la zona se recomienda el empleo de estribos cerrados, pudiendo optar por estribos abiertos en caso de revestimiento de los taludes y un adecuado mantenimiento del mismo. En caso de optar por esta última solución, se recomienda el empleo de la alternativa de tres luces, ya que si bien posee una mayor velocidad de funcionamiento (producto de la presencia de dos pilas en el cauce) los estribos se ubican fuera de los taludes.

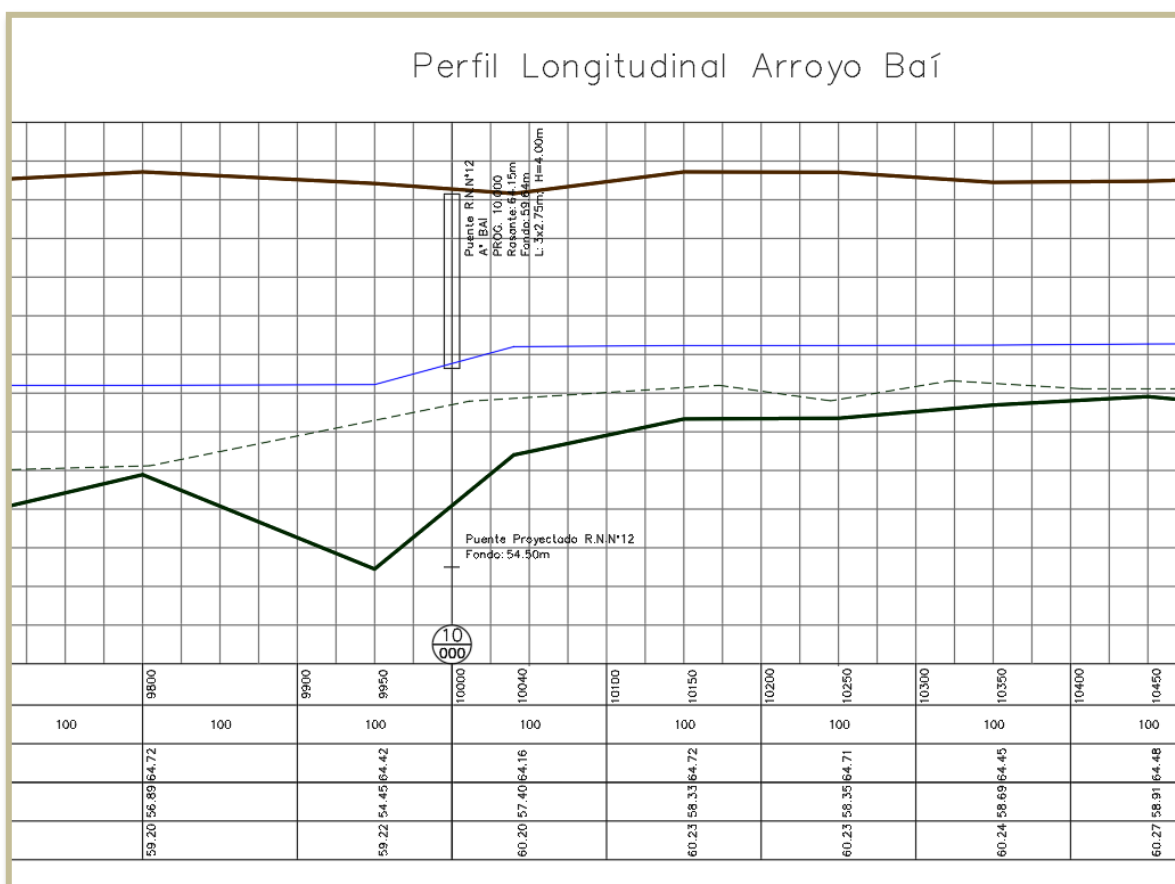
7.3. ARROYO BAÍ

7.3.1. Canal del Arroyo Baí

Para que los caudales de diseño alcancen la RNN°12, resulta necesario la conducirlos mediante canalizaciones desde la zona de almacenamiento constituida los esteros del Riachuelo, distantes a aproximadamente 12km de la ruta.

Se destaca que los canales existentes resultan incapaces de conducir los caudales obtenidos, no obstante, el presente análisis se realiza para un escenario futuro de máxima, en el cual se suponen construidas las canalizaciones que descargan los excedentes desde los esteros.

Del análisis de la topobatimetría ejecutada, se define como cota de solera del canal del Arroyo Baí a la altura de la RNN°12, al valor de 54.50m. Al respecto, se señala que la alcantarilla existente en ese lugar posee una cota de fondo de 59.64m.



Se observa del perfil longitudinal relevado, que tanto aguas abajo como aguas arriba de la ruta, el cauce posee cotas de thalweg inferiores a la cota fundación de la alcantarilla (del orden de los 4.00m para el caso de aguas abajo), lo cual hace suponer que existe fuga de material por debajo de la misma, con un alto riesgo de colapso de la estructura existente.

El canal del Arroyo Baí se analizó para un ancho de solera de 25m, con taludes laterales 1.5:1.0 (hor:vert) y pendiente longitudinal de 0.00055 m/m.

El análisis hidráulico de un canal de las características descritas conduce a los siguientes valores.

Bai

Type: **Trapezoidal** Define...

Side Slope 1 (Z1): **1.5** H: 1V

Side Slope 2 (Z2): **1.5** H: 1V

Channel Width (B): **25.0** (m)

Pipe Diameter (D): **0.0** (m)

Longitudinal Slope: **0.00055** (m/m)

☐ Override Default

Manning's Roughness: **0.0250**

☐ Use Lining

Lining Type: **Woven Paper Net**

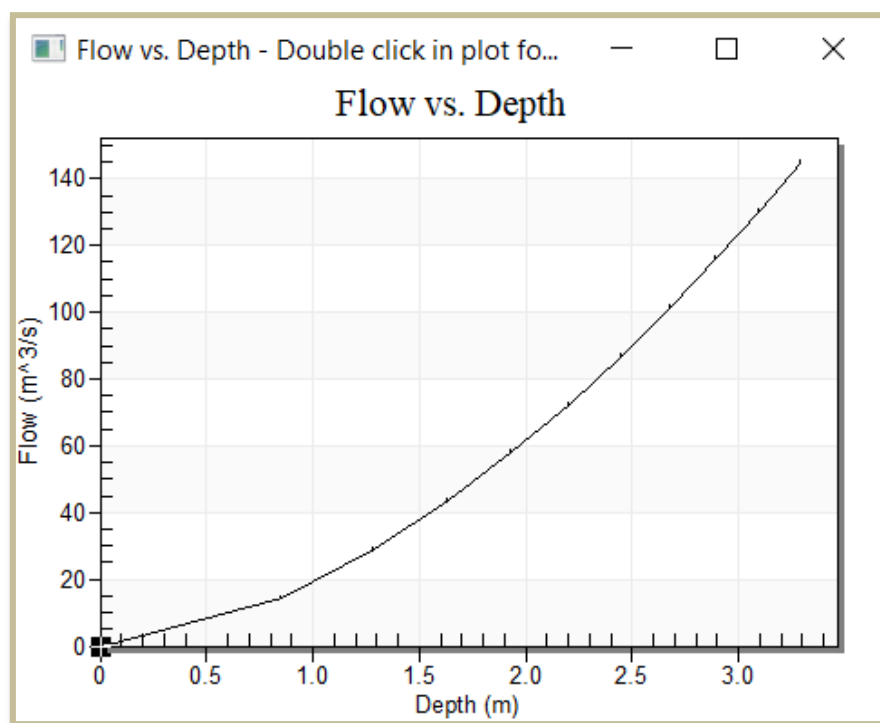
☒ Enter Flow: **145.100** (cms)

☐ Enter Depth: **2.923** (m)

Calculate

Plot... **Compute Curves...** **OK** **Cancel**

Parameter	Value	Unit
Flow	145.1...	cms
Depth	2.923	m
Area of Flow	85.886	m ²
Wetted Perimeter	35.539	m
Hydraulic Radius	2.417	m
Average Velocity	1.689	m/s
Top Width (T)	33.769	m
Froude Number	0.338	
Critical Depth	1.464	m
Critical Velocity	3.644	m/s
Critical Slope	0.005...	m/m
Critical Top Width	29.392	m
Calculated Max Shear...	15.758	N/m...
Calculated Avg Shear...	13.029	N/m...



Es decir que, para el caudal de diseño, el tirante que se alcanza en canal resulta de 2.92m, obteniéndose una velocidad máxima de escurrimiento de 1.69m/s.

Teniendo en cuenta la pendiente adoptada y la longitud de desarrollo del canal hasta alcanzar los Esteros de 12km, surge una cota de solera en inmediaciones de los Esteros de 61.10m. Considerando el tirante de 2.92m se alcanza un nivel máximo en canal de 64.02m, el cual resulta inferior al nivel máximo alcanzado en la laguna para la simulación hidrológica (64.50m), por lo cual es viable el escenario planteado para el canal del Arroyo Baí.

Se destaca la necesidad de la construcción de una obra de control al final del canal del Arroyo Baí, para limitar la evacuación de caudales en épocas secas y mantener un nivel mínimo permanente en los esteros, cuyo diseño excede los alcances del presente estudio.

7.3.2. Obra de Arte del Arroyo Baí

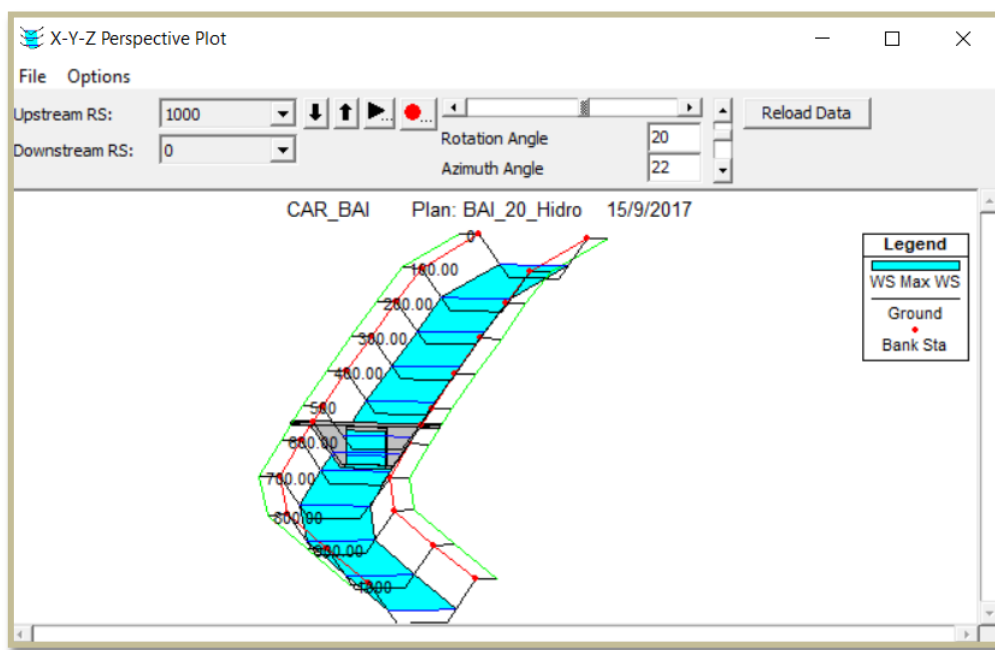
El análisis de la obra de arte del Arroyo Baí se realiza para el escenario futuro planteado, el cual considera un canal de 25m de ancho de solera, taludes laterales 1.5:1.0 (hor:vert), pendiente longitudinal de 0.00055m/m y cota de solera a la altura de la RNN°12 de 54.50m. La rugosidad de Manning empleada para el canal es de 0.025.

Como condiciones de contorno, aguas abajo se estableció la pendiente normal y aguas arriba el hidrograma obtenido de la simulación hidrológica.

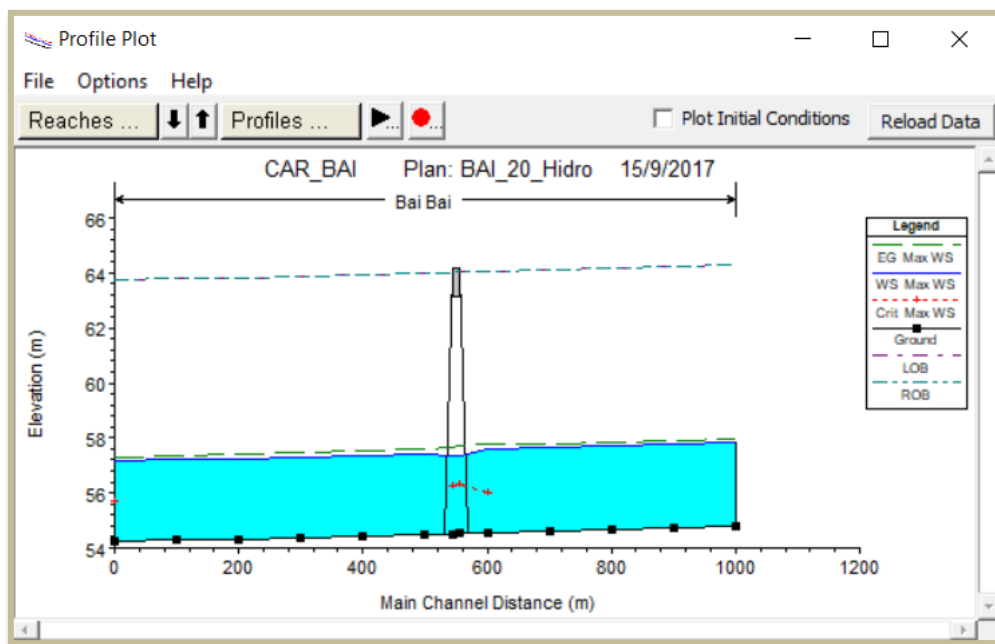
Para estas condiciones se analizaron las siguientes obras de arte:

- Puente de una luz de 20m (L=1x20m)
- Puente de tres luces de 20m (L=3x20m)
- Puente de tres luces de 20m (L=3x20m)

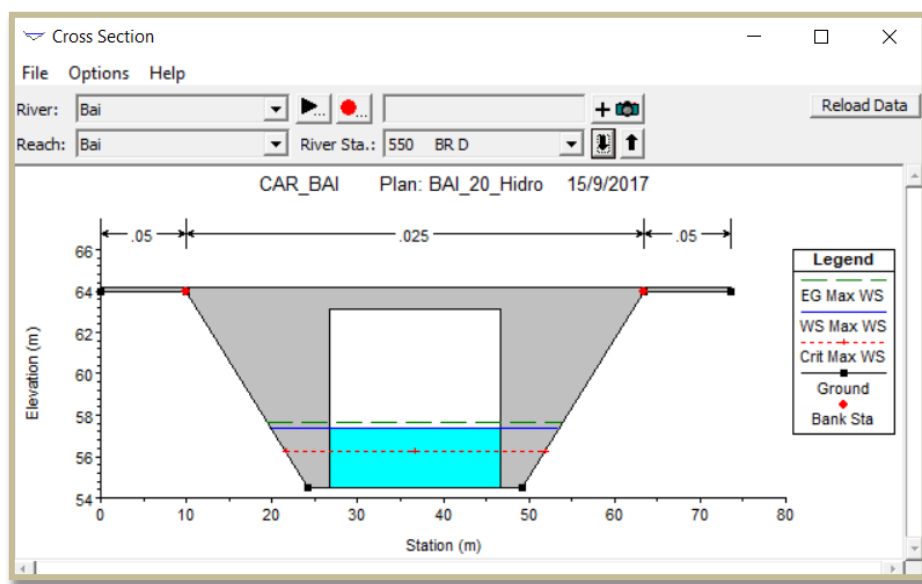
Puente de una luz de 20m (L=20m)



Esquema de Modelación del Arroyo Baí



Perfil Hidráulico del Arroyo Baí



Perfil Transversal RNN12 del Arroyo Baí

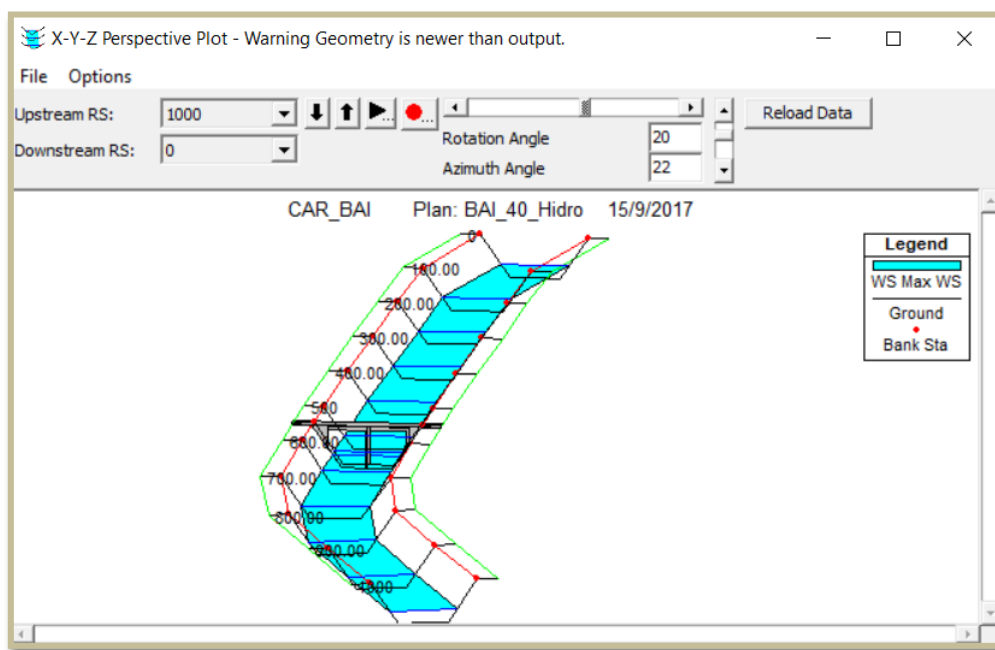
Variables Hidráulicas Modeladas en Obra de Arte R.N.N°12 – Aº Baí

E.G. US. (m)	57.75
W.S. US. (m)	57.62
Q Total (m3/s)	145.1
Q Bridge (m3/s)	145.1
Q Weir (m3/s)	
Delta EG (m)	0.19
Delta WS (m)	0.20

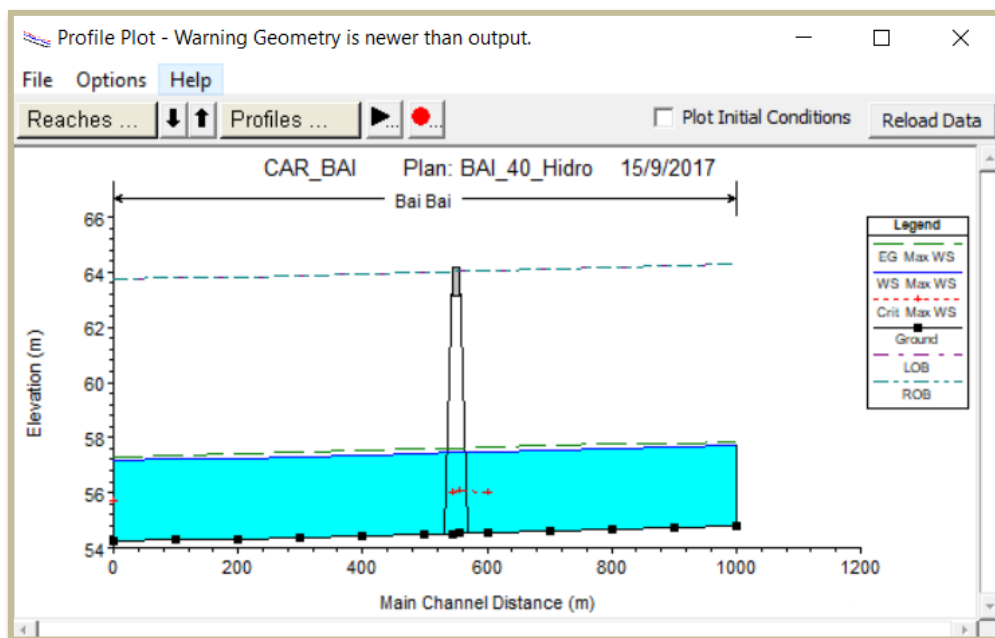
Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. Elev (m)	57.69	57.67
W.S. Elev (m)	57.34	57.33
Crit W.S. (m)	56.31	56.25
Vel Total (m/s)	2.60	2.56
Flow Area (m2)	55.7	56.67
Froude # Chl	0.50	0.49

E.G. US: nivel de la línea de energía aguas arriba, W.S. US: nivel hídrico aguas arriba, Q Total: caudal total circulante en la sección, Q Bridge: caudal circulante en puente, Q Weir: vertidos por sobre la ruta, Delta EG: diferencia de niveles de línea de energía, Delta WS: diferencia de niveles hídricos, Inside BR US: sección de puente aguas arriba, Inside BR DS: sección de puente aguas abajo, E.G. Elev: nivel de la línea de energía, W.S. Elev: nivel hídrico, Crit W.S.: tirante crítico, Vel Total: velocidad promedio, Flow Area: sección mojada, Froude # Chl: Número de Froude en cauce

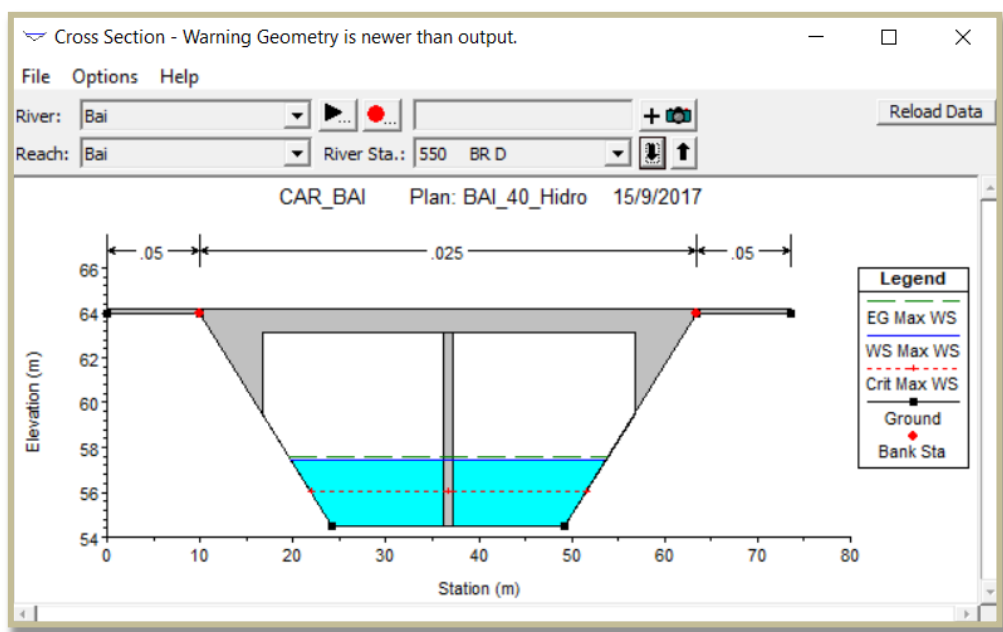
Puente de dos luces de 20m ($L=2 \times 20m$)



Esquema de Modelación del Arroyo Baí



Perfil Hidráulico del Arroyo Baí



Perfil Transversal RNN°12 del Arroyo Baí

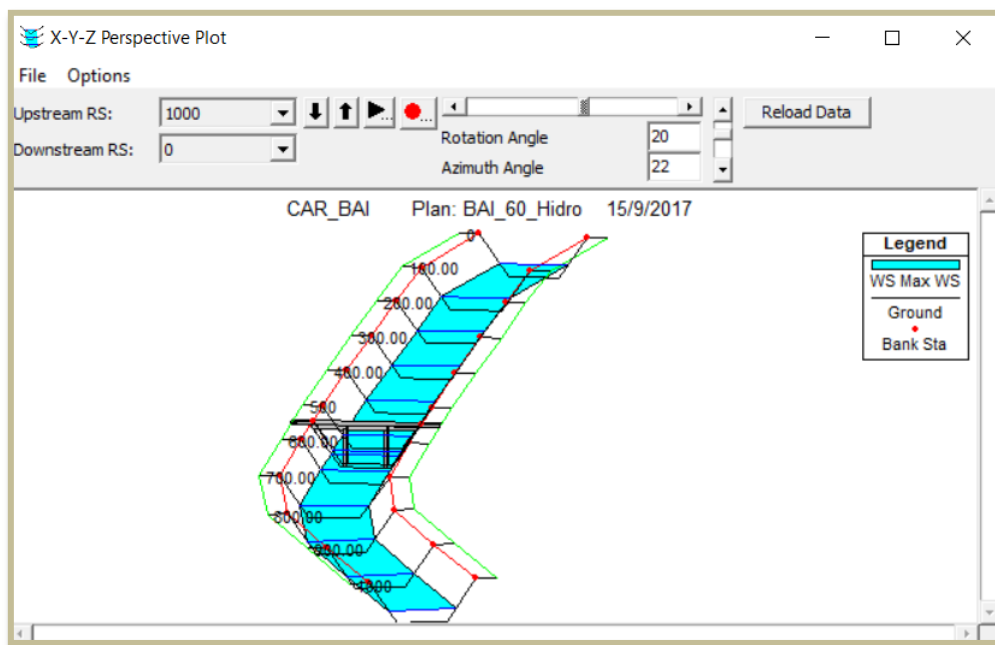
Variables Hidráulicas Modeladas en Obra de Arte R.N.N°12 – Aº Baí

E.G. US. (m)	57.64
W.S. US. (m)	57.5
Q Total (m3/s)	145.1
Q Bridge (m3/s)	145.1
Q Weir (m3/s)	
Delta EG (m)	0.07
Delta WS (m)	0.07

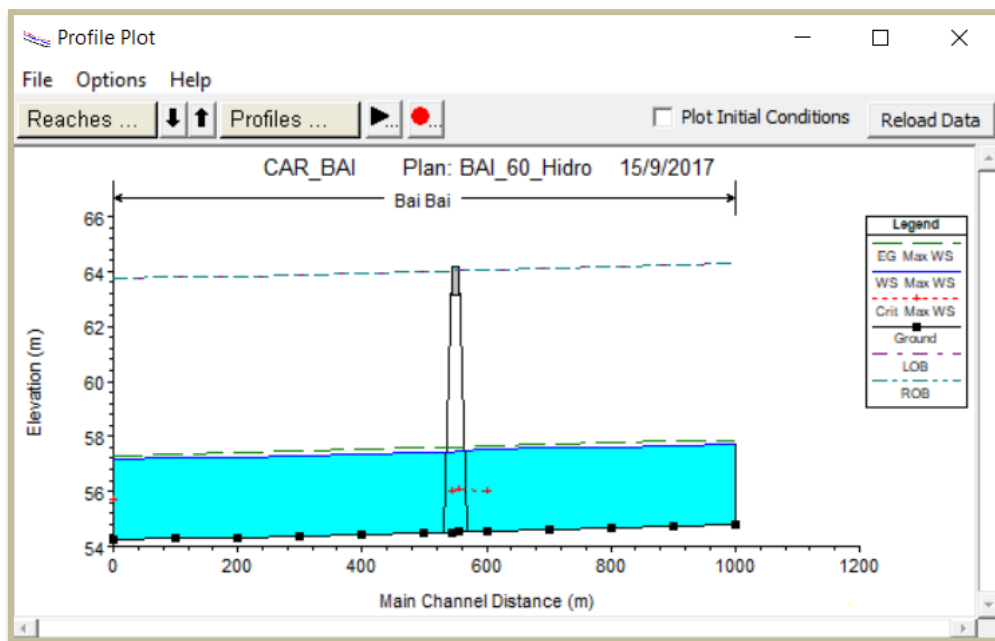
Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. Elev (m)	57.61	57.6
W.S. Elev (m)	57.45	57.44
Crit W.S. (m)	56.06	56.00
Vel Total (m/s)	1.77	1.73
Flow Area (m2)	81.95	83.66
Froude # Chl	0.36	0.35

E.G. US: nivel de la línea de energía aguas arriba, W.S. US: nivel hídrico aguas arriba, Q Total: caudal total circulante en la sección, Q Bridge: caudal circulante en puente, Q Weir: vertidos por sobre la ruta, Delta EG: diferencia de niveles de línea de energía, Delta WS: diferencia de niveles hídricos, Inside BR US: sección de puente aguas arriba, Inside BR DS: sección de puente aguas abajo, E.G. Elev: nivel de la línea de energía, W.S. Elev: nivel hídrico, Crit W.S.: tirante crítico, Vel Total: velocidad promedio, Flow Area: sección mojada, Froude # Chl: Número de Froude en cauce

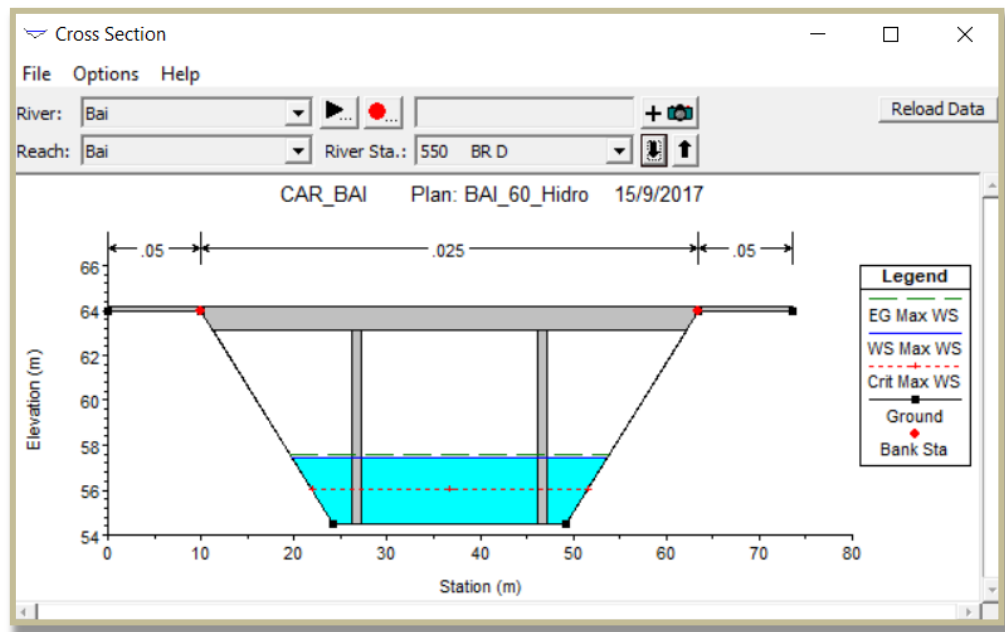
Puente de tres luces de 20m (L=3x20m)



Esquema de Modelación del Arroyo Baí



Perfil Hidráulico del Arroyo Baí



Perfil Transversal RNN#12 del Arroyo Baí

Variables Hidráulicas Modeladas en Obra de Arte R.N.N°12 – Aº Baí

E.G. US. (m)	57.66
W.S. US. (m)	57.51
Q Total (m3/s)	145.1
Q Bridge (m3/s)	145.1
Q Weir (m3/s)	
Delta EG (m)	0.09
Delta WS (m)	0.09

Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. Elev (m)	57.62	57.61
W.S. Elev (m)	57.45	57.44
Crit W.S. (m)	56.09	56.04
Vel Total (m/s)	1.84	1.80
Flow Area (m2)	79.03	80.61
Froude # Chl	0.37	0.36

E.G. US: nivel de la línea de energía aguas arriba, W.S. US: nivel hídrico aguas arriba, Q Total: caudal total circulante en la sección, Q Bridge: caudal circulante en puente, Q Weir: vertidos por sobre la ruta, Delta EG: diferencia de niveles de línea de energía, Delta WS: diferencia de niveles hídricos, Inside BR US: sección de puente aguas arriba, Inside BR DS: sección de puente aguas abajo, E.G. Elev: nivel de la línea de energía, W.S. Elev: nivel hídrico, Crit W.S.: tirante crítico, Vel Total: velocidad promedio, Flow Area: sección mojada, Froude # Chl: Número de Froude en cauce

7.3.3. Conclusiones

Se presenta a continuación un resumen de las velocidades de escurrimiento en las obras de arte obtenidas para las distintas alternativas

Alternativa	Velocidad Máxima [m/s]
L=20m	2.56
L=2x20m	1.73
L=3x20m	1.80

Se aprecia que la alternativa de una luz presenta velocidades elevadas, por lo cual se recomienda optar por alguna de las alternativas de luces múltiples.

Dadas las características erosivas de los suelos de la zona se recomienda el empleo de estribos cerrados, pudiendo optar por estribos abiertos en caso de revestimiento de los taludes y un adecuado mantenimiento del mismo. En caso de optar por esta última solución, se recomienda el empleo de la alternativa de tres luces, ya que si bien posee una mayor velocidad de funcionamiento (producto de la presencia de dos pilas en el cauce) los estribos se ubican fuera de los taludes.

7.4. ARROYO SANTA MARÍA

7.4.1. Canal del Arroyo Santa María

Para que los caudales de diseño alcancen la RNN°12, resulta necesario la conducirlos mediante canalizaciones desde la zona de almacenamiento constituida los esteros del Riachuelo, distantes a aproximadamente 15km de la ruta.

Se destaca que los canales existentes resultan incapaces de conducir los caudales obtenidos, no obstante, el presente análisis se realiza para un escenario futuro de máxima, en el cual se suponen construidas las canalizaciones que descargan los excedentes desde los esteros.

Del análisis de la topobatimetría ejecutada, se define como cota de solera del canal del Arroyo Santa María a la altura de la RNN°12, al valor de 53.00m. Al respecto, se señala que la alcantarilla existente en ese lugar posee una cota de fondo de 57.73m.

Santa Maria

Type: **Trapezoidal** Define...

Side Slope 1 (Z1): **1.5** H: 1V

Side Slope 2 (Z2): **1.5** H: 1V

Channel Width (B): **60.0** (m)

Pipe Diameter (D): **0.0** (m)

Longitudinal Slope: **0.0006** (m/m)

☐ Override Default

Manning's Roughness: **0.0250**

☐ Use Lining

Lining Type: **Woven Paper Net**

☒ Enter Flow: **359.300** (cms)

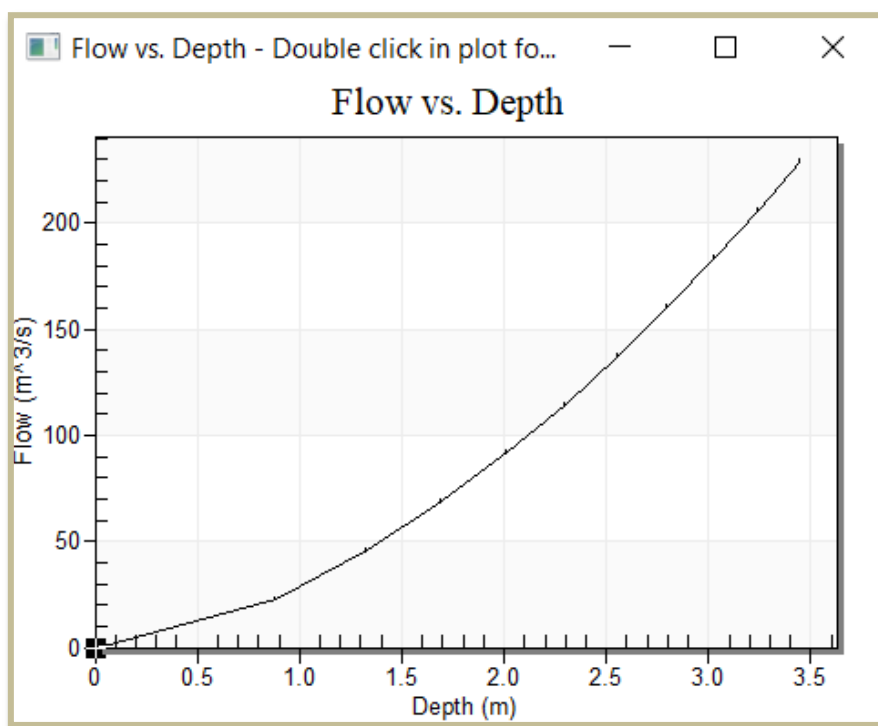
☐ Enter Depth: **2.945** (m)

Calculate

Plot... Compute Curves...

OK Cancel

Parameter	Value	Unit
Flow	359.3...	cms
Depth	2.945	m
Area of Flow	189.7...	m ²
Wetted Perimeter	70.620	m
Hydraulic Radius	2.687	m
Average Velocity	1.894	m/s
Top Width (T)	68.836	m
Froude Number	0.364	
Critical Depth	1.521	m
Critical Velocity	3.793	m/s
Critical Slope	0.005...	m/m
Critical Top Width	64.562	m
Calculated Max Shear...	17.322	N/m...
Calculated Avg Shear...	15.801	N/m...



Es decir que, para el caudal de diseño, el tirante que se alcanza en canal resulta de 2.95m, obteniéndose una velocidad máxima de escurrimiento de 1.89m/s.

Teniendo en cuenta la pendiente adoptada y la longitud de desarrollo del canal hasta alcanzar los Esteros de 15km, surge una cota de solera en inmediaciones de los Esteros de 62.00m. Considerando el tirante de 2.95m se alcanza un nivel máximo en canal de 64.95m, el cual resulta inferior al nivel máximo alcanzado en la laguna para la simulación hidrológica (65.73m), por lo cual es viable el escenario planteado para el canal del Arroyo Santa María.

Se destaca la necesidad de la construcción de una obra de control al final del canal del Arroyo María, para limitar la evacuación de caudales en épocas secas y mantener un nivel mínimo permanente en los esteros, cuyo diseño excede los alcances del presente estudio.

7.4.2. Obra de Arte del Arroyo Santa María

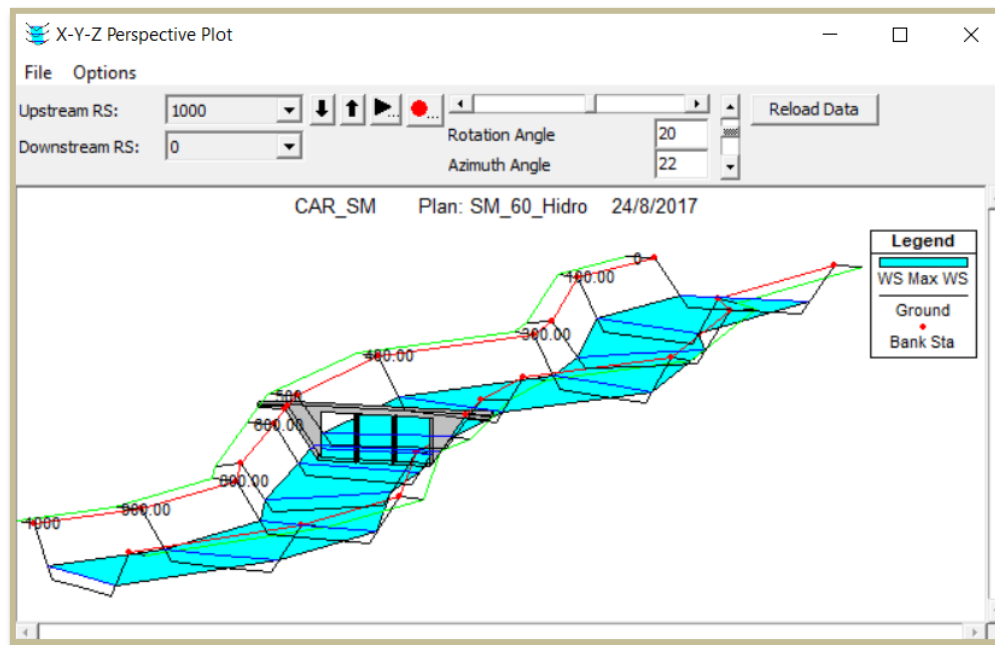
El análisis de la obra de arte del Arroyo Santa María se realiza para el escenario futuro planteado, el cual considera un canal de 60m de ancho de solera, taludes laterales 1.5:1.0 (hor:vert), pendiente longitudinal de 0.0006m/m y cota de solera a la altura de la RNN°12 de 53.00m. La rugosidad de Manning empleada para el canal es de 0.025.

Como condiciones de contorno, aguas abajo se estableció la pendiente normal y aguas arriba el hidrograma obtenido de la simulación hidrológica.

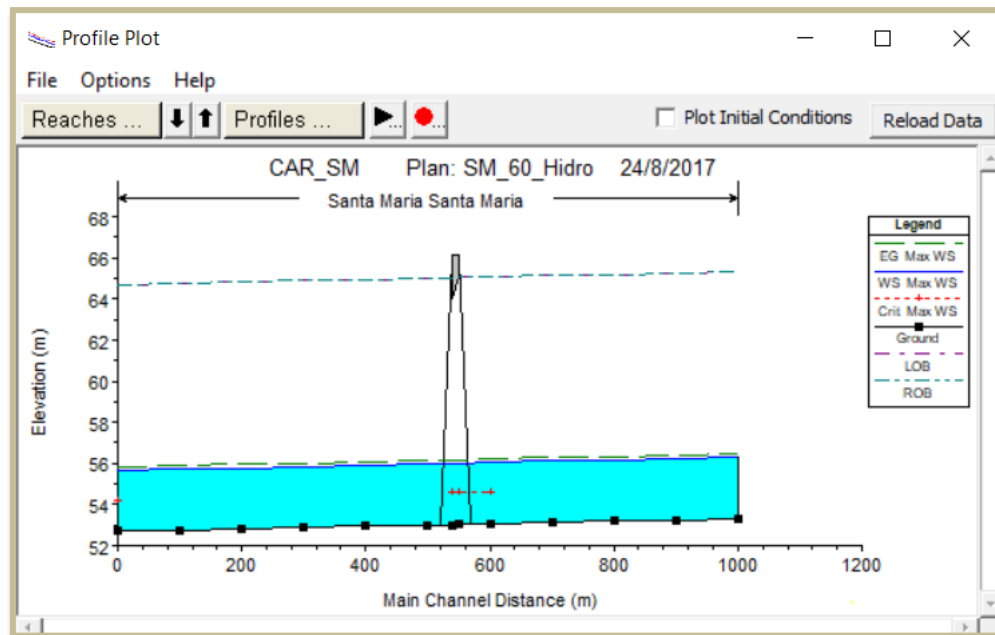
Para estas condiciones se analizaron las siguientes obras de arte:

- Puente de tres luces de 20m ($L=3 \times 20\text{m}$)
- Puente de cuatro luces de 20m ($L=4 \times 20\text{m}$)
- Puente de cinco luces de 20m ($L=5 \times 20\text{m}$)

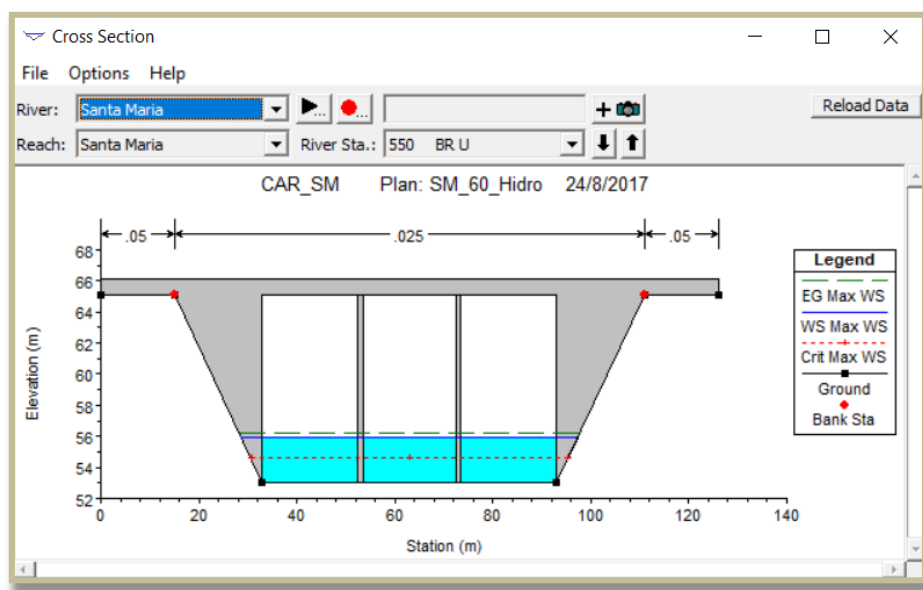
Puente de tres luces de 20m ($L=3 \times 20\text{m}$)



Esquema de Modelación del Santa María



Perfil Hidráulico del Arroyo Santa María



Perfil Transversal RNN°12 del Arroyo Santa María

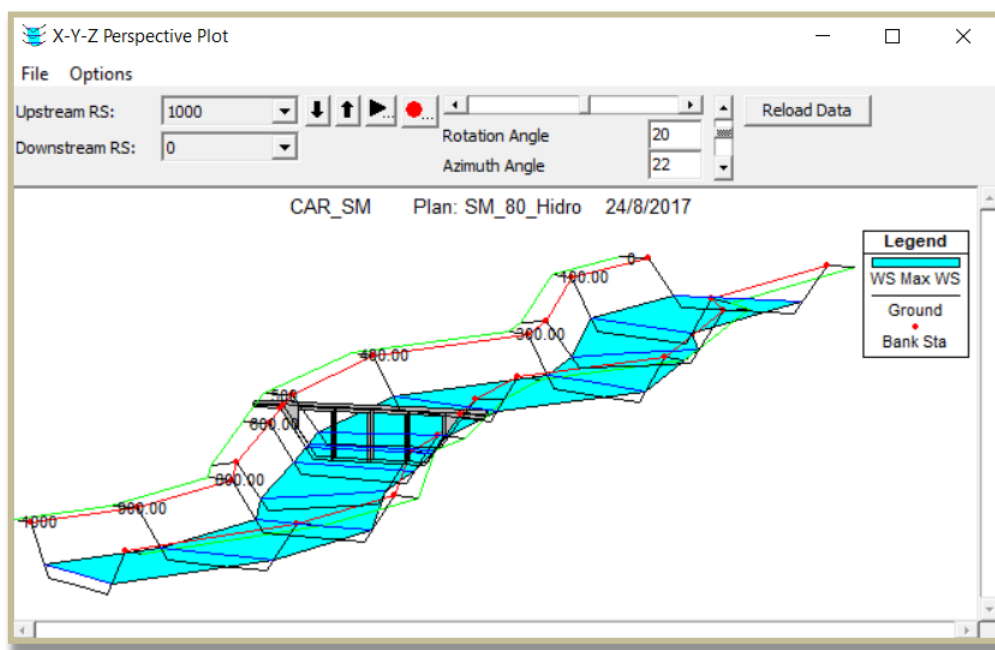
Variables Hidráulicas Modeladas en Obra de Arte R.N.N°12 – A° Santa María

E.G. US. (m)	56.23
W.S. US. (m)	56.05
Q Total (m3/s)	359.3
Q Bridge (m3/s)	359.3
Q Weir (m3/s)	
Delta EG (m)	0.10
Delta WS (m)	0.11

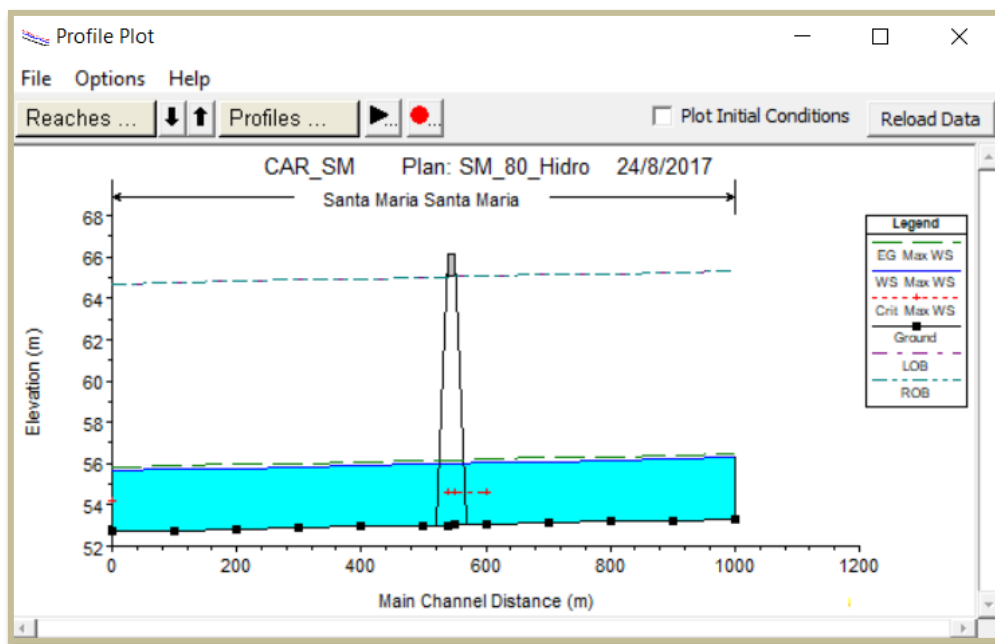
Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. Elev (m)	56.18	56.17
W.S. Elev (m)	55.95	55.94
Crit W.S. (m)	54.63	54.58
Vel Total (m/s)	2.15	2.10
Flow Area (m2)	167.47	170.73
Froude # Chl	0.40	0.39

E.G. US: nivel de la línea de energía aguas arriba, W.S. US: nivel hídrico aguas arriba, Q Total: caudal total circulante en la sección, Q Bridge: caudal circulante en puente, Q Weir: vertidos por sobre la ruta, Delta EG: diferencia de niveles de línea de energía, Delta WS: diferencia de niveles hídricos, Inside BR US: sección de puente aguas arriba, Inside BR DS: sección de puente aguas abajo, E.G. Elev: nivel de la línea de energía, W.S. Elev: nivel hídrico, Crit W.S.: tirante crítico, Vel Total: velocidad promedio, Flow Area: sección mojada, Froude # Chl: Número de Froude en cauce

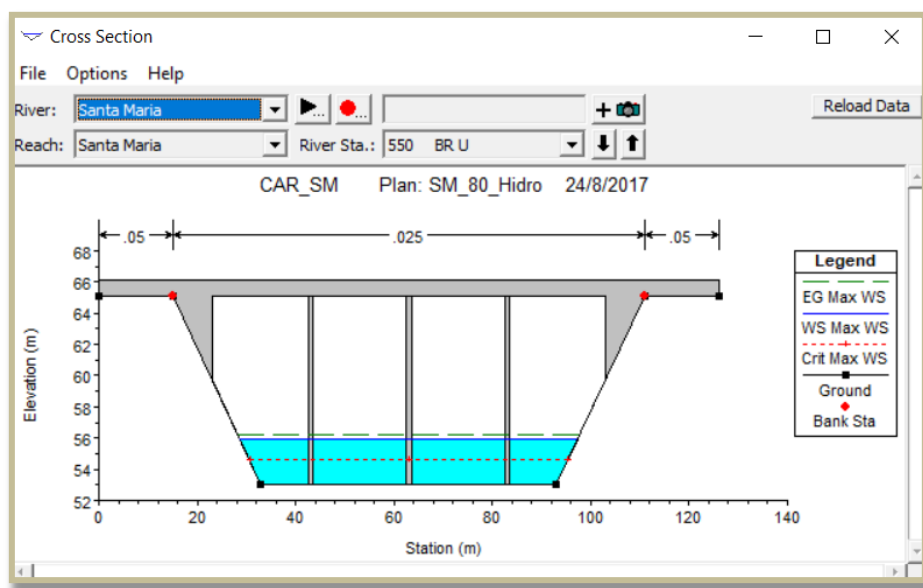
Puente de cuatro luces de 20m ($L=4 \times 20m$)



Esquema de Modelación del Santa María



Perfil Hidráulico del Arroyo Santa María



Perfil Transversal RNN°12 del Arroyo Santa María

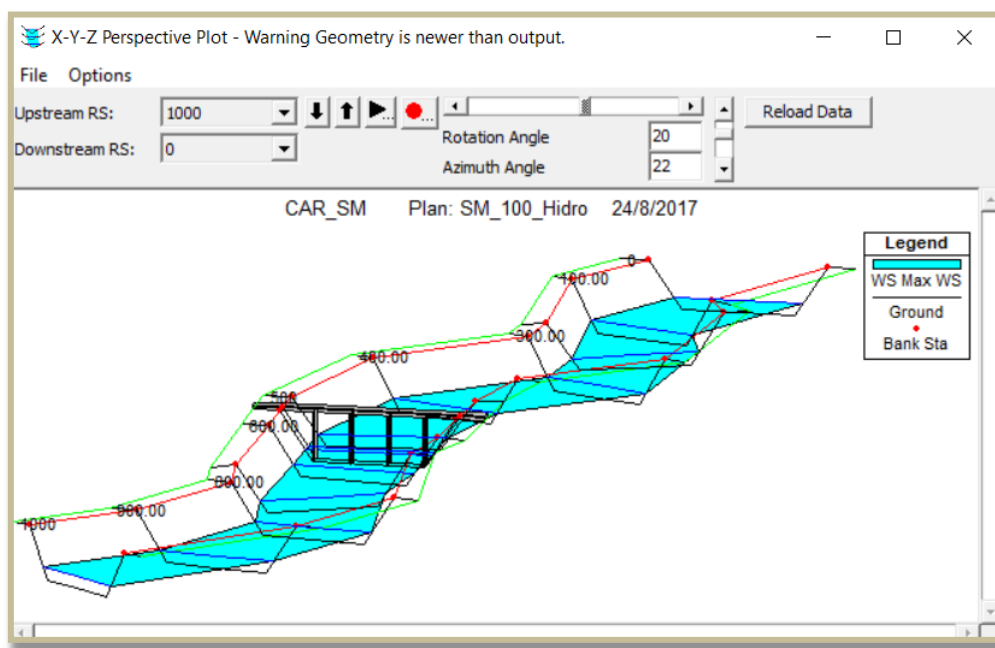
Variables Hidráulicas Modeladas en Obra de Arte R.N.N°12 – A° Santa María

E.G. US. (m)	56.22
W.S. US. (m)	56.04
Q Total (m3/s)	359.3
Q Bridge (m3/s)	359.3
Q Weir (m3/s)	
Delta EG (m)	0.09
Delta WS (m)	0.09

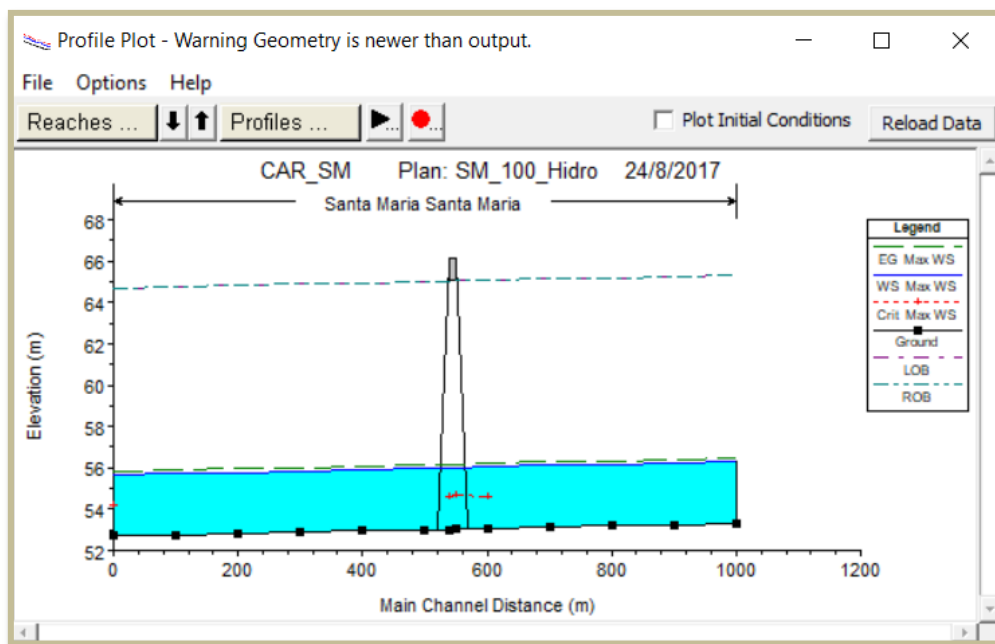
Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. Elev (m)	56.17	56.16
W.S. Elev (m)	55.97	55.96
Crit W.S. (m)	54.63	54.57
Vel Total (m/s)	2.02	1.97
Flow Area (m2)	178.26	181.98
Froude # Chl	0.39	0.38

E.G. US: nivel de la línea de energía aguas arriba, W.S. US: nivel hídrico aguas arriba, Q Total: caudal total circulante en la sección, Q Bridge: caudal circulante en puente, Q Weir: vertidos por sobre la ruta, Delta EG: diferencia de niveles de línea de energía, Delta WS: diferencia de niveles hídricos, Inside BR US: sección de puente aguas arriba, Inside BR DS: sección de puente aguas abajo, E.G. Elev: nivel de la línea de energía, W.S. Elev: nivel hídrico, Crit W.S.: tirante crítico, Vel Total: velocidad promedio, Flow Area: sección mojada, Froude # Chl: Número de Froude en cauce

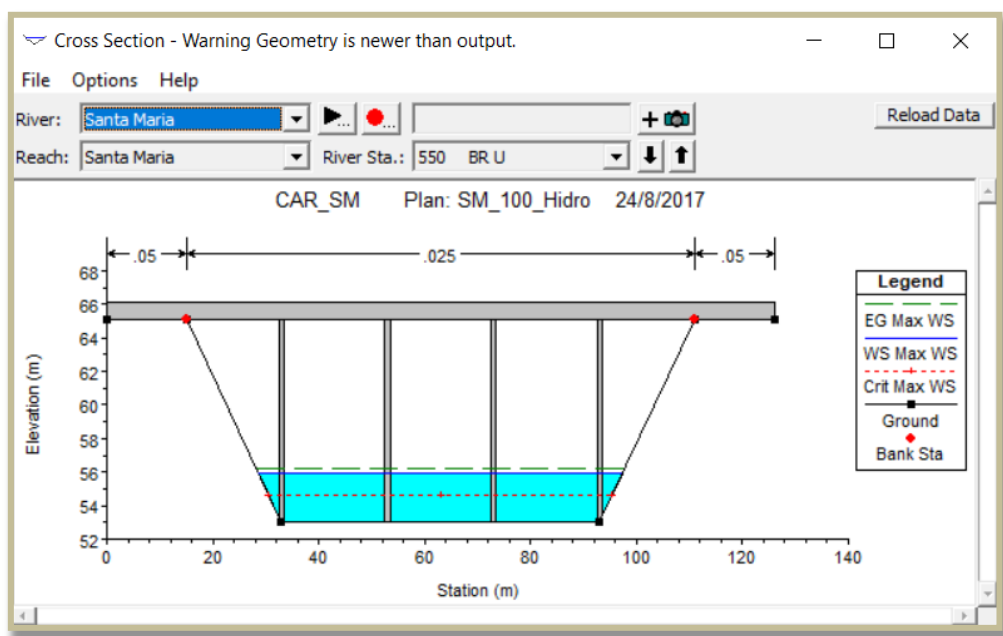
Puente de cinco luces de 20m ($L=5 \times 20m$)



Esquema de Modelación del Santa María



Perfil Hidráulico del Arroyo Santa María



Perfil Transversal RNN°12 del Arroyo Santa María

Variables Hidráulicas Modeladas en Obra de Arte R.N.N°12 – A° Santa María

E.G. US. (m)	56.22
W.S. US. (m)	56.05
Q Total (m3/s)	359.3
Q Bridge (m3/s)	359.3
Q Weir (m3/s)	
Delta EG (m)	0.10
Delta WS (m)	0.10

Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. Elev (m)	56.18	56.16
W.S. Elev (m)	55.96	55.96
Crit W.S. (m)	54.65	54.59
Vel Total (m/s)	2.05	2.01
Flow Area (m2)	175.43	179.02
Froude # Chl	0.4	0.39

E.G. US: nivel de la línea de energía aguas arriba, W.S. US: nivel hídrico aguas arriba, Q Total: caudal total circulante en la sección, Q Bridge: caudal circulante en puente, Q Weir: vertidos por sobre la ruta, Delta EG: diferencia de niveles de línea de energía, Delta WS: diferencia de niveles hídricos, Inside BR US: sección de puente aguas arriba, Inside BR DS: sección de puente aguas abajo, E.G. Elev: nivel de la línea de energía, W.S. Elev: nivel hídrico, Crit W.S.: tirante crítico, Vel Total: velocidad promedio, Flow Area: sección mojada, Froude # Chl: Número de Froude en cauce

7.4.3. Conclusiones

Se presenta a continuación un resumen de las velocidades de escurrimiento en las obras de arte obtenidas para las distintas alternativas

Alternativa	Velocidad Máxima [m/s]
L=3X20m	2.10
L=4x20m	1.97
L=5x20m	2.01

Se aprecia que la alternativa de tres luces presenta velocidades elevadas, por lo cual se recomienda optar por la alternativa de cuatro o bien la de cinco luces.

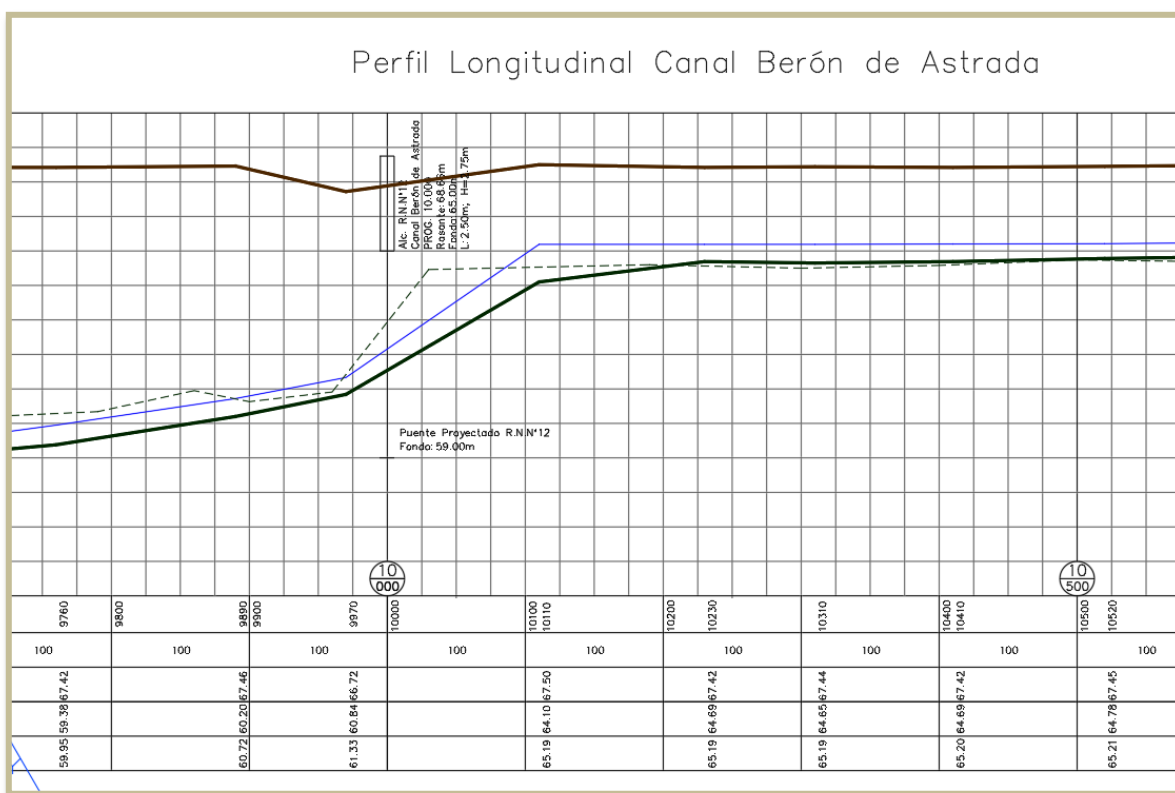
Dadas las características erosivas de los suelos de la zona se recomienda el empleo de estribos cerrados, pudiendo optar por estribos abiertos en caso de revestimiento de los taludes y un adecuado mantenimiento del mismo. En caso de optar por esta última solución, se recomienda el empleo de la alternativa de cinco luces, ya que si bien posee una mayor velocidad de funcionamiento (producto de la presencia de mayor cantidad de pilas en el cauce) los estribos se ubican fuera de los taludes.

7.5. CANAL BERÓN DE ASTRADA

7.5.1. Canal Berón de Astrada

Para que los caudales de diseño alcancen la RNN°12, resulta necesario la conducirlos mediante canalizaciones desde la zona de cañadas. Se destaca que los canales existentes resultan incapaces de conducir los caudales obtenidos, no obstante, el presente análisis se realiza para un escenario futuro de máxima, en el cual se suponen construidas las canalizaciones que descargan los excedentes hacia la ruta.

Del análisis de la topobatimetría ejecutada, se define como cota de solera del Canal Berón de Astrada a la altura de la RNN°12, al valor de 59.00m. Al respecto, se señala que la alcantarilla existente en ese lugar posee una cota de fondo de 65.00m.



Se observa del perfil longitudinal relevado, que tanto aguas abajo como aguas arriba de la ruta, el cauce posee cotas de thalweg inferiores a la cota fundación de la alcantarilla, lo cual hace suponer que existe fuga de material por debajo de la misma, con un alto riesgo de colapso de la estructura existente.

El Canal Berón de Astrada se analizó para un ancho de solera de 8.00m, con taludes laterales 1.5:1.0 (hor:vert) y pendiente longitudinal de 0.0007 m/m.

El análisis hidráulico de un canal de las características descritas conduce a los siguientes valores.

Beron de Astrada

Type: Trapezoidal Define...

Side Slope 1 (Z1): 1.5 H: 1V

Side Slope 2 (Z2): 1.5 H: 1V

Channel Width (B): 8.0 (m)

Pipe Diameter (D): 0.0 (m)

Longitudinal Slope: 0.0007 (m/m)

☐ Override Default

Manning's Roughness: 0.0250

☐ Use Lining

Lining Type: Woven Paper Net

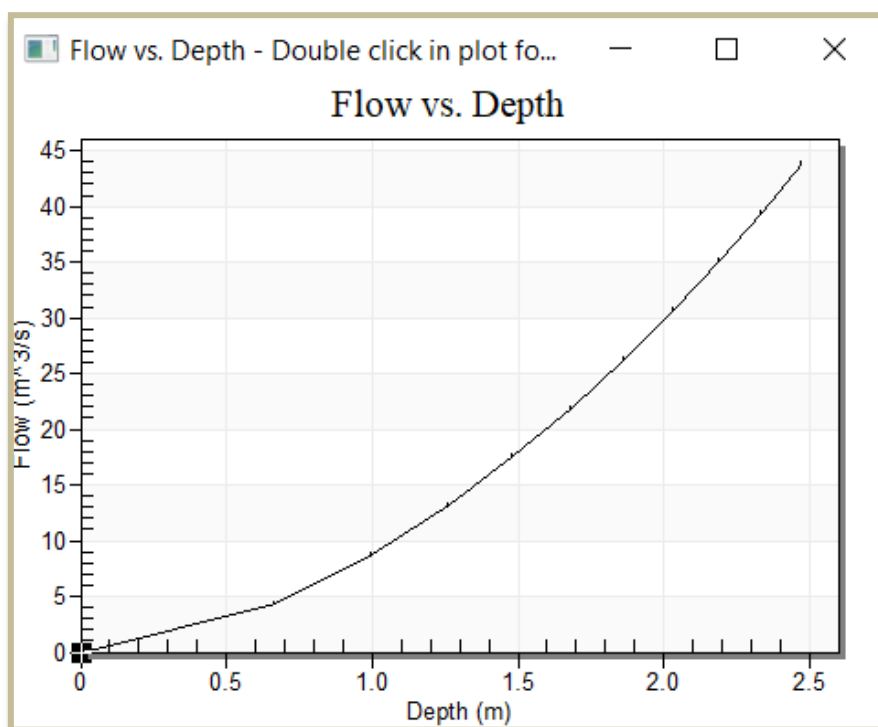
☒ Enter Flow: 43.900 (cms)

☐ Enter Depth: 2.474 (m)

Calculate

Plot... Compute Curves... OK Cancel

Parameter	Value	Unit
Flow	43.900	cms
Depth	2.474	m
Area of Flow	28.978	m ²
Wetted Perimeter	16.921	m
Hydraulic Radius	1.713	m
Average Velocity	1.515	m/s
Top Width (T)	15.423	m
Froude Number	0.353	
Critical Depth	1.331	m
Critical Velocity	3.299	m/s
Critical Slope	0.006...	m/m
Critical Top Width	11.993	m
Calculated Max Shear...	16.978	N/m...
Calculated Avg Shear...	11.751	N/m...



Es decir que, para el caudal de diseño, el tirante que se alcanza en canal resulta de 2.47m, obteniéndose una velocidad máxima de escurrimiento de 1.52m/s.

Teniendo en cuenta la pendiente adoptada y la longitud de desarrollo del canal hasta su final en la Cañada San Antonio de 8km, se tiene una cota de solera al final del canal de 64.60m. Considerando el tirante de 2.47m se alcanza un nivel máximo al final del canal de 67.07m, el cual resulta inferior a las cotas de terreno natural en este sector, del orden de los 67.20m, por lo cual es viable el escenario planteado para el Canal Berón de Astrada.

7.5.2. Obra de Arte del Arroyo Baí

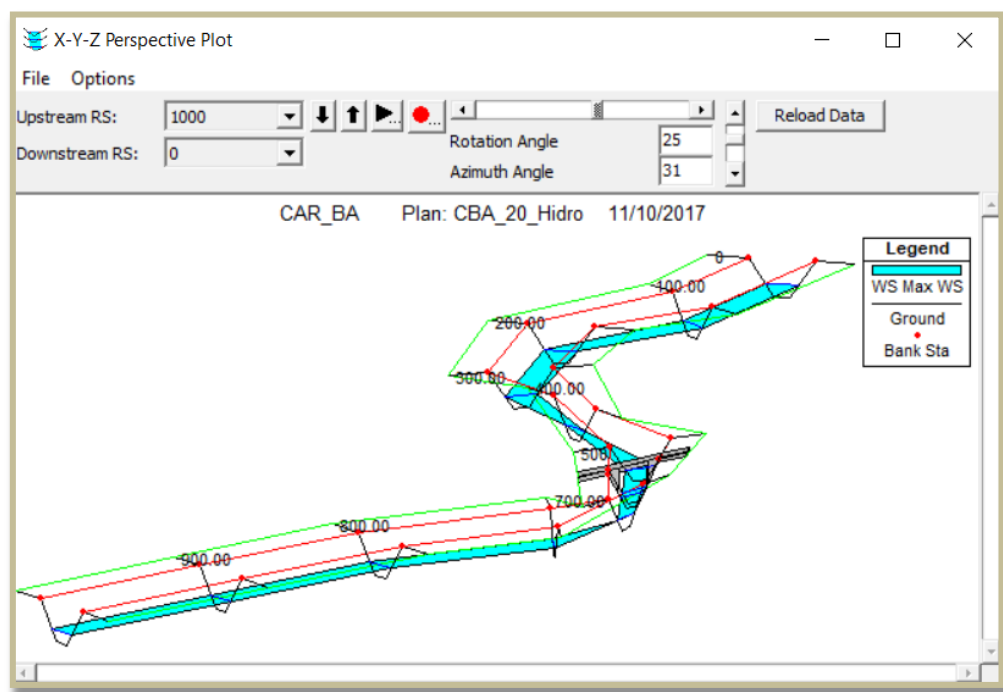
El análisis de la obra de arte del Canal Berón de Astrada se realiza para el escenario futuro planteado, el cual considera un canal de 8.00m de ancho de solera, taludes laterales 1.5:1.0 (hor:vert), pendiente longitudinal de 0.0007m/m y cota de solera a la altura de la RNN°12 de 59.00m. La rugosidad de Manning empleada para el canal es de 0.025.

Como condiciones de contorno, aguas abajo se estableció la pendiente normal y aguas arriba el hidrograma obtenido de la simulación hidrológica.

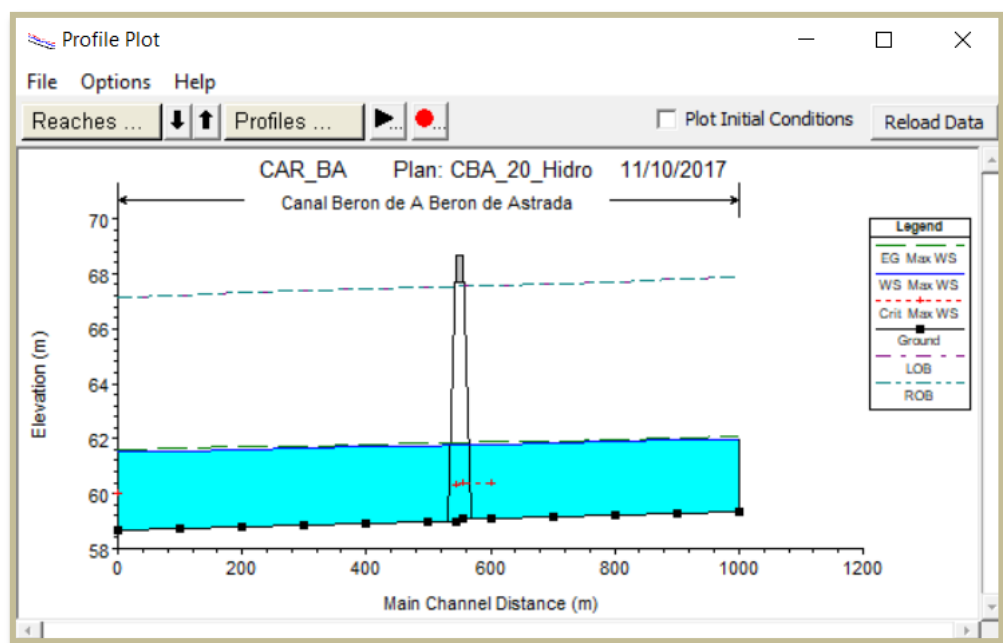
Para estas condiciones se analizaron las siguientes obras de arte:

- Puente de una luz de 20m (L=1x20m)
- Puente de dos luces de 20m (L=2x20m)

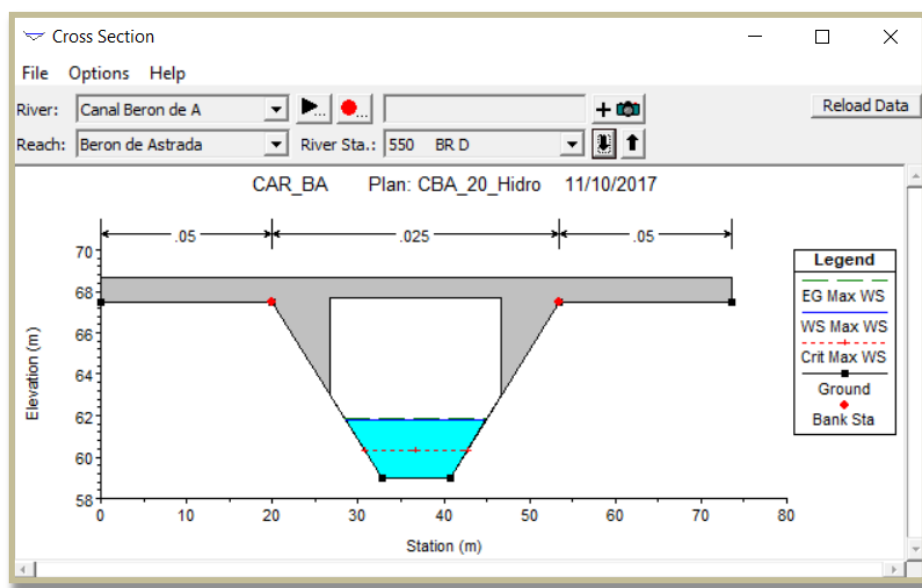
Puente de una luz de 20m ($L=20m$)



Esquema de Modelación del Canal Berón de Astrada



Perfil Hidráulico del Canal Berón de Astrada



Perfil Transversal RNN°12 del Canal Berón de Astrada

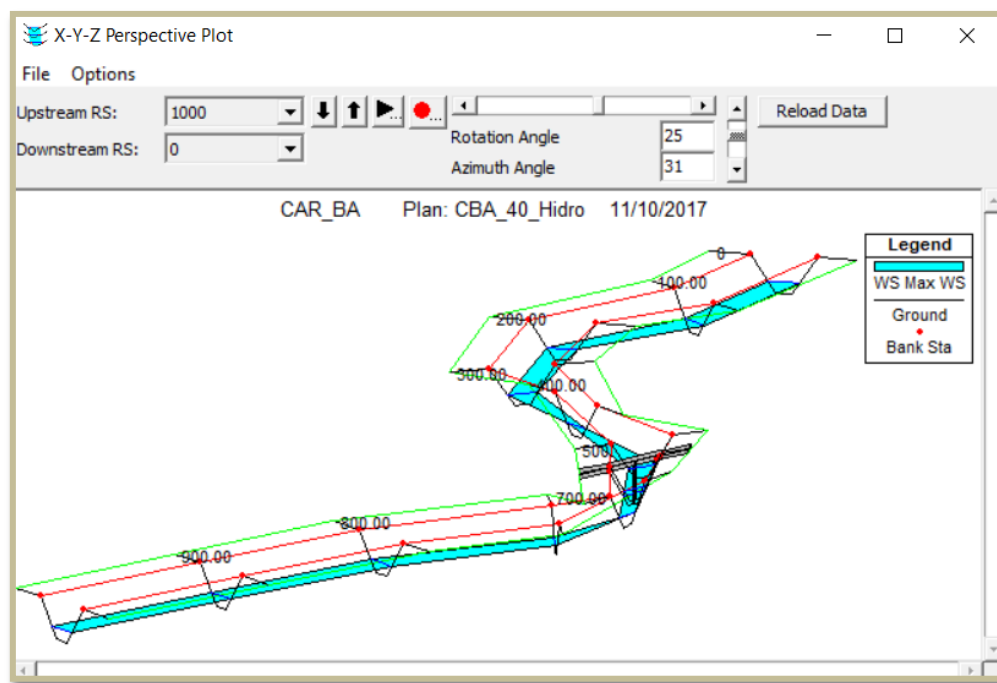
Variables Hidráulicas Modeladas en Obra de Arte R.N.N°12 – Canal Berón de Astrada

E.G. US. (m)	61.87
W.S. US. (m)	61.78
Q Total (m3/s)	43.9
Q Bridge (m3/s)	43.9
Q Weir (m3/s)	
Delta EG (m)	0.05
Delta WS (m)	0.05

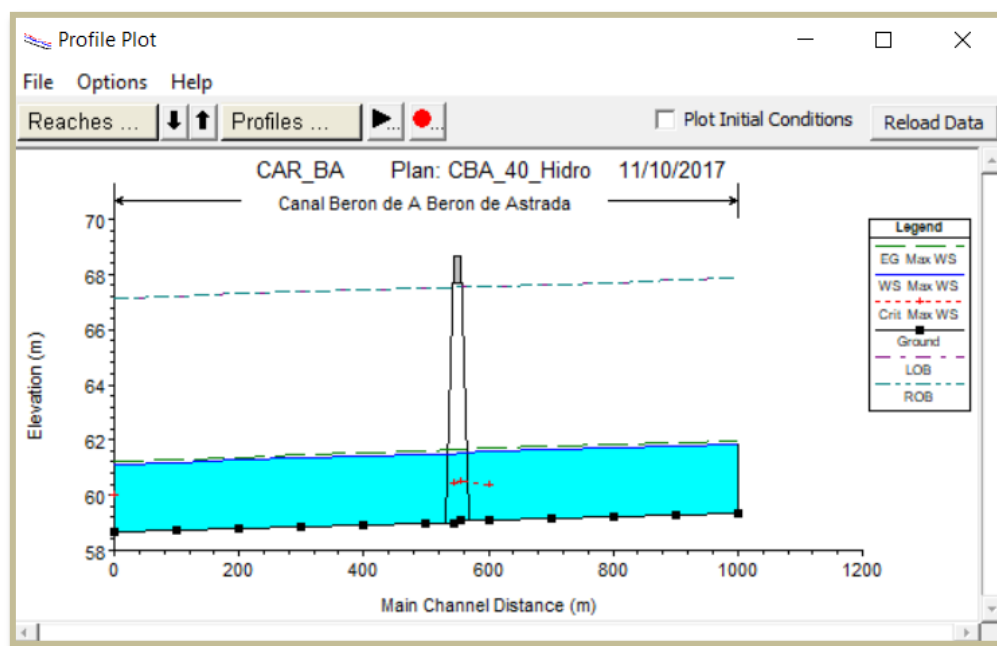
Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. Elev (m)	61.85	61.85
W.S. Elev (m)	61.76	61.76
Crit W.S. (m)	60.4	60.33
Vel Total (m/s)	1.36	1.31
Flow Area (m2)	32.35	33.47
Froude # Chl	0.31	0.29

E.G. US: nivel de la línea de energía aguas arriba, W.S. US: nivel hídrico aguas arriba, Q Total: caudal total circulante en la sección, Q Bridge: caudal circulante en puente, Q Weir: vertidos por sobre la ruta, Delta EG: diferencia de niveles de línea de energía, Delta WS: diferencia de niveles hídricos, Inside BR US: sección de puente aguas arriba, Inside BR DS: sección de puente aguas abajo, E.G. Elev: nivel de la línea de energía, W.S. Elev: nivel hídrico, Crit W.S.: tirante crítico, Vel Total: velocidad promedio, Flow Area: sección mojada, Froude # Chl: Número de Froude en cauce

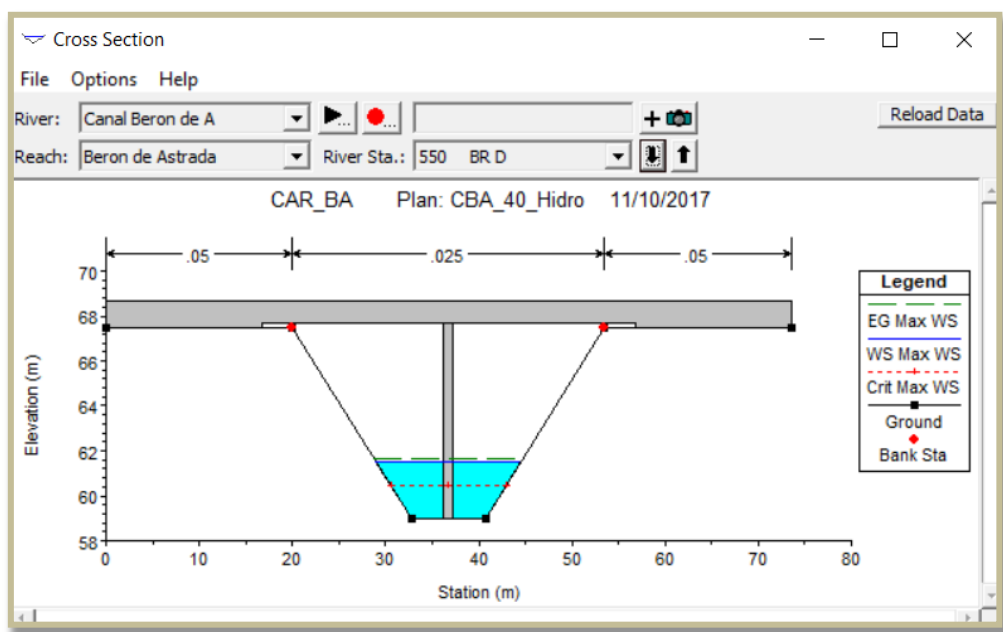
Puente de dos luces de 20m ($L=2 \times 20m$)



Esquema de Modelación del Canal Berón de Astrada



Perfil Hidráulico del Canal Berón de Astrada



Perfil Transversal RNN°12 del Canal Berón de Astrada

Variables Hidráulicas Modeladas en Obra de Arte R.N.N°12 – Canal Berón de Astrada

E.G. US. (m)	61.7
W.S. US. (m)	61.59
Q Total (m3/s)	43.9
Q Bridge (m3/s)	43.9
Q Weir (m3/s)	
Delta EG (m)	0.11
Delta WS (m)	0.12

Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. Elev (m)	61.65	61.64
W.S. Elev (m)	61.51	61.5
Crit W.S. (m)	60.5	60.43
Vel Total (m/s)	1.69	1.63
Flow Area (m2)	25.96	26.88
Froude # Chl	0.4	0.38

E.G. US: nivel de la línea de energía aguas arriba, W.S. US: nivel hídrico aguas arriba, Q Total: caudal total circulante en la sección, Q Bridge: caudal circulante en puente, Q Weir: vertidos por sobre la ruta, Delta EG: diferencia de niveles de línea de energía, Delta WS: diferencia de niveles hídricos, Inside BR US: sección de puente aguas arriba, Inside BR DS: sección de puente aguas abajo, E.G. Elev: nivel de la línea de energía, W.S. Elev: nivel hídrico, Crit W.S.: tirante crítico, Vel Total: velocidad promedio, Flow Area: sección mojada, Froude # Chl: Número de Froude en cauce

7.5.3. Conclusiones

Se presenta a continuación un resumen de las velocidades de escurrimiento en las obras de arte obtenidas para las distintas alternativas

Alternativa	Velocidad Máxima [m/s]
-------------	------------------------

L=20m	1.31
L=2x20m	1.63

Se aprecia que tanto la alternativa de una luz como la de dos luces presentan velocidades admisibles.

Dadas las características erosivas de los suelos de la zona se recomienda el empleo de estribos cerrados, pudiendo optar por estribos abiertos en caso de revestimiento de los taludes y un adecuado mantenimiento del mismo. En caso de optar por esta última solución, se recomienda el empleo de la alternativa de dos luces, ya que si bien posee una mayor velocidad de funcionamiento (producto de la presencia de la pila en el cauce) los estribos se ubican fuera de los taludes.

8. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE CAUCES

8.1. ANÁLISIS DE LA DESCARGA EN EL RIO PARANÁ

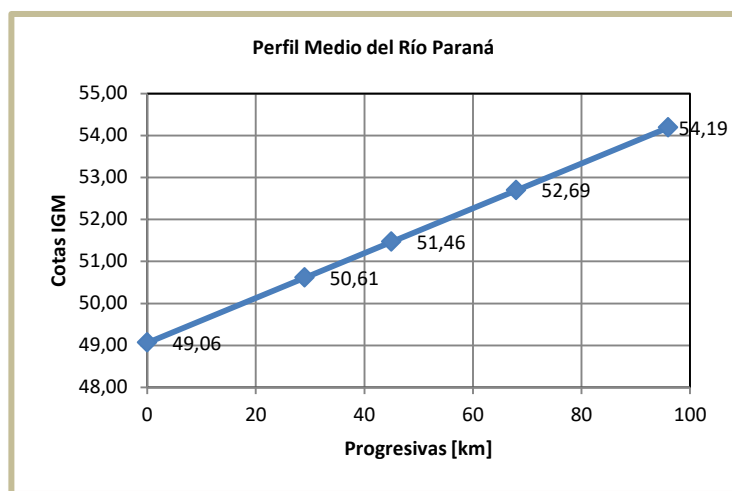
Con la intención de determinar los niveles hídricos del Río Paraná en la zona de descarga de cada uno de los arroyos en estudio, se analizaron los registros hidrométricos de las escalas ubicadas en Itatí e Itá Ibaté, por encontrarse las zonas de estudio en ubicación intermedia a las mismas. A continuación, se ven las características de ambas escalas.

Escalas	Latitud	Longitud	Registro Disponible	Fuente	Cero IGM
ITA IBATE	27° 25' 17.00"S	57° 19' 25.00"O	1910 - 2009	I.N.A.	51.86
ITATI	27° 15' 59.00"S	58° 14' 38.00"O	2000 - 2010	RR.HH. Nación	45.10

Se realizó un estudio estadístico consistente en establecer los promedios mensuales por año hidrológico.

A partir de esta información se determinó el nivel medio del río en coincidencia con los distintos arroyos, mediante interpolación de un perfil hidráulico lineal calculado en base a los valores obtenidos en las escalas hidrométricas.

Lugar	Progresiva [km]	Nivel Medio [m IGM]
Escala Itatí	0	49.06
Descarga Aº Iribú Cuá	29	50.61
Descarga Aº Baí	45	51.46
Descarga Aº Santa María	68	52.69
Descarga Canal Berón A.	79	53.28
Escala Itá Ibaté	96	54.19



8.2. ARROYO IRIBÚ CUÁ

Del análisis de la topobatimetría ejecutada surge que el perfil relevado a unos 800m aguas abajo de la ruta, presenta cotas de similares a datos de relevamientos disponibles del año 2010.

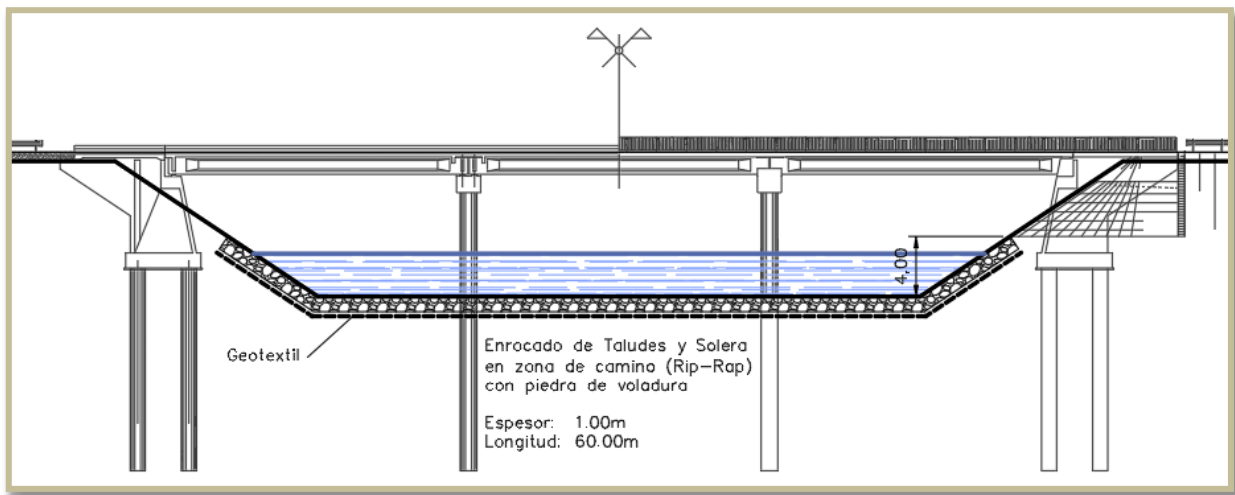
Por otro lado, del análisis de la pendiente del pelo de agua considerando el nivel medio en la descarga del río y el nivel obtenido para recurrencia de diseño en el puente del arroyo, distante a unos 5.4km, resulta de una pendiente del orden de 0.0011.

Si se analiza por mínimos cuadrados la pendiente del thalweg obtenida por topobatimetría aguas abajo de la ruta, se obtiene un valor de 0.0015.

Del análisis de la fuerza tractiva que se genera en el lecho del cauce para la pendiente de diseño de 0.00055 y el tirante máximo, surge un valor de 1.9kg/m², considerablemente inferior a 24.4kg/m² (0.05lb/pie²) que se considera admisible para los suelos del lugar.

De los anterior es que se considera que aguas abajo de la ruta las cotas de fondo del cauce se encuentran estabilizadas, no siendo necesaria la construcción de obras disipadoras de energía a los efectos de salvar desniveles importantes del lecho producto de la erosión.

No obstante lo anterior, se recomienda la construcción de un rip-rap con piedra de voladura (o bien con colchonetas), sobre los taludes y lecho del cauce del canal proyectado en la zona de camino a los efectos de garantizar la estabilidad del cauce en inmediaciones de la obra de arte a construir.



Por último, se advierte el riesgo de colapso que presenta las edificaciones que se encuentra a unos 100m aguas arriba de la ruta, ya que la construcción del puente con la consecuente limpieza del cauce en la zona de camino, posibilitará el descenso de los niveles del fondo del arroyo frente a estas construcciones en el orden de los 2.50m, potenciando el riesgo de erosión de las márgenes. Por tal motivo se recomienda analizar la construcción de un muro de sostenimiento en este sector o bien advertir a las autoridades competentes de esta situación.

8.3. ARROYO BAÍ

Del análisis de la topobatimetría ejecutada surge que aguas abajo de la ruta las cotas de thalweg han descendido alrededor de un metro respecto a datos de relevamientos disponibles del año 2010.

Por otro lado, del análisis de la pendiente del pelo de agua considerando el nivel medio en la descarga del río y el nivel obtenido para recurrencia de diseño en el puente del arroyo, distante a unos 3.0km, resulta de una pendiente del orden de 0.002.

Si se analiza por mínimos cuadrados la pendiente del thalweg obtenida por topobatimetría aguas abajo de la ruta, se obtiene un valor de 0.0023.

Del análisis de la fuerza tractiva que se genera en el lecho del cauce para la pendiente de diseño de 0.00055 y el tirante máximo, surge un valor de 1.6kg/m², considerablemente inferior a 24.4kg/m² (0.05lb/pie²) que se considera admisible para los suelos del lugar.

Se considera en consecuencia que hacia aguas abajo de la ruta el cauce se podría seguir erosionando hasta alcanzar la cota de diseño planteada para el nuevo puente, no siendo necesaria la construcción de obras disipadoras de energía a los efectos de salvar desniveles importantes del lecho producto de la erosión.

Se recomienda asimismo la construcción de un rip-rap con piedra de voladura (o bien con colchonetas), sobre los taludes y lecho del cauce del canal proyectado en la zona de camino y que se prolongue hasta 50m aguas debajo de la ruta, a los efectos de garantizar la estabilidad del cauce en inmediaciones de la obra de arte a construir.

8.4. ARROYO SANTA MARÍA

Del análisis de la topobatimetría ejecutada surge que aguas abajo de la ruta las cotas de thalweg han descendido alrededor de un metro respecto a datos de relevamientos disponibles del año 2010.

Por otro lado, del análisis de la pendiente del pelo de agua considerando el nivel medio en la descarga del río y el nivel obtenido para recurrencia de diseño en el puente del arroyo, distante a unos 3.5km, resulta de una pendiente del orden de 0.0009.

Si se analiza por mínimos cuadrados la pendiente del thalweg obtenida por topobatimetría aguas abajo de la ruta, se obtiene un valor de 0.0017.

Del análisis de la fuerza tractiva que se genera en el lecho del cauce para la pendiente de diseño de 0.0006 y el tirante máximo, surge un valor de 1.8kg/m², considerablemente inferior a 24.4kg/m² (0.05lb/pie²) que se considera admisible para los suelos del lugar.

De los anterior es que se considera que aguas abajo de la ruta las cotas de fondo del cauce se encuentran razonablemente estabilizadas, no siendo necesaria la construcción de obras disipadoras de energía a los efectos de salvar desniveles importantes del lecho producto de la erosión.

No obstante lo anterior, se recomienda la construcción de un rip-rap con piedra de voladura (o bien con colchonetas), sobre los taludes y lecho del cauce del canal proyectado en la zona de camino y que se prolongue hasta 100m aguas debajo de la ruta, a los efectos de garantizar la estabilidad del cauce en inmediaciones de la obra de arte a construir.

8.5. CANAL BERÓN DE ASTRADA

Del análisis de la topobatimetría ejecutada surge que aguas abajo de la ruta las cotas de thalweg han descendido alrededor de un metro respecto a datos de relevamientos disponibles del año 2011.

Por otro lado, del análisis de la pendiente del pelo de agua considerando el nivel medio en la descarga del río y el nivel obtenido para recurrencia de diseño en el puente del arroyo, distante a unos 2.5km, resulta de una pendiente del orden de 0.0033.

Si se analiza por mínimos cuadrados la pendiente del thalweg obtenida por topobatimetría aguas abajo de la ruta, se obtiene un valor de 0.0048.

Del análisis de la fuerza tractiva que se genera en el lecho del cauce para la pendiente de diseño de 0.0007 y el tirante máximo, surge un valor de 1.7kg/m², considerablemente inferior a 24.4kg/m² (0.05lb/pie²) que se considera admisible para los suelos del lugar.

De los anterior es que se considera que aguas abajo de la ruta las cotas de fondo del cauce continuaran descendiendo por erosión, motivo por el cual se recomienda encarar en este sector (aguas abajo de la ruta) obras de control de erosiones.

Considerando que a la altura de la ruta las cotas de solera de los puentes precedentemente analizados rondan entre 53.00 y 54.00m, se planteará la construcción de dos saltos hidráulicos de 2.50m cada uno, ubicados a 800m y 1600m aguas abajo de la ruta.

Se aclara que los relevamientos realizados alcanzan hasta 800m aguas abajo de la ruta, por lo cual las dimensiones del salto proyectado a 1600m aguas debajo de la ruta deberá ajustarse en obra.

No obstante las obras de control de erosiones proyectadas, se recomienda la construcción de un rip-rap con piedra de voladura (o bien con colchonetas), sobre los taludes y lecho del cauce del canal proyectado en la zona de camino y que se prolongue hasta 50m aguas debajo de la ruta, a los efectos de garantizar la estabilidad del cauce en inmediaciones de la obra de arte a construir.

8.5.1. Presas de Gaviones

A fin de controlar los fenómenos erosivos se propone la construcción de presas de gaviones para estabilizar el lecho del Canal Berón de Astrada.

Desde un punto de vista práctico, el resalto hidráulico es un medio útil para disipar el exceso de energía en un flujo supercrítico.

El resalto hidráulico utilizado para la disipación de energía a menudo se confina parcial o totalmente en un tramo del canal que se conoce como Cuenco de Disipación o Cuenco de Aquietamiento, cuyo fondo se recubre para resistir la socavación.

Existen distintas estructuras y materiales que pueden generar la formación del mismo, como ser: Vertedero de Rebose, una Rápida o una Compuerta deslizante.

La estructura adoptada en este caso, es la de Vertedero de Rebose, mediante la construcción de presas, utilizando como material Gaviones.

Calculo del Vertedero

El vertedero se diseñó a partir del caudal de diseño ($TR=100$) y los perfiles transversales relevados, considerado un vertedero rectangular de cresta ancha que aproveche la sección donde este se emplaza.

El caudal sobre la cresta del vertedero fue determinado con la siguiente ecuación:

- $Q = C \times L \times H^{3/2}$

donde:

Q = caudal [m³/seg]

C = coeficiente del vertedero (adim.=1.45)

L = Longitud del Vertedero [m]

H = Carga hidráulica sobre el Vertedero [m]

En el diseño se consideró que el tirante hídrico no supere los dos metros sobre el umbral del vertedero, obteniéndose una longitud de 12.00m para el mismo.

Tanque Amortiguador

Para proteger el fondo de la cárcava inmediatamente aguas abajo de la estructura contra los efectos erosivos producidos por la caída de agua que pasa a través del vertedor, se usa la "platea" que consiste en un revestimiento con piedra acomodada o con el material de que se Construye la presa, para proteger el lecho de la cárcava e impedir que la fuerza del agua origine socavaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

Rand, usando de los datos experimentales de Bakhmeteff y Feodoroff y Moore, y de sus propios resultados, propone que la geometría del flujo en las estructuras de caída se puede describir en función de un parámetro adimensional, denominado número de caída , el cual se define como:

- $D_c = q^2 / g h_c^3$

Las relaciones geométricas son las siguientes

- $L_d / h_c = 4.30 D_c^{0.27}$
- $Y_p / h_c = 1.00 D_c^{0.22}$
- $Y_1 / h_c = 0.54 D_c^{0.425}$
- $Y_2 / h_c = 1.66 D_c^{0.27}$

Que son aplicables al caso particular de no erosión al pie de la estructura donde:

D_c : número de caída, adimensional

q gasto unitario, en $m^3/s/m$

g aceleración de la gravedad, en m/s

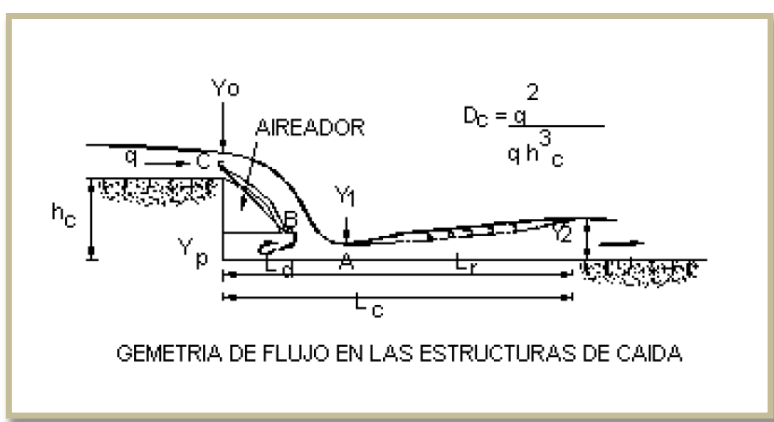
h_c altura de caída de la presa o del salto, en m

L_d longitud del foso al pie de la caída, en m

Y_p tirante al pie de la estructura, en m

Y_1 conjugado menor en la base de la caída

Y_2 profundidad del remanso, en m



La longitud del foso de disipación L_c es función de la trayectoria del chorro y de la longitud del resalto hidráulico libre $L_r = 6.9 (Y_2 - Y_1)$, así $L_c = L_d + L_r$.

Ubicación Salto	Caudal de Diseño [m ³ /seg]	Longitud del Vertedero [m]	Altura de caída [m]	Número de Caída [m]	Trayectoria de la caída (Ld) [m]	Conjugado menor en la base de la caída (Y1) [m]	Profundidad del remanso (Y2) [m]	Longitud del resalto libre (Lr) [m]	Longitud del foso de disipación [m]	Longitud del foso de disipación Adoptada [m]
800m aguas abajo RNN12	43.90	12.00	2.50	0.09	5.57	0.48	2.15	11.52	17.09	18.00
1600m aguas abajo RNN13	43.90	12.00	2.50	0.09	5.57	0.48	2.15	11.52	17.09	18.00

Los diseños y ubicaciones de las distintas estructuras de estabilización de cauces diseñadas se pueden apreciar en los planos adjuntos.

ANEXOS

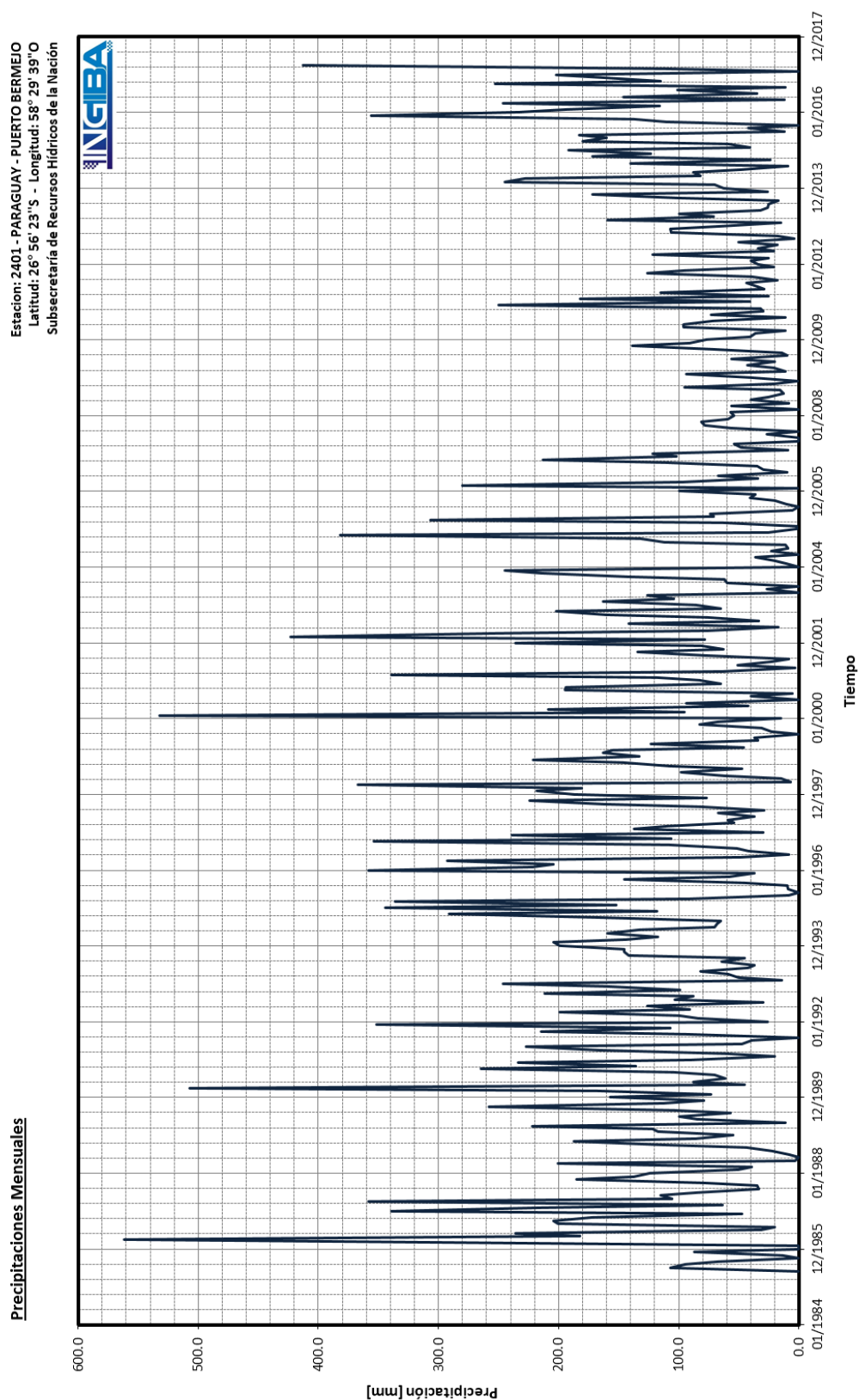
PRECIPITACIONES

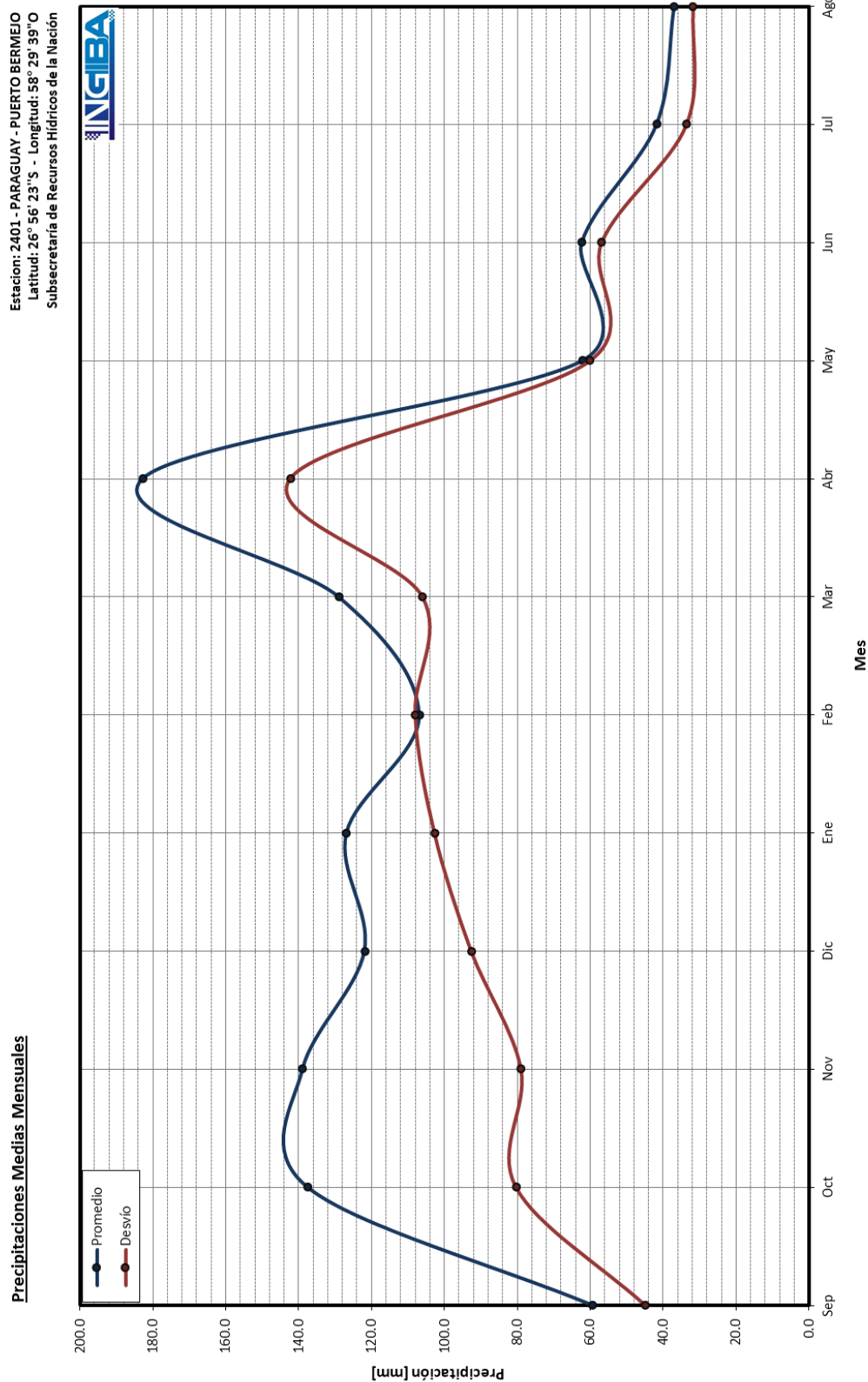
Precipitaciones Mensuales



Estación: 2401 - PARAGUAY - PUERTO BERMEO
Latitud: 26° 56' 23" S - Longitud: 58° 29' 39" O
Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Año	Precipitaciones Mensuales [mm]												Precip. Anual [mm]	Máximo Diario Anual [mm]
	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago		
84-85										0.0	107.0	94.4		
85-86	67.6		13.1	86.8			236.0	562.0	182.0	236.0	31.0	20.0		165.0
86-87	200.5	204.0	172.0	47.0	339.5	214.5	63.5	358.0	105.5	115.0	85.0	33.5	1938.0	126.0
87-88	35.0	79.0	185.5	137.0	124.0	50.0	39.0	200.5	3.0	0.0	8.0	22.0	883.0	81.0
88-89	43.5	114.0	187.5	85.5	55.0	117.0	122.0	222.0	11.0	85.0	100.0	57.0	1199.5	86.0
89-90	103.0	258.0	112.0	79.0	157.0	73.0	167.5	507.0	45.0	88.0	61.0	70.0	1720.5	85.0
90-91	104.0	265.0	136.0	234.0	89.0	20.0	60.0	167.0	227.0	47.0	39.0	0.0	1388.0	133.0
91-92	94.0	215.0	107.0	352.0	26.0	84.0	100.0	199.0	91.0	126.0	30.0	103.0	1527.0	140.0
92-93	88.0	212.0	99.0	159.0	246.0	14.0	50.0	59.0	82.0	42.0	37.0	64.0	1152.0	117.0
93-94	45.0	142.0	145.0	145.0	199.0	204.0	144.0	117.0	159.0	133.0	70.0	68.0	1571.0	78.0
94-95	65.0	169.0	291.0	118.0	344.0	152.0	336.0	91.0	8.0	0.0	9.0	10.0	1593.0	112.0
95-96	45.0	145.0	58.0	37.0	358.0	221.0	204.0	293.0	48.0	8.0	42.0	52.0	1511.0	140.0
96-97	108.0	354.0	106.0	239.0	30.0	137.0	110.0	54.0	59.0	37.0	67.0	29.0	1330.0	86.0
97-98	81.0	163.0	224.0	77.0	187.0	218.0	181.0	367.0	7.0	15.0	62.0	98.0	1680.0	128.0
98-99	47.0	108.0	146.0	221.0	133.0	163.0	155.0	46.0	123.0	34.0	37.0	0.0	1213.0	111.0
99-00	23.0	31.0	83.0	67.0	15.0	532.0	95.0	209.0	42.0	94.0	0.0	40.0	1231.0	105.0
00-01	5.0	195.0	194.0	65.0	83.0	118.0	339.0	63.0	3.0	51.0	22.0	8.0	1146.0	92.0
01-02	78.0	134.0	63.0	81.0	236.0	78.0	423.0	253.0	75.0	17.0	142.0	33.0	1613.0	115.0
02-03	76.0	161.0	202.0	65.0	86.0	163.0	104.0	126.0	0.0	27.0	0.0	60.0	1070.0	126.0
03-04	62.0	143.0	215.0	245.0	0.0	11.0	20.0	36.0	0.0	23.0	9.0	11.0	775.0	130.0
04-05	112.0	132.0	382.0	25.0	2.0	2.0	63.0	307.0	71.0	74.0	5.5	0.0	1175.5	133.0
05-06	10.3	20.1	41.0	36.0	100.0	0.7	280.0	96.0	34.0	67.0	10.0	30.0	725.1	128.0
06-07	35.0	111.0	213.0	102.0	122.0	9.0	48.0	54.0	0.0	0.0	27.0	0.0	721.0	98.0
07-08	57.0	78.0	81.0	59.0	54.0	57.0	0.0	56.0	8.0	40.0	25.0	13.0	528.0	44.0
08-09	16.0	95.0	20.0	0.7	40.0	94.0	11.0	21.0	43.0	20.0	56.0	10.0	426.7	76.0
09-10	14.0	72.0	139.0	91.0	76.5	41.0	36.0	11.0	96.0	96.0	72.0	11.0	755.5	55.0
10-11	73.0	30.0	32.0	250.0	41.0	182.0	25.0	115.0	29.0	35.0	44.0	18.0	874.0	135.0
11-12	39.0	126.0	95.0	21.0	34.0	40.0	25.0	122.0	21.0	34.0	18.0	50.0	625.0	74.0
12-13	4.0	18.0	106.0	107.0	66.0	15.0	159.0	71.0	100.0	32.0	26.0	25.0	729.0	74.0
13-14	17.0	101.0	172.0	26.0	63.0	70.0	245.0	228.0	82.0	88.0	48.0	9.0	1149.0	107.0
14-15	140.5	24.0	172.0	123.0	192.0	41.0	59.0	180.0	160.0	183.0	12.0	42.0	1328.5	71.0
15-16	0.0	111.0	137.0	356.0	232.0	193.0	116.0	246.0	12.0	146.0	35.0	101.0	1685.0	114.0
16-17	11.0	253.0	115.0	164.0	202.0	0.0	111.0	413.0						139.0
Promedio	59.4	137.5	138.9	121.9	126.8	106.9	129.0	182.8	62.1	62.3	41.8	36.9	1175.4	106.4
Máximo	200.5	354.0	382.0	356.0	358.0	532.0	423.0	562.0	227.0	236.0	142.0	103.0	1938.0	165.0
Mínimo	0.0	18.0	13.1	0.7	0.0	0.0	0.0	11.0	0.0	0.0	0.0	0.0	426.7	44.0
Desvío	45.0	80.4	79.0	92.6	102.7	108.0	106.0	142.3	60.0	56.9	33.6	31.8	401.1	28.6





Precipitaciones Máximas Diarias

Estacion: 2401 - PARAGUAY - PUERTO BERMEJO

Latitud: 26° 56' 23"S - Longitud: 58° 29' 39"O

Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Año	Meses Sin Datos	Precipitaciones Máximas en 1 día		Precipitaciones Máximas en 2 días	
		[mm]	Fecha	[mm]	Fecha
85-86	3	165.0	4/4/1986	271.0	5/4/1986
86-87	0	126.0	17/4/1987	174.0	17/4/1987
87-88	0	81.0	23/11/1987	89.5	24/11/1987
88-89	0	86.0	17/11/1988	133.0	4/4/1989
89-90	0	85.0	11/11/1989	89.0	24/4/1990
90-91	0	133.0	18/12/1990	141.0	18/12/1990
91-92	0	140.0	30/10/1991	145.0	31/10/1991
92-93	0	117.0	7/1/1993	161.0	8/1/1993
93-94	0	78.0	4/12/1993	103.0	3/6/1994
94-95	0	112.0	20/1/1995	132.0	20/1/1995
95-96	0	140.0	22/1/1996	181.0	23/1/1996
96-97	0	86.0	8/10/1996	91.0	12/10/1996
97-98	0	128.0	4/1/1998	147.0	5/11/1997
98-99	0	111.0	20/12/1998	111.0	20/12/1998
99-00	0	105.0	2/2/2000	165.0	3/2/2000
00-01	0	92.0	24/3/2001	160.0	19/3/2001
01-02	0	115.0	2/3/2002	167.0	25/3/2002
02-03	0	126.0	19/4/2003	126.0	19/4/2003
03-04	0	130.0	13/12/2003	130.0	13/12/2003
04-05	0	133.0	25/11/2004	193.0	25/11/2004
05-06	0	128.0	2/3/2006	216.0	3/3/2006
06-07	0	98.0	7/11/2006	98.0	7/11/2006
07-08	0	44.0	10/11/2007	60.0	10/11/2007
08-09	0	76.0	6/2/2009	76.0	6/2/2009
09-10	0	55.0	24/10/2009	61.0	19/7/2010
10-11	0	135.0	4/12/2010	250.0	4/12/2010
11-12	0	74.0	13/10/2011	85.0	13/10/2011
12-13	0	74.0	9/3/2013	74.0	9/3/2013
13-14	0	107.0	30/4/2014	158.0	18/3/2014
14-15	0	71.0	20/4/2015	85.0	18/9/2014
15-16	0	114.0	26/1/2016	137.0	26/6/2016
16-17	4	139.0	9/4/2017	145.0	9/4/2007



Frecuencia de Precipitaciones

Estación: 2401 - PARAGUAY - PUERTO BERMEJO
Latitud: 26° 56' 23"S - Longitud: 58° 29' 39"O
Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Cuantiles y Periodos de Retorno - Precipitaciones de 24 hs

T.R.	PROBABILIDAD	FUNCION DE DISTRIBUCION					
		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.
200	0.005	202.9	218.4	171.7	173.6	175.5	229.4
100	0.01	190.0	201.9	167.8	167.9	170.2	209.5
50	0.02	176.8	185.3	162.8	161.4	164.0	189.7
25	0.04	163.2	168.6	156.4	154.0	156.5	169.9
20	0.05	158.7	163.2	154.0	151.4	153.8	163.5
10	0.10	144.1	146.1	144.9	142.2	144.0	143.6
5	0.20	128.3	128.3	132.8	130.7	131.5	123.8
4	0.25	122.8	122.3	127.9	126.2	126.5	117.4
2	0.50	102.7	101.4	107.3	107.5	106.2	97.6

Bondad de Ajuste		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.	WAKEBY
KOLMOGOROFF		AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
ECMF		0.0699	0.0744	0.0423	0.0468	0.0467	0.1194	0.0000
ECMV		8.10	9.73	4.84	4.68	4.93	14.02	4.56

Cuantiles y Periodos de Retorno - Precipitaciones de 48 hs

T.R.	PROBABILIDAD	FUNCION DE DISTRIBUCION					
		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.
200	0.005	326.1	332.7	316.8	328.9	315.6	357.0
100	0.01	297.7	303.7	293.2	302.3	291.0	321.4
50	0.02	269.5	274.6	268.6	275.0	265.9	285.8
25	0.04	241.3	245.3	242.8	246.8	240.1	250.1
20	0.05	232.1	235.8	234.3	237.5	231.6	238.7
10	0.10	203.3	205.8	206.6	207.6	204.2	203.0
5	0.20	173.1	174.5	176.5	175.6	174.8	167.4
4	0.25	162.9	163.9	166.1	164.3	164.4	155.9
2	0.50	127.3	127.3	128.8	126.1	128.3	120.3

Bondad de Ajuste		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.	WAKEBY
KOLMOGOROFF		AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
ECMF		0.0477	0.0446	0.0395	0.0461	0.0426	0.0951	0.0000
ECMV		7.06	7.11	6.87	7.28	6.64	13.17	6.71

ECMF: Error Cuadrático Medio de la Frecuencia. ECMV: Error Cuadrático Medio de la Variable. A: Se acepta la hipótesis. Se consideran tres niveles de significación: 5, 1 y 0.1% de Izquierda a derecha

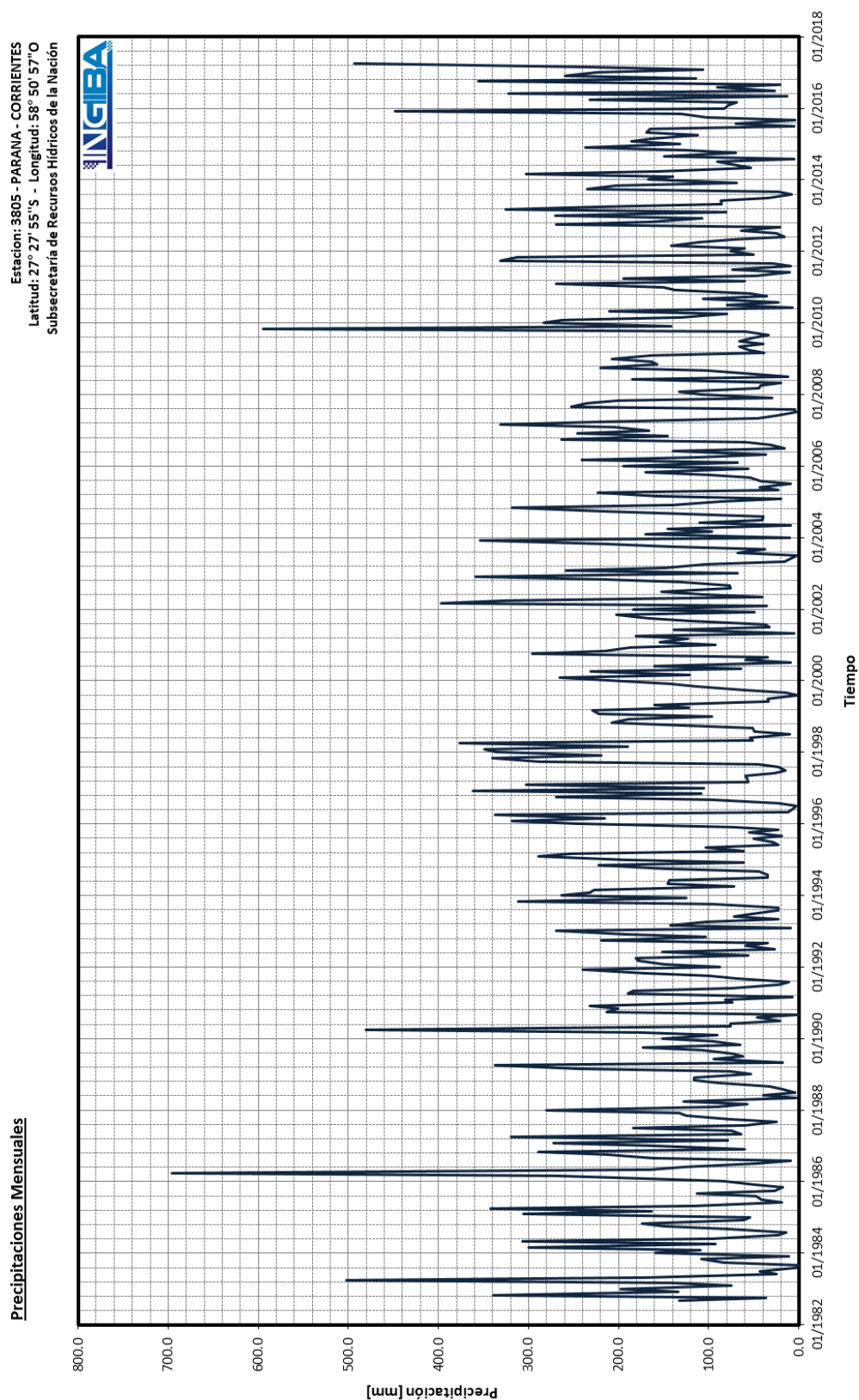
Precipitaciones Mensuales

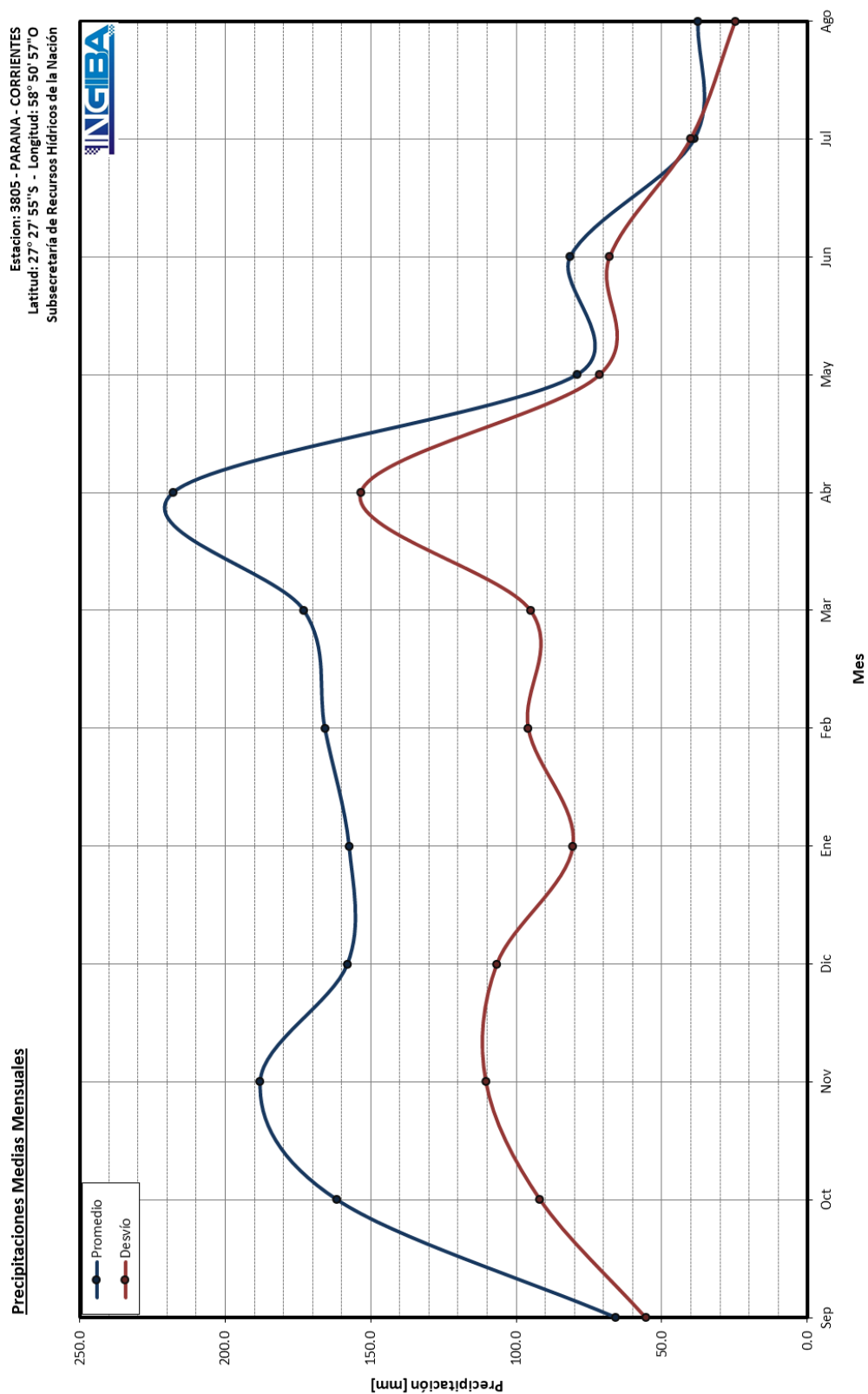


Estación: 3805 - PARANA - CORRIENTES
Latitud: 27° 27' 55"S - Longitud: 58° 50' 57"O
Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Año	Precipitaciones Mensuales [mm]												Precip. Anual [mm]	Máximo Diario Anual [mm]
	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago		
82-83	133.0	36.5	339.5	133.5	198.0	75.0	141.0	502.2	171.5	25.0	43.0	3.5	1801.7	143.0
83-84	0.0	84.0	108.5	11.5	159.0	109.5	300.0	93.0	307.3	94.1	22.7	14.0	1303.6	307.3
84-85	81.0	149.5	174.5	61.0	54.5	306.0	163.0	342.1	115.5	19.0	41.5	47.7	1555.3	173.5
85-86	112.8	26.5	18.1	49.5	83.5	174.0	269.2	695.5	164.0	126.8	45.0	8.9	1773.8	234.0
86-87	162.8	213.7	289.2	60.0	162.0	272.0	78.5	319.4	64.5	75.0	183.5	59.5	1940.1	171.0
87-88	24.5	77.5	125.5	133.0	280.0	90.0	56.9	127.5	3.5	40.0	3.8	19.0	981.2	163.0
88-89	32.7	90.0	116.5	116.0	53.0	75.7	245.1	337.0	18.2	94.1	61.9	73.5	1313.7	105.0
89-90	107.0	172.7	64.7	95.6	152.0	91.0	177.5	480.5	75.5	75.5	20.5	46.5	1559.0	220.0
90-91	0.0	213.5	201.0	232.5	73.5	81.5	7.5	190.0	183.8	74.0	22.0	11.0	1290.3	107.0
91-92	70.0	99.3	172.3	240.0	88.0	150.0	178.5	181.5	56.0	151.5	26.7	59.5	1473.3	78.0
92-93	34.4	219.1	103.2	193.8	269.3	9.0	143.0	102.0	22.5	71.5	44.2	22.5	1234.5	185.5
93-94	22.5	95.1	311.5	125.5	263.5	231.7	227.5	72.0	146.0	144.0	35.0	34.5	1708.8	188.5
94-95	44.5	148.0	222.5	61.0	192.0	289.5	251.5	61.0	103.0	23.0	29.0	50.5	1475.5	100.0
95-96	19.0	55.0	22.5	72.5	246.5	318.5	215.5	337.5	12.5	6.5	3.5	22.5	1332.0	120.5
96-97	97.5	269.0	108.5	361.5	105.0	303.0	56.0	57.5	59.5	27.0	15.0	23.0	1482.5	152.0
97-98	45.0	288.5	340.0	219.0	336.5	349.0	189.5	377.0	51.0	54.0	10.5	49.0	2309.0	150.0
98-99	51.0	130.0	208.0	189.0	96.5	222.5	229.5	122.5	160.5	34.0	34.5	1.0	1479.0	117.0
99-00	15.0	62.0	114.5	143.5	197.0	266.0	121.0	231.0	64.5	160.5	9.0	59.0	1443.0	145.0
00-01	34.5	296.0	215.5	186.5	93.0	154.5	123.0	181.0	5.5	139.0	33.0	38.0	1499.5	105.0
01-02	121.0	167.0	202.5	49.0	184.0	397.5	325.5	41.0	107.0	107.0	153.0	76.0	1859.0	120.0
02-03	76.5	132.0	217.5	359.0	68.0	259.0	148.0	103.0	16.0	10.0	2.5	68.5	1460.0	150.0
03-04	38.0	143.0	214.5	354.0	10.0	170.0	97.0	146.0	9.0	110.5	40.5	40.0	1372.5	140.0
04-05	127.5	219.0	319.0	140.0	85.5	20.0	157.0	223.0	23.0	43.5	9.0	42.5	1409.0	140.0
05-06	54.0	99.0	170.0	56.0	195.0	68.0	241.0	110.0	37.0	140.0	16.0	32.0	1218.0	130.0
06-07	59.0	263.5	146.0	246.0	166.0	205.0	331.0	220.0	45.0	25.0	3.0	5.0	1714.5	190.0
07-08	233.0	235.0	201.0	29.5	109.0	133.0	44.0	42.0	20.0	185.0	12.0	50.5	1314.0	140.0
08-09	102.0	220.0	157.0	163.0	208.0	163.6	38.5	55.0	66.0	40.0	66.0	50.0	1329.1	108.0
09-10	34.0	59.0	594.9	142.0	283.5	262.5	131.0	79.5	211.0	7.5	80.0	23.0	1907.9	170.0
10-11	106.0	35.5	54.0	138.0	151.0	269.7	60.0	195.0	47.0	10.0	74.0	9.0	1149.2	80.0
11-12	30.0	331.0	313.0	50.0	76.0	60.0	142.0	109.9	73.0	15.5	24.5	64.0	1288.9	170.0
12-13	21.0	269.0	164.0	107.0	270.0	80.5	325.5	220.0	85.5	86.5	33.5	8.0	1670.5	180.0
13-14	23.0	235.5	203.0	69.0	167.0	140.0	303.0	155.0	53.0	69.5	90.5	5.0	1513.5	125.0
14-15	150.0	70.0	126.0	237.0	132.0	186.0	162.0	112.0	169.0	165.0	5.0	70.0	1584.0	90.0
15-16	4.0	102.0	130.5	448.0	83.0	78.0	69.0	232.0	13.0	323.0	27.0	91.0	1600.5	160.0
16-17	21.0	356.0	114.0	260.0	223.0	106.0	237.0	494.0						160.0

Promedio	65.9	161.8	188.1	158.1	157.5	165.9	173.1	218.1	79.2	81.5	38.8	37.6	1510.2	149.1
Máximo	253.0	356.0	594.9	448.0	336.5	349.0	397.5	695.5	307.3	323.0	183.5	91.0	2309.0	307.3
Mínimo	0.0	26.5	18.1	11.5	10.0	9.0	7.5	42.0	3.5	6.5	2.5	1.0	981.2	78.0
Desvío	55.6	91.9	110.5	106.7	80.5	95.9	95.1	153.5	71.4	67.9	40.1	24.8	262.6	46.1





Precipitaciones Máximas Diarias

Estacion: 3805 - PARANA - CORRIENTES

Latitud: 27° 27' 55"S - Longitud: 58° 50' 57"O

Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Año	Meses Sin Datos	Precipitaciones Máximas en 1 día		Precipitaciones Máximas en 2 días	
		[mm]	Fecha	[mm]	Fecha
82-83	0	143.0	28/4/1983	230.0	20/11/1982
83-84	0	307.3	31/5/1984	307.3	31/5/1984
84-85	0	173.5	15/4/1985	176.6	16/4/1985
85-86	0	234.0	1/4/1986	264.0	2/4/1986
86-87	0	171.0	23/2/1987	171.0	23/2/1987
87-88	0	163.0	23/1/1988	163.0	23/1/1988
88-89	0	105.0	28/4/1989	126.5	7/4/1989
89-90	0	220.0	7/4/1990	220.0	7/4/1990
90-91	0	107.0	8/10/1990	115.5	19/12/1990
91-92	0	78.0	27/3/1992	117.5	26/11/1991
92-93	0	185.5	8/1/1993	207.0	9/1/1993
93-94	0	188.5	15/11/1993	251.5	25/1/1994
94-95	0	100.0	23/2/1995	113.5	28/2/1995
95-96	0	120.5	24/2/1996	160.5	12/3/1996
96-97	0	152.0	10/12/1996	152.0	10/12/1996
97-98	0	150.0	23/4/1998	210.0	23/4/1998
98-99	0	117.0	17/2/1999	138.5	19/3/1999
99-00	0	145.0	18/4/2000	164.0	18/4/2000
00-01	0	105.0	23/12/2000	107.0	15/10/2000
01-02	0	120.0	24/11/2001	120.5	25/11/2001
02-03	0	150.0	8/2/2003	185.0	9/2/2003
03-04	0	140.0	20/12/2003	144.0	26/11/2003
04-05	0	140.0	5/11/2004	222.0	5/11/2004
05-06	0	130.0	3/3/2006	158.0	3/3/2006
06-07	0	190.0	3/3/2007	190.0	3/3/2007
07-08	0	140.0	2/11/2007	173.0	11/9/2007
08-09	0	108.0	23/1/2009	128.0	23/1/2009
09-10	0	170.0	19/1/2010	170.0	19/1/2010
10-11	0	80.0	19/4/2015	100.0	20/4/2011
11-12	0	170.0	1/10/2011	170.0	1/10/2011
12-13	0	180.0	7/1/2013	180.0	7/1/2013
13-14	0	125.0	24/10/2013	154.0	18/11/2013
14-15	0	90.0	28/12/2015	110.0	28/12/2014
15-16	0	160.0	15/4/2016	226.0	27/6/2016
16-17	4	160.0	25/4/2017	230.0	9/4/2007

Frecuencia de Precipitaciones



Estación: 3805 - PARANA - CORRIENTES
Latitud: 27° 27' 55"S - Longitud: 58° 50' 57"O
Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Cuantiles y Periodos de Retorno - Precipitaciones de 24 hs

T.R.	PROBABILIDAD	FUNCION DE DISTRIBUCION						
		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.	WAKEBY
200	0.005	310.1	318.8	312.5	305.0	324.0	347.1	376.5
100	0.01	287.6	293.8	290.1	284.4	296.6	315.2	322.3
50	0.02	264.9	268.7	267.1	263.1	269.8	283.3	277.4
25	0.04	241.7	243.4	243.4	241.0	243.5	251.3	240.2
10	0.05	234.1	235.2	235.6	233.6	235.0	241.1	229.7
5	0.10	209.8	209.3	210.6	209.7	208.7	209.1	200.7
4	0.20	183.7	182.3	183.9	183.6	181.5	177.2	176.5
2	0.25	174.6	173.1	174.7	174.4	172.2	166.9	169.4
2	0.50	142.4	141.5	142.2	142.0	141.0	135.0	145.8

Bondad de Ajuste		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.	WAKEBY
KOLMOGOROFF		AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
ECMF		0.0316	0.0339	0.0325	0.0330	0.0360	0.0762	0.0000
ECMV		7.66	7.12	7.60	8.00	7.02	10.78	4.14

Cuantiles y Periodos de Retorno - Precipitaciones de 48 hs

T.R.	PROBABILIDAD	FUNCION DE DISTRIBUCION						
		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.	WAKEBY
200	0.005	342.6	364.1	352.3	373.1	346.7	385.9	365.0
100	0.01	319.5	335.9	328.6	344.5	322.2	351.5	336.1
50	0.02	296.0	307.7	303.9	315.4	297.5	317.2	307.1
25	0.04	271.9	279.2	278.3	285.5	272.5	282.9	278.2
10	0.05	263.9	269.9	269.8	275.7	264.3	271.8	268.8
5	0.10	238.3	240.8	242.3	244.4	238.1	237.5	239.9
4	0.20	210.7	210.4	212.7	211.3	210.1	203.2	210.7
2	0.25	201.0	200.1	202.4	199.8	200.3	192.2	201.2
2	0.50	166.3	164.5	165.8	161.7	165.9	157.8	167.5

Bondad de Ajuste		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.	WAKEBY
KOLMOGOROFF		AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
ECMF		0.0325	0.0344	0.0306	0.0418	0.0336	0.0865	0.0000
ECMV		5.61	6.54	6.23	7.94	5.79	12.75	6.05

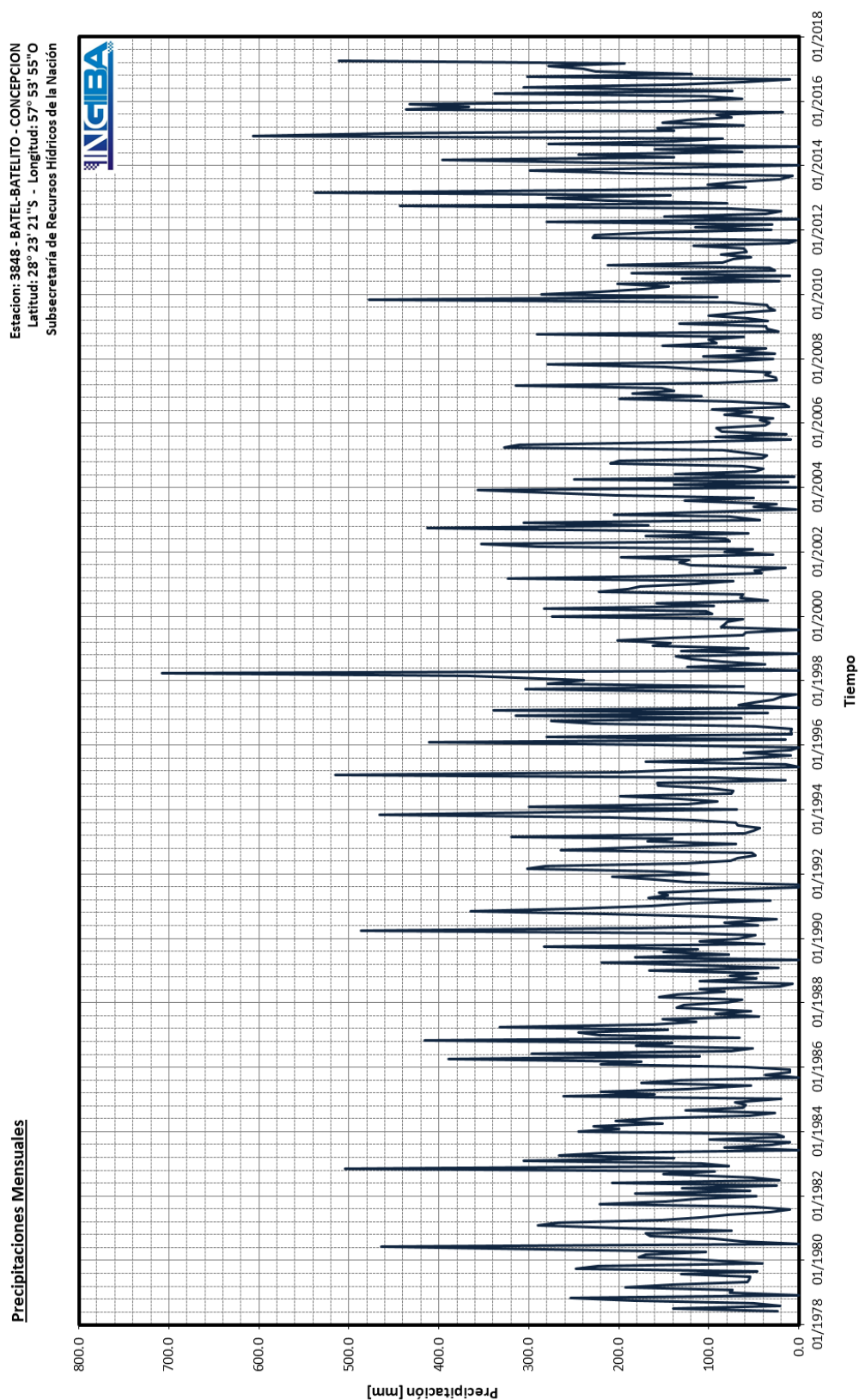
ECMF: Error Cuadrático Medio de la Frecuencia. ECMV: Error Cuadrático Medio de la Variable. A: Se acepta la hipótesis. Se consideran tres niveles de significación: 5, 1 y 0.1% de izquierda a derecha

Precipitaciones Mensuales



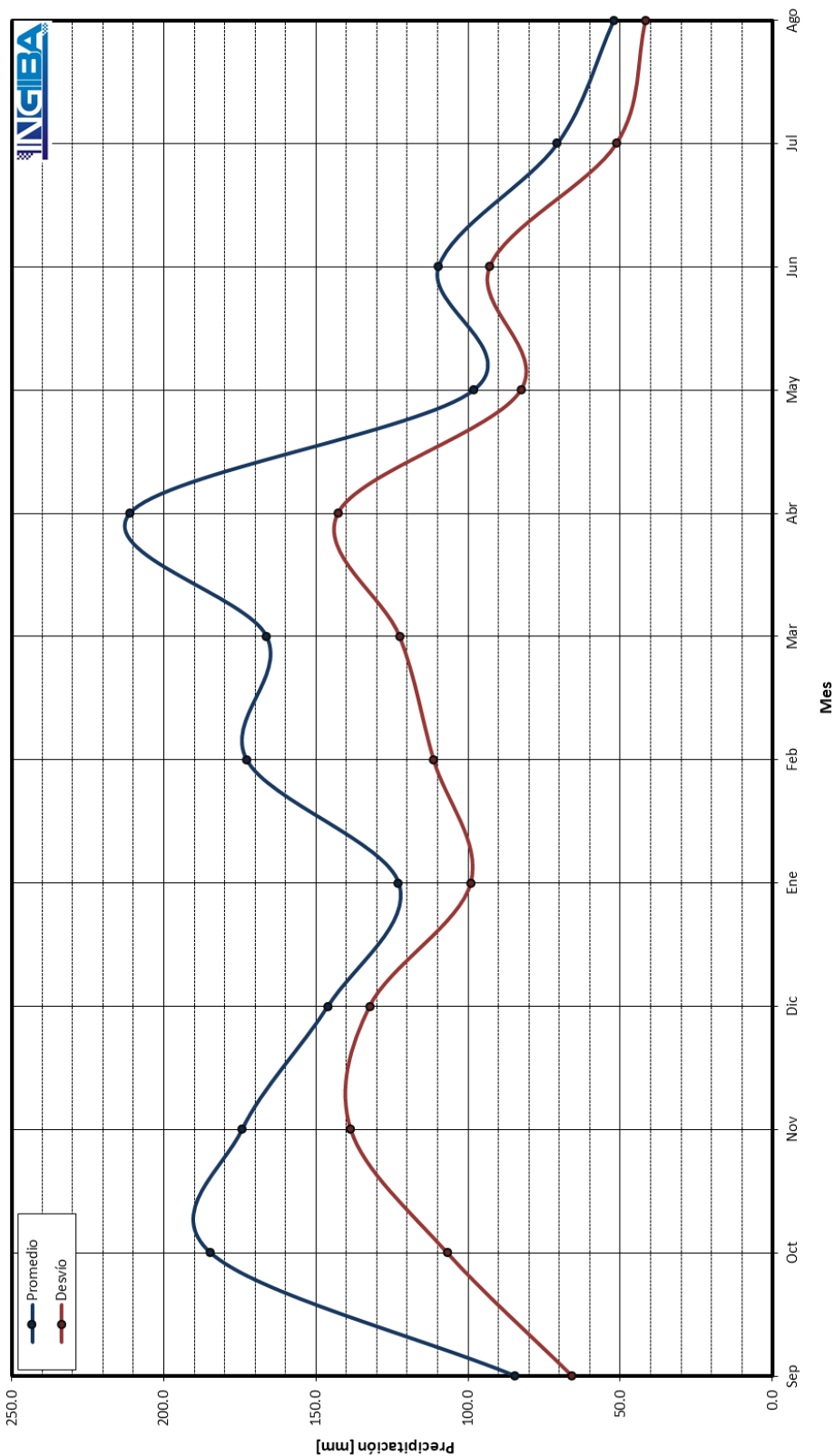
Estación: 3848 - BATEL-BATELITO - CONCEPCION
 Latitud: 28° 23' 21" S - Longitud: 57° 53' 55" O
 Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Año	Precipitaciones Mensuales [mm]												Precip. Anual [mm]	Máximo Diario Anual [mm]
	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago		
77-78														
78-79	50.0	184.0	254.0	0.0	77.0	74.0	193.0	140.0	57.5	24.0	140.0	21.0	1269.5	112
79-80	46.0	248.0	223.0	41.0	106.0	178.0	170.0	103.0	287.0	464.0	0.0	65.0	1931.0	190
80-81	95.0	165.0	170.0	75.0	201.0	290.0	268.0	152.0	108.0	78.0	32.0	10.0	1644.0	77
81-82	50.0	221.0	148.0	113.0	47.0	182.0	54.0	130.0	25.0	208.0	22.0	51.0	1251.0	191
82-83	151.0	94.0	504.0	78.0	108.0	306.0	139.0	266.5	214.0	0.0	83.0	30.0	1973.5	213
83-84	10.0	99.0	17.0	25.0	245.0	200.0	228.0	152.0	204.0	162.0	54.0	27.0	1423.0	175
84-85	126.0	62.0	59.0	71.0	20.0	262.0	160.0	220.0	123.0	53.0	175.0	132.0	1463.0	96
85-86	0.0	36.0	10.0	10.0	61.0	220.0	175.0	389.0	110.5	297.0	75.0	51.0	1436.5	201
86-87	181.0	141.0	416.0	66.0	222.0	245.0	146.0	332.0	161.0	114.0	152.0	44.0	2220.0	151
87-88	93.0	53.0	136.0	128.0	79.0	63.0	155.0	135.0	83.0	110.0	21.0	7.0	1063.0	84
88-89	110.0	47.0	77.0	45.0	166.0	23.0	110.0	219.0	0.0	182.0	78.0	151.0	1208.0	85
89-90	112.0	283.0	39.0	110.0	67.0	48.0	117.0	487.0	173.0	45.0	83.0	25.0	1589.0	183
90-91	101.0	217.0	365.0	247.0	163.0	120.0	32.0	167.0	146.0	155.0	89.0	0.0	1802.0	105
91-92	0.0	125.0	162.0	208.0	100.0	155.0	302.0	281.0	125.0	76.0	68.0	48.0	1650.0	122
92-93	52.0	265.0	159.0	70.0	168.0	141.0	320.0	60.0	50.0	43.0	68.0	70.0	1466.0	165
93-94	119.0	210.0	466.0	270.0	69.0	300.0	123.0	91.0	134.0	199.0	74.5	73.0	2128.5	95
94-95	99.0	156.0	157.0	15.0	95.0	515.0	197.0	127.0	0.0	15.0	170.0	67.5	1613.5	107
95-96	9.0	61.0	9.0	0.0	163.0	411.0	15.0	280.0	8.0	9.0	8.0	48.0	1021.0	204
96-97	228.0	275.0	64.0	315.0	35.0	339.0	0.0	67.0	49.0	29.0	21.0	3.0	1425.0	157
97-98	105.0	304.0	61.0	279.0	239.0	317.0	367.5	708.0	0.0	124.0	37.5	86.0	2628.0	260
98-99	120.0	137.0	0.0	131.0	56.0	162.0	143.0	202.0	142.0	62.0	59.0	0.0	1214.0	101
99-00	87.0	83.0	80.0	62.0	274.0	97.0	103.0	283.0	95.0	158.0	35.0	65.0	1422.0	126
00-01	62.0	222.5	190.0	176.0	113.0	73.0	324.0	138.0	41.5	49.0	15.0	120.0	1524.0	97
01-02	133.0	122.0	198.0	29.0	82.5	51.0	291.0	353.0	77.0	82.0	170.0	56.0	1644.5	77
02-03	184.0	413.0	167.0	306.0	43.0	77.0	206.0	108.0	3.0	50.0	25.0	127.0	1709.0	107
03-04	50.0	205.0	280.0	357.0	3.0	139.0	12.0	250.0	5.0	138.0	48.0	40.0	1527.0	101
04-05	63.0	210.0	200.0	41.0	36.0	60.0	85.0	327.0	311.0	133.0	9.0	93.0	1568.0	134
05-06	14.0	86.0	92.0	38.0	33.0	43.0	29.0	83.0	52.0	97.0	11.0	16.0	594.0	53
06-07	75.0	200.0	108.0	185.0	139.0	153.0	315.0	90.0	25.0	26.0	38.0	32.0	1386.0	109
07-08	102.0	150.0	279.0	83.0	29.0	106.0	27.0	69.0	37.0	152.0	92.0	100.0	1226.0	105
08-09	61.0	291.0	23.0	36.0	37.0	133.0	35.0	57.0	100.0	69.0	27.0	34.0	903.0	88
09-10	36.0	77.0	478.0	91.0	286.0	220.0	172.0	145.0	202.0	22.0	130.0	10.0	1869.0	162
10-11	186.0	27.0	33.0	212.0	85.0	73.0	53.0	87.0	58.0	61.0	117.0	11.0	1003.0	87
11-12	3.0	229.0	227.0	160.0	31.0	115.0	30.0	280.0	0.0	150.0	37.0	20.0	1282.0	89
12-13	77.0	443.0	80.0	213.0	280.0	143.0	538.0	214.0	59.0	101.0	69.0	21.0	2238.0	138
13-14	7.0	189.0	299.0	150.0	0.0	229.0	396.0	139.0	245.0	63.0	160.0	0.0	1877.0	120
14-15	278.0	138.0	85.0	607.0	454.0	139.0	157.0	61.0	152.0	124.0	75.0	92.0	2362.0	105
15-16	18.0	437.0	367.0	433.0	142.0	63.0	105.0	338.0	74.0	306.0	139.0	61.0	2483.0	176
16-17	10.0	302.0	119.0	226.0	240.0	278.0	194.0	511.0						95
Promedio	84.7	184.9	174.4	146.2	122.9	172.9	166.3	211.3	98.3	109.9	70.8	52.3	1579.9	129.3
Máximo	278.0	443.0	504.0	607.0	454.0	515.0	538.0	708.0	311.0	464.0	175.0	151.0	2628.0	260.0
Mínimo	0.0	27.0	0.0	0.0	0.0	23.0	0.0	57.0	0.0	0.0	0.0	0.0	594.0	53.0
Desvío	65.8	106.9	138.6	132.4	99.1	111.3	122.5	142.8	82.6	92.9	51.2	41.6	447.1	46.8



Estación: 3848 - BATEL-BATELITO - CONCEPCION
Latitud: 28° 23' 21" S - Longitud: 57° 53' 55" O
Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Precipitaciones Medias Mensuales



Precipitaciones Máximas Diarias

Estación: 3848 - BATEL-BATELITO - CONCEPCION

Latitud: 28° 23' 21"S - Longitud: 57° 53' 55"O

Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Año	Meses Sin Datos	Precipitaciones Máximas en 1 día		Precipitaciones Máximas en 2 días	
		[mm]	Fecha	[mm]	Fecha
77-78	9				
78-79	0	112.0	17/11/1978	119.0	26/10/1978
79-80	0	190.0	12/6/1980	272.0	13/6/1980
80-81	0	77.0	14/4/1981	110.0	1/3/1981
81-82	0	191.0	26/10/1981	191.0	26/10/1981
82-83	0	213.0	2/11/1982	213.0	2/11/1982
83-84	0	175.0	31/1/1984	175.0	31/1/1984
84-85	0	96.0	16/4/1985	105.0	27/3/1985
85-86	0	201.0	30/6/1986	201.0	30/6/1986
86-87	0	151.0	6/11/1986	151.0	6/11/1986
87-88	0	84.0	28/3/1988	84.0	28/3/1988
88-89	0	85.0	22/6/1989	131.0	20/1/1989
89-90	0	183.0	26/10/1989	183.0	26/10/1989
90-91	0	105.0	11/11/1990	175.0	12/11/1990
91-92	0	122.0	5/4/1992	122.0	5/4/1992
92-93	0	165.0	25/10/1992	165.0	25/10/1992
93-94	0	95.0	13/11/1993	185.0	13/11/1993
94-95	0	107.0	27/7/1995	138.0	28/7/1995
95-96	0	204.0	3/4/1996	204.0	3/4/1996
96-97	0	157.0	5/2/1997	278.0	6/2/1997
97-98	0	260.0	21/4/1998	261.0	14/4/1998
98-99	0	101.0	14/2/1999	101.0	14/2/1999
99-00	0	126.0	17/1/2000	155.0	18/1/2000
00-01	0	97.0	17/3/2001	118.0	17/3/2001
01-02	0	77.0	28/5/2002	85.0	26/11/2001
02-03	0	107.0	16/3/2003	161.0	10/10/2002
03-04	0	101.0	24/6/2004	116.0	25/11/2003
04-05	0	134.0	15/5/2005	136.0	13/4/2005
05-06	0	53.0	3/6/2006	78.0	4/6/2006
06-07	0	109.0	2/3/2007	136.0	3/3/2007
07-08	0	105.0	18/11/2007	152.0	19/11/2007
08-09	0	88.0	22/10/2008	103.0	15/10/2008
09-10	0	162.0	19/1/2010	162.0	19/1/2010
10-11	0	87.0	20/12/2010	106.0	21/7/2011
11-12	0	89.0	25/12/2011	103.0	25/10/2011
12-13	0	138.0	19/3/2013	236.0	20/3/2013
13-14	0	120.0	15/3/2014	198.0	2/11/2013
14-15	0	105.0	4/9/2014	186.0	28/12/2014
15-16	0	176.0	9/10/2015	230.0	27/6/2016
16-17	4	95.0	19/4/2017	180.0	20/4/2017

Cuantiles y Periodos de Retorno - Precipitaciones de 24 hs

T.R.	PROBABILIDAD	FUNCION DE DISTRIBUCION						
		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.	WAKEBY
200	0.005	300.2	306.2	337.5	291.7	304.4	330.5	308.6
100	0.01	275.1	280.2	301.2	269.8	277.7	298.1	283.1
50	0.02	250.0	254.0	266.7	247.3	251.4	265.6	257.5
25	0.04	224.8	227.6	233.9	223.9	225.2	233.2	231.5
20	0.05	216.6	219.0	223.7	216.2	216.7	222.7	222.9
10	0.10	190.6	192.0	192.5	191.2	190.2	190.3	195.7
5	0.20	163.4	163.9	161.9	164.1	162.7	157.8	166.2
4	0.25	154.1	154.4	152.0	154.5	153.3	147.4	155.8
2	0.50	121.6	121.4	119.1	121.5	121.2	114.9	118.7

Bondad de Ajuste	LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.	WAKERY
KOLMOGOROFF	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
ECMF	0.0545	0.0534	0.0475	0.0528	0.0539	0.0473	0.0000
ECMV	8.03	8.24	9.53	7.77	8.17	11.28	7.78

Cuantiles y Periodos de Retorno - Precipitaciones de 48 hs

T.R.	PROBABILIDAD	FUNCION DE DISTRIBUCION						
		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.	WAKEBY
200	0.005	346.0	363.5	343.9	357.7	336.5	384.9	348.9
100	0.01	319.3	333.4	320.3	330.4	313.0	348.5	321.5
50	0.02	292.5	303.1	295.6	302.3	288.9	312.1	294.1
25	0.04	265.3	272.7	269.5	273.4	264.0	275.7	266.7
20	0.05	256.4	262.8	260.8	263.8	255.7	263.9	257.9
10	0.10	228.2	231.6	232.5	233.0	228.8	227.5	230.3
5	0.20	198.1	199.1	201.5	200.0	199.5	191.1	201.6
4	0.25	187.7	188.1	190.7	188.4	189.1	179.4	191.7
2	0.50	151.1	150.0	151.9	148.9	152.1	143.0	153.6

Bondad de Ajuste	LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.	WAKEBY
KOLMOGOROFF	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
ECMF	0.0354	0.0331	0.0271	0.0328	0.0312	0.0863	0.0000
FCMV	7.67	8.85	7.47	8.43	6.87	15.54	6.89

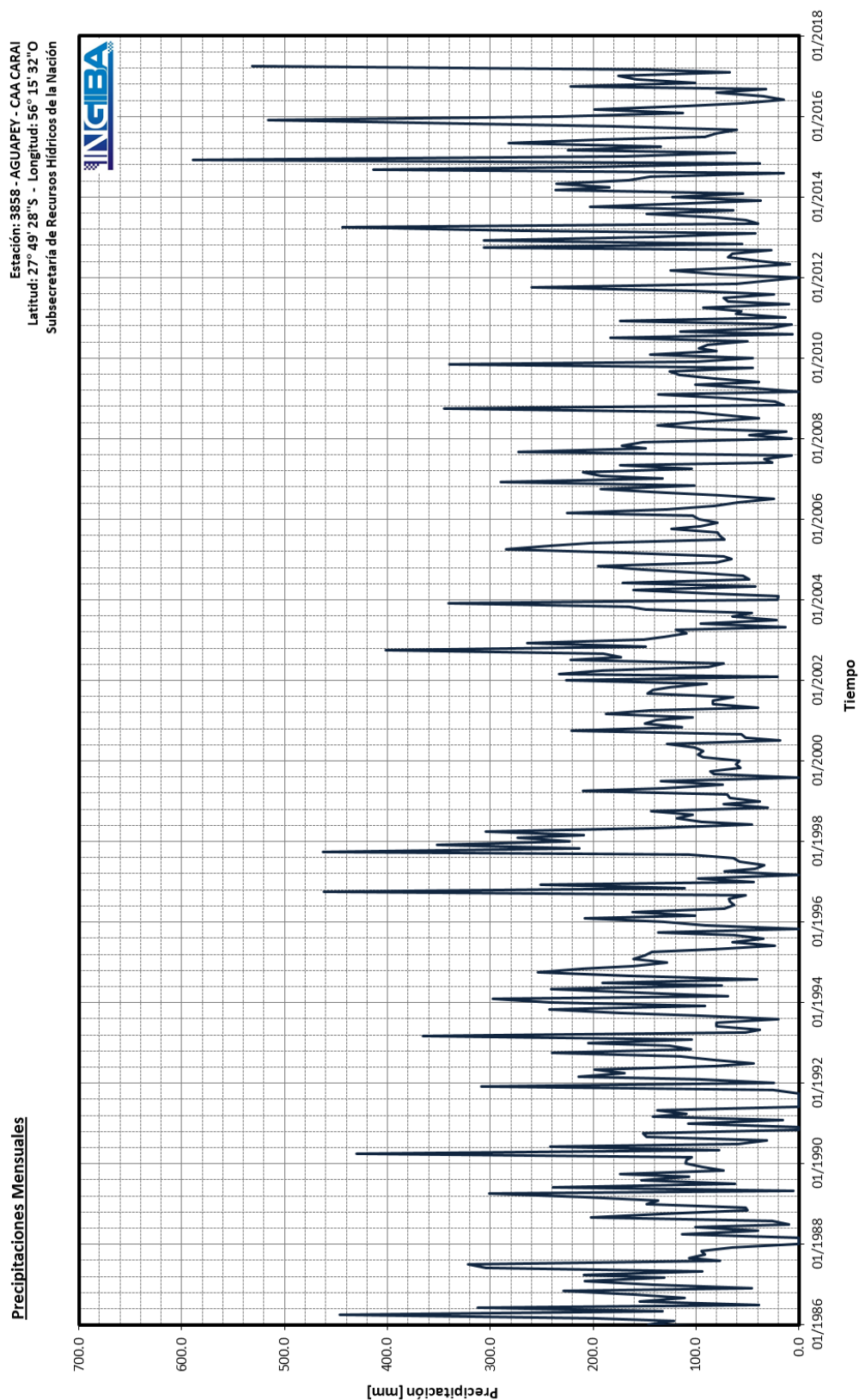
ECMF: Error Cuadrático Medio de la Frecuencia. ECMV: Error Cuadrático Medio de la Variable. A: Se acepta la hipótesis. Se consideran tres niveles de significación: 1, 5 y 0.1% de izquierda a derecha

Precipitaciones Mensuales



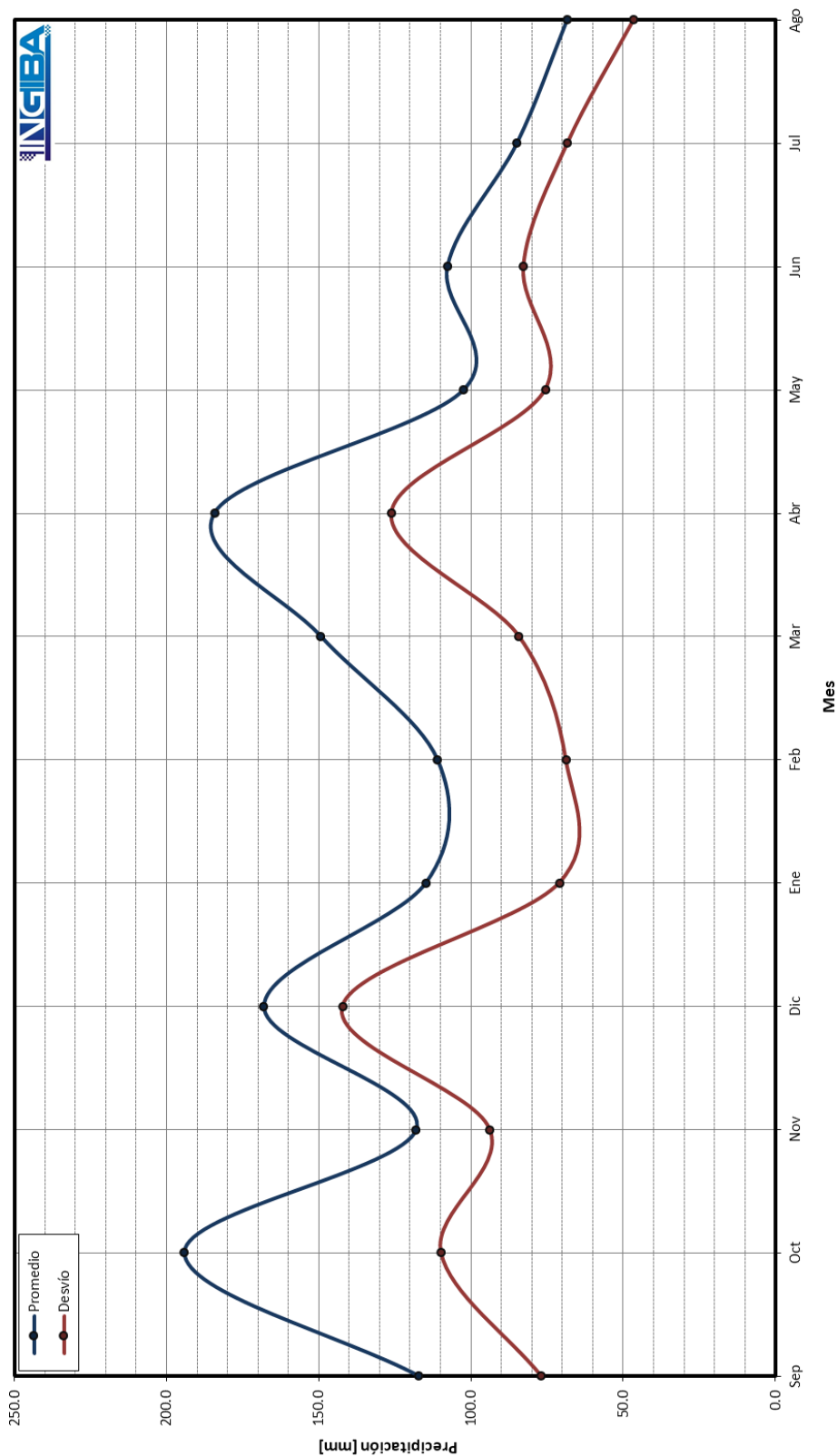
Estación: 3858 - AGUAPEY - CAA CARAI
Latitud: 27° 49' 28" S - Longitud: 56° 15' 32" O
Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Año	Precipitaciones Mensuales [mm]												Precip. Anual [mm]	Máximo Diario Anual [mm]
	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago		
85-86		25.0	5.5	55.5	146.0	121.5	198.5	446.5	133.0	312.0	38.5	155.2		135.0
86-87	111.5	161.6	229.0	46.0	143.0	208.5	131.0	209.5	93.5	305.0	321.5	77.0	2037.1	138.0
87-88	107.0	91.5	94.5	65.0				114.0	39.5	101.0	9.5	26.0		57.0
88-89	202.0	133.0	50.0	51.5	148.0	136.5	209.5	301.5	5.0	239.0	62.5	153.5	1692.0	190.0
89-90	107.0	174.0	73.5	94.0	110.5	109.0	104.0	430.5	78.0	242.0	59.0	31.0	1612.5	141.0
90-91	148.0	151.5			107.5	16.0	142.0	109.0	137.5					84.0
91-92			25.0	309.0	24.0	96.0	214.0	169.3	199.0	81.0	44.0	84.0		119.0
92-93	115.0	240.0	105.0	126.0	205.0	104.0	366.0	52.0	38.0	80.0	80.0	20.0	1531.0	146.0
93-94	97.0	174.0	243.0	91.6	242.7	298.0	69.0	157.0	241.0	75.0	191.0	41.0	1920.3	97.0
94-95	166.0	254.0	210.0	161.0	128.0	161.2	150.0	143.0	83.0	23.0	65.0	35.0	1579.2	94.0
95-96	63.0	137.0	0.0	91.0	131.5	208.5	100.5	161.5	72.0	63.0	67.0	68.0	1163.0	64.0
96-97	51.5	462.0	111.5	251.5	44.0	98.0	0.0	72.0	42.5	33.5	58.0	64.0	1288.5	101.0
97-98	107.0	462.5	213.4	352.0	223.0	274.0	209.0	305.0	140.0	46.0	95.0	119.0	2545.9	150.0
98-99	103.0	144.0	30.0	73.0	38.0	67.0	70.0	210.0	131.0	74.0	134.0	0.0	1074.0	71.0
99-00	83.0	86.0	57.0	61.0	58.0	93.0	98.0	93.0	102.0	128.0	18.0	52.0	929.0	60.0
00-01	56.0	221.0	114.0	150.0	139.0	103.0	188.0	144.0	40.0	84.0	84.0	64.0	1387.0	60.0
01-02	147.0	142.0	126.0	90.0	226.0	21.0	233.0	191.0	88.0	73.0	222.0	173.0	1732.0	96.0
02-03	190.0	402.0	149.0	264.0	151.0	131.0	109.0	120.0	13.0	96.0	22.0	65.0	1712.0	115.0
03-04	46.0	149.0	165.0	341.0	21.0	20.0	86.0	161.0	42.0	171.0	48.0	54.0	1304.0	88.0
04-05	92.0	152.0	195.2	80.0	65.5	73.0	168.8	285.0	241.0	202.0	72.0	77.0	1703.5	86.0
05-06	79.0	124.0	96.0	79.0	97.0	103.0	225.5	128.0	82.0	59.0	24.0	78.0	1174.5	90.0
06-07	130.0	193.0	102.0	290.0	133.0	193.0	210.0	104.0	174.0	26.0	34.0	7.0	1596.0	120.0
07-08	273.0	149.0	172.0	151.1	7.0	48.0	12.0	93.0	137.5	98.0	39.0	76.0	1255.6	81.1
08-09	103.0	345.0	15.0	23.0	73.0	137.0	0.5	44.0	101.1	39.0	83.0	116.5	1080.1	115.0
09-10	126.1	45.1	340.0	99.0	45.0	145.0	80.0	97.0	89.0	50.0	183.0	6.0	1305.2	90.0
10-11	115.0	27.1	7.0	174.0	13.0	61.0	56.5	93.0	10.0	69.0	73.0	24.0	722.6	93.0
11-12	103.0	260.0	60.0	35.0	0.0	80.0	125.0	62.0	9.0	41.0	69.0	65.0	909.0	80.0
12-13	27.0	306.0	55.0	306.0	140.0	42.0	271.2	444.0	40.0	52.0	81.0	148.0	1912.2	130.0
13-14	64.0	203.5	104.0	37.0	123.0	54.0	237.0	184.0	236.0	165.0	145.0	15.0	1567.5	90.0
14-15	414.0	202.0	37.7	589.0	169.0	62.0	225.0	134.0	282.0	192.0	91.0	80.0	2477.7	133.0
15-16	60.0	182.0	373.0	516.0	232.0	113.0	199.0	108.0	55.0	15.0	35.0	80.0	1968.0	120.0
16-17	32.0	222.0	101.0	158.0	176.0	67.5	146.0	532.0					1434.5	140.0
Promedio	117.3	194.2	118.0	168.1	114.8	111.1	149.5	184.3	102.4	107.8	84.9	68.5	1521.9	105.4
Máximo	414.0	462.5	373.0	589.0	242.7	298.0	366.0	532.0	282.0	312.0	321.5	173.0	2545.9	190.0
Mínimo	27.0	25.0	0.0	23.0	0.0	16.0	0.0	44.0	5.0	15.0	9.5	0.0	722.6	57.0
Desvío	76.9	109.8	93.8	142.2	71.0	68.8	84.3	126.1	75.6	82.8	68.3	46.6	437.0	31.2



Estación: 3858 - AGUAPEY - CAA CARAI
Latitud: 27° 49' 28" S - Longitud: 56° 15' 32" O
Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Precipitaciones Medias Mensuales



Precipitaciones Máximas Diarias

Estación: 3858 - AGUAPEY - CAA CARAI

Latitud: 27° 49' 28"S - Longitud: 56° 15' 32"O

Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Año	Meses Sin Datos	Precipitaciones Máximas en 1 día		Precipitaciones Máximas en 2 días	
		[mm]	Fecha	[mm]	Fecha
85-86	1	135.0	29/6/1986	190.0	6/4/1986
86-87	0	138.0	31/7/1987	138.0	31/7/1987
87-88	3	57.0	10/9/1987	62.5	5/11/1987
88-89	0	190.0	5/4/1989	201.0	5/4/1989
89-90	0	141.0	2/6/1990	151.0	3/6/1990
90-91	5	84.0	10/3/1991	133.0	10/3/1991
91-92	2	119.0	25/12/1991	207.0	26/12/1991
92-93	0	146.0	9/3/1993	165.0	10/3/1993
93-94	0	97.0	7/7/1994	181.7	24/1/1994
94-95	0	94.0	24/10/1994	94.0	24/10/1994
95-96	0	64.0	4/2/1996	86.0	5/2/1996
96-97	0	101.0	2/10/1996	189.0	2/10/1996
97-98	0	150.0	29/12/1997	200.0	30/12/1997
98-99	0	71.0	15/4/1999	89.0	20/7/1999
99-00	0	60.0	7/6/2000	80.0	8/6/2000
00-01	0	60.0	24/3/2001	95.0	25/3/2001
01-02	0	96.0	21/7/2002	132.0	21/7/2002
02-03	0	115.0	20/12/2002	135.0	21/12/2002
03-04	0	88.0	23/6/2004	102.0	22/12/2003
04-05	0	86.0	13/3/2005	116.0	5/11/2004
05-06	0	90.0	4/3/2006	114.0	4/3/2006
06-07	0	120.0	25/12/2006	190.0	26/12/2006
07-08	0	81.1	27/12/2007	133.0	19/9/2007
08-09	0	115.0	25/10/2008	158.0	25/10/2008
09-10	0	90.0	15/2/2010	105.0	19/7/2010
10-11	0	93.0	15/4/2011	93.0	15/4/2011
11-12	0	80.0	26/2/2012	80.0	26/2/2012
12-13	0	130.0	19/12/2012	176.0	20/12/2012
13-14	0	90.0	24/10/2013	112.0	22/5/2014
14-15	0	133.0	30/9/2014	178.0	1/10/2014
15-16	0	120.0	5/1/2016	188.0	14/12/2015
16-17	4	140.0	25/4/2017	184.0	26/4/2017



Frecuencia de Precipitaciones

Estación: 3858 - AGUAPEY - CAA CARAI
Latitud: 27° 49' 28" S - Longitud: 56° 15' 32" O
Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Cuantiles y Periodos de Retorno - Precipitaciones de 24 hs

T.R.	PROBABILIDAD	FUNCION DE DISTRIBUCION					
		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.
200	0.005	213.4	226.3	209.5	213.9	210.0	239.8
100	0.01	198.5	208.5	197.2	199.7	196.2	218.1
50	0.02	183.4	190.6	184.0	185.1	182.1	196.4
25	0.04	168.0	172.6	169.8	169.8	167.4	174.8
20	0.05	162.9	166.7	165.0	164.7	162.6	167.8
10	0.10	146.6	148.3	149.1	148.1	146.8	146.1
5	0.20	129.1	129.1	131.3	129.9	129.6	124.5
4	0.25	122.9	122.6	124.9	123.4	123.4	117.5
2	0.50	101.1	100.0	101.8	100.7	101.5	95.9

Bondad de Ajuste		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.	WAKEBY
KOLMOGOROFF		AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
ECMF		0.0438	0.0439	0.0401	0.0421	0.0428	0.0676	0.0000
ECMV		5.22	5.93	5.27	5.28	5.08	9.79	5.15

Cuantiles y Periodos de Retorno - Precipitaciones de 48 hs

T.R.	PROBABILIDAD	FUNCION DE DISTRIBUCION					
		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.
200	0.005	292.2	312.1	256.1	251.5	265.2	326.8
100	0.01	270.8	286.6	246.6	240.7	252.2	296.5
50	0.02	249.1	261.1	235.4	228.8	237.9	266.3
25	0.04	227.1	235.3	222.0	215.6	222.0	236.1
20	0.05	219.8	227.0	217.1	211.0	216.5	226.4
10	0.10	196.7	200.6	199.9	195.2	197.7	196.1
5	0.20	172.0	173.1	178.5	176.0	175.6	165.9
4	0.25	163.4	163.8	170.4	168.7	167.4	156.2
2	0.50	133.0	131.6	138.0	139.3	136.0	125.9

Bondad de Ajuste		LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENC.	WAKEBY
KOLMOGOROFF		AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
ECMF		0.0692	0.0644	0.0514	0.0605	0.0575	0.1131	
ECMV		14.15	15.94	10.57	10.50	11.05	21.27	

ECMF: Error Cuadrático Medio de la Frecuencia. ECMV: Error Cuadrático Medio de la Variable. A: Se acepta la hipótesis. Se consideran tres niveles de significación: 5, 1 y 0.1% de izquierda a derecha

PLANOS



CAMINOS del PARANÁ



HIDROYET Consultores
Av. Belgrano 721
Resistencia - CHACO
hidroyet@hotmail.com
+54 362 456 2294
+54 362 457 0345

Proyecto de Protección contra la erosión en el Arroyo Santa María y Ruta Nacional N° 12, TR 100 años. Provincia de Corrientes.

INDICE

I.	INTRODUCCIÓN.....	3
II.	ANTECEDENTES.....	4
III.	HIDROLOGÍA.....	5
III.1.	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA.....	5
III.2.	ÁREA DE APOTE.....	7
III.3.	INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA.....	8
III.4.	ESTUDIO ESTADÍSTICO DE PRECIPITACIONES.....	9
III.5.	DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO.....	11
IV.	HIDRÁULICA.....	14
IV.1.	MODELO A UTILIZAR.....	14
IV.2.	CONDICIONES DE BORDE.....	15
IV.3.	TOPOLOGÍA.....	16
V.	OBRA DE PROTECCIÓN CONTRA EROSIÓN EN ARROYO SANTA MARÍA.....	26
V.1.	HIDRÁULICA DEL DISIPADOR DE ENERGÍA EN ARROYO SANTA MARÍA.....	27
V.2.	OBRAS COMPLEMENTARIAS.....	30

Índice de Figuras

FIGURA 1:	COMPARACIÓN ENTRE REGISTROS ANUALES ACUMULADOS DE LAS ESTACIONES CONCEPCIÓN Y VALLEJOS CUÉ.....	9
FIGURA 2:	HIDROGRAMA DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL PARA UN EVENTO DE 45 DÍAS DE DURACIÓN, CON TR= 100 AÑOS.....	13
FIGURA 3:	TOPOLOGÍA DEL SISTEMA AL AÑO 1999.....	16
FIGURA 4:	CURVA DEL EMBALSE AL AÑO 1999.....	17
FIGURA 5:	PERFIL TRANSVERSAL PROGRESIVA 11.361 DEL ARROYO SANTA MARÍA 1999. COTA DE FONDO 66.27M IGM.....	17
FIGURA 6:	PERFIL TRANSVERSAL PROGRESIVA 9.237 DEL ARROYO SANTA MARÍA 1999. COTA DE FONDO 64.59M IGM.....	18
FIGURA 7:	PERFIL TRANSVERSAL PROGRESIVA 7.511 DEL ARROYO SANTA MARÍA 1999. COTA DE FONDO 63.93M IGM.....	18
FIGURA 8:	PERFIL TRANSVERSAL PROGRESIVA 5.959 DEL ARROYO SANTA MARÍA 1999. COTA DE FONDO 63.00M IGM.....	18
FIGURA 9:	ESQUEMA DE SIMULACIÓN ACTUAL.....	19
FIGURA 10:	CURVA DEL EMBALSE ACTUAL.....	20
FIGURA 11:	PERFIL TRANSVERSAL PROGRESIVA 8.226 DEL ARROYO SANTA MARÍA ACTUAL. COTA DE FONDO 62.31M IGM.....	20
FIGURA 12:	PERFIL TRANSVERSAL PROGRESIVA 6.545 DEL ARROYO SANTA MARÍA ACTUAL. COTA DE FONDO 61.35M IGM.....	21
FIGURA 13:	PERFIL TRANSVERSAL PROGRESIVA 4.520 DEL ARROYO SANTA MARÍA ACTUAL. COTA DE FONDO 60.42M IGM.....	21
FIGURA 14:	PERFIL TRANSVERSAL PROGRESIVA 3.500 DEL ARROYO SANTA MARÍA ACTUAL. COTA DE FONDO 59.59M IGM.....	21
FIGURA 15:	EVOLUCIÓN DE LAS COTAS DEL PELO DE AGUA EN EL EMBALSE PARA LA SITUACIÓN A 1999.....	22
FIGURA 16:	RESUMEN DE LA MODELACIÓN DEL SISTEMA AL AÑO 1999.....	23
FIGURA 17:	EVOLUCIÓN DE LAS COTAS DEL PELO DE AGUA EN EL EMBALSE PARA LA SITUACIÓN ACTUAL.....	23
FIGURA 18:	RESUMEN DE LA MODELACIÓN DEL SISTEMA ACTUAL.....	24
FIGURA 19:	EVOLUCIÓN DE LAS COTAS DEL PELO DE AGUA EN EL EMBALSE PARA TR 100 AÑOS.....	25
FIGURA 20:	RESUMEN DE LA MODELACIÓN DEL SISTEMA FUTURO.....	26

Índice de Planos

- Plano N° 01: Ubicación General de la Zona de Estudio.
- Plano N° 02: Cuencas de aporte. Con base Imagen Lansart 5. 04-05-1998.
- Plano N° 03: Cuencas de aporte. Con base Imagen CEBERS 4. 27-04-2017 INPE - <http://www.inpe.br>
- Plano N° 04: Cuencas de aporte. Con base Cartas IGN. Gral. Paz - Berón de Astrada - Itá Ibate.
- Plano N° 05: Perfil Trasversales del Arroyo santa María.
- Plano N° 06: Planimetría General de Cuenco Amortiguador del Arroyo Santa María.
- Plano N° 07: Detalles del Amortiguador de Santa María – Planta.
- Plano N° 08: Detalles del Amortiguador de Santa María – Cortes A y B.
- Plano N° 09: Detalles del Amortiguador de Santa María – Corte C y Vistas.
- Plano N° 10: Obra de Aducción Santa María – Planta.
- Plano N° 11: Obra de Aducción Santa María – Cortes y Detalles.

I. INTRODUCCIÓN.

El presente Informe Final corresponde a los diseños de las obras de protección contra la erosión en los cruces de la ruta nacional N° 12 con el Arroyo Santa María, según Orden de Compra N° 4700324391 de fecha 15/05/2017, incluye la realización de la evaluación Hidrológica e Hidráulica de los excedentes hídricos generados en su cuenca del Arroyo Santa María con el objeto de determinar el caudal para una recurrencia de 100 años que permita dimensionar el puente y la obra de protección contra la erosión de este arroyo en su cruce con la ruta nacional N°12.

Para evaluar la definición solicitada y objeto del presente trabajo, se ha realizado primero la definición del área de aporte del arroyo Santa María que resultó de 65500 hectáreas, a partir de la cual se definió la Hidrología de la cuenca insumo principal del paso siguiente que es la Hidráulica del Puente y la Obra de Protección contra la erosión. En primer lugar se realizaron las corridas de los modelos hidrológicos e hidráulico en las condiciones previas a la situación que se pretende analizar aquí incluyendo los cauces de los arroyos Santa María, Noé, Fortuna y Avalos o Vizcaíno, con información de estudios previos como los desarrollados por el Instituto Correntino del Agua y el Ambiente en el año 1984 y los realizados por el Consejo Federal de Inversiones (CFI) en el año 1999, y el equipo de este profesional en 2011, que permiten disponer de valiosa información para definir la condición previa.

Para evaluar la situación actual del Sistema y para eventos de envergadura como los solicitados para este tipo de obras, el presente estudio ha tomado información de los últimos trabajos realizados en la cuenca como la rectificación de los arroyos Noé y Fortuna, así como la Adecuación y Acondicionamiento Esteros del Riachuelo Arroyo Avalos o Vizcaíno Etapa I, además se tomaron en cuenta los perfiles transversales disponibles que permiten evaluar su actual capacidad de conducción en la llegada a la sección de interés, como lo es la ruta nacional N° 12, tramo donde el canal del Santa María trabaja a tirante normal inclusive en crecidas de importancia, provocándose el salto en las secciones posteriores a la actual alcantarilla.

Para el desarrollo del diseño se ha trabajado de la siguiente manera, para el Santa María se tiene previsto la construcción de un puente de 30m de luz y el diseño del Amortiguador deberá cumplir un caudal de 71.10m³/s correspondiente a un evento de precipitación de tiempo de recurrencia de 100 años.

Partiendo del caudal mencionado, se ha modelado el canal de aproximación y el sistema de puente de cruce de ruta para el Arroyo Santa María con el modelo hidráulico HEC RAS, que permitió verificar las modalidades de funcionamiento de las obras que se diseñan y establecer las dimensiones más adecuadas que las mismas deben adquirir para proteger de la erosión a esta ruta.

En los planos del anexo se ilustran los diseños propuestos con detalle de sus formas y dimensiones de cada una de las obras propuestas, así como las cotas necesarias para que las mismas permitan aquietar o amortiguar la energía de las aguas en la salida y reintegrarse al cauce actual a velocidades compatibles con las naturales de las pendientes de aguas abajo.

El diseño de las obras de protección contra la erosión en esta sección debe ser complementadas por obras que ordenen el escurrimiento de las cunetas de la ruta que acuden a esta progresiva, estas obras se denominarán Obras Complementarias y consisten revestimiento de canal de aducción, en muros de

sostenimiento de los terraplenes de aproximación, rellenos, sumideros horizontales para permitir la evacuación de las cunetas y el ordenamiento de los taludes de las cunetas, con protección de la solera en los casos en que las velocidades sean mayores que las aconsejables para el tipo de suelo.

II. ANTECEDENTES.

Los antecedentes de mayor relevancia que han sido consultados para el presente trabajo fueron:

- 1) **“Recuperación de Áreas Inundables ESTERO Y RIO RIACHUELO”** desarrollado en el año 1973 por el Ministerio de Defensa DIGID, el mismo se realiza una descripción muy detallada de los diferentes aspectos de la cuenca como sus principales características topográficas, hidrológicas e hidráulicas de la cuenca. Para este estudio se ha concentrado en estudiar el Capítulo IV HIDROGRAFIA e HIDROLOGIA fundamentalmente en lo que hace a las características físicas de la cuenca y la dinámica de las aguas y sus condicionantes, este último de mucha utilidad para definir los límites de la cuenca del arroyo Santa María.
- 2) **“Reactivación Canal SANTA MARÍA”** desarrollado por el Instituto Correntino del Agua en el año 1984. Este estudio y proyecto tenía como objetivo disminuir el tiempo de los excesos que se producen en la cabecera de la cuenca del Riachuelo, a través de adecuar el canal del arroyo Santa María para que evacúe un caudal de 20m³/s llegando hasta casi 7300m desde la ruta nacional N° 12.
- 3) **“Estudio Hidráulico – Hidrológico del Estero del Riachuelo y Anteproyecto de obras de Saneamiento, Provincia de Corrientes”**. Desarrollado por el Ing. Verano y Financiado por el Consejo Federal de Inversiones (CFI) en el año 1999. En su primera parte, trata los Estudios Básicos y Diagnóstico de las principales descargas de los arroyos de la cuenca del Riachuelo, que permiten que los excesos de la misma vuelquen hacia el Paraná descomprimiendo así la cuenca alta y media. Entre estas descarga se encuentra el arroyo Santa María, cuenca de interés para este estudio. En éste estudio también se desarrollan los puntos de Características Físicas y Dinámica del Esguerrimiento, para la cuenca alta y media del Riachuelo, incluyendo relevamientos topográficos a la fecha del estudio que son previos a la construcción del estado actual del canal del Santa María y que permiten reproducir la situación previa a las obras ejecutadas como para evaluar el impacto de las mismas.
- 4) **“Factibilidad de la Extensión de Canales de Saneamiento en la Cuenca del Arroyo SANTA MARÍA. Evaluación Hidrológica e Hidráulica.”** Desarrollado por este mismo profesional a solicitud del Instituto Correntino del Agua y el Ambiente en el año 2011. Que permitió definir la actual cuenca de aporte y la posibilidad de extensión de canales de saneamiento en la misma.

III. HIDROLOGÍA.

III.1. Descripción General del sistema.

Interpretar el funcionamiento Hidrológico del Sistema o cuenca del **Riachuelo** permitirá identificar el área de aporte al arroyo Santa María, ya que la dinámica hídrica de aquel sistema cumple una función condicionante, que difiere significativamente de los sistemas hidrológicos típicos donde se dispone de límites definidos para la cuenca.

En los antecedentes relevados se menciona con respecto a la cuenca: "... Su límite es en gran parte indefinido por efecto de transfluencias de aguas con otras cuencas en algunos sectores..." (DIGID, 1973).

Por lo tanto no se trata del clásico concepto de cuenca hidrológicamente independiente, sino de una zona interconectada con los ambientes vecinos.

Como bien se lo resume en los antecedentes mencionados, la cuenca media del Riachuelo presenta un ambiente lótico, caracterizado por la presencia de esteros, cañadas y bañados, con escurrimiento (muy reducido) de tipo laminar. La cuenca alta en cambio adquiere tipologías que la asemejan a un sistema fluvial, con la presencia de algunos arroyos, cauces menores y canales (tales como Noé, Avalos) que aceleran el escurrimiento hacia los esteros.

Comparando cartas topográficas del IGN levantadas en los años '40 con las relevadas recientemente, se desprende que el sistema presenta una evolución o dinamismo manifiesto; en efecto, en las antiguas se observa en toda la zona un ambiente de tipo fluvial, con una red dendrítica que si bien no se podría calificar como "densa", podría llamársela "desarrollada"; es decir, cauces pequeños pero despejados, con un bajo grado de retención o almacenamiento en depresiones.

La pérdida de la capacidad del escurrimiento y el desarrollo progresivo de biomasa, ha provocado la paulatina modificación del ambiente, transformándolo del fluvial, bien drenado originalmente, al ambiente lótico, caracterizado por acumulación y larga permanencia del agua, con dificultades de drenaje.

Con respecto al comportamiento de la cuenca, debe diferenciarse el mismo en situaciones de aguas normales y de crecidas.

En períodos de aguas normales, las depresiones y lagunas almacenan el agua sin ocupar grandes áreas; las descargas se producen lentamente en el sentido Este – Oeste, debido a la alta rugosidad y baja pendiente. Pero también los canales transversales a la ruta nacional N°12 evacuan lentamente los excedentes debido a la alta rugosidad de las cabeceras, próximas al estero, y a los propios umbrales existentes, situados en el límite de las obras.

En situación de inundación – que es la de nuestro interés –, correspondiente a épocas de elevadas precipitaciones, la capacidad de almacenamiento es superada, produciéndose la acumulación del agua, la que excede los límites de las depresiones y pasa a ocupar grandes extensiones de terreno, de mayor altura conforme aumenta el tirante en las lagunas. El sistema se transforma en una cubeta gigante que desborda por los lugares donde el relieve y las obras actuales lo permiten como es el caso del arroyo Santa María a través de las obras de arte transversales a la ruta nacional N° 12, las que contribuyen

considerablemente a la evacuación, merced a la carga de agua producida por la sobreelevación de los niveles en el estero, dotando al escurrimiento de una buena velocidad.

Por otro lado, una parte de la masa de agua se elimina hacia el tramo inferior o cuenca Media del Riachuelo y Empedrado. Cabe destacar que la pendiente general del estero que se encuentra en la cabecera de la cuenca del Riachuelo es de Este a Oeste, pero las condiciones de embancamiento y escasa capacidad de los cursos del tramo inferior de la cuenca relegan a un segundo plano esta dirección de escurrimiento, máxime teniendo en cuenta la elevada distancia a la descarga de los arroyos al río Paraná. Contribuye también a esto, la falta de una Adecuación Hidráulica actualizada de las vías de comunicación que atraviesan los escurrimientos de la cuenca.

De esta forma, la componente transversal del escurrimiento adquiere mayor preponderancia, hacia aguas abajo retrasándolo por la falta de adecuación de las rutas provinciales y caminos vecinales, y hacia aguas arriba acelerándolo por la presencia de canales artificiales y obras de arte en la ruta nacional N° 12 que generan mejores condiciones, lo que sumado a la proximidad de la descarga al río Paraná, otorga un potencial de drenaje importante en dirección contraria al escurrimiento regional del sistema o cuenca del Riachuelo.

En la cuenca alta, el agua al Este de la ruta provincial N°15 (acceso a Berón de Astrada desde ruta nacional N° 12) se conduce por una serie de canales pequeños que descargan en el denominado Canal Berón de Astrada. Este se emplaza paralelo y adyacente a dicha ruta provincial hasta unos 4.000m al Sur de la ruta nacional N° 12, donde se despega del acceso en forma oblicua para alcanzar la alcantarilla de la ruta 12 en el km 1165. El extremo superior de la cuenca, tiene límites indefinidos debido a la ausencia de divisoria real de aguas.

La ruta provincial N° 15, a través de las obras de arte que tiene, permite el paso de volúmenes de agua provenientes de la zona Oeste (Cañada San Antonio) en función de la concentración que se produzca por las precipitaciones. A la inversa, cuando en la zona de influencia del Canal Berón de Astrada su capacidad se ve rebasada, se produce el desplazamiento del agua en sentido Este – Oeste, en función de los niveles disponibles.

Continuando aguas abajo, el agua fluye por las depresiones, buscando encausarse en algunos cursos como el arroyo Capiatí, Noé, Fortuna y el arroyo Avalos o Vizcaíno, afluente del estero del Riachuelo. El arroyo Santa María actualmente es abastecido por el Noé y Sequeira que permite la descarga del estero, por lo que participa activamente en la derivación de los volúmenes de la cuenca alta. Además, aguas arriba de dichos arroyos se han canalizado varios tramos, como el canal denominado “colector principal del arroyo Noé”, que alcanza un bajo situado al Oeste de Berón de Astrada.

Desde el punto de vista productivo se define que “En líneas generales, las pendientes son muy bajas, el escurrimiento es lento y dominan los procesos de hidromorfismo. El material originario es aluvial y pertenece al Cuaternario Inferior (Formación Yupoi). Los suelos predominantes son Alfisoles y los interfluvios poco definidos presentan, en sus partes positivas, bosques de características xerohalofíticas (relicto de otro clima) en forma de isletas, con suelos que presentan alto contenido de sodio desde la superficie. La vegetación predominante en la planicie es la de pajonales de paja colorada (Andropogon

laterales) y paja amarilla (*Sorghastrum agrostoides*), acompañados por hidrófilas como *Leersia* spp. y *Eleocharis* spp. El uso general de estas tierras anegables es ganadero extensivo sobre campo natural y en menor proporción, arrocero en sectores vecinos al río Paraná”. (ESCOBAR, E. et al., INTA – 1996).

En función de la descripción anterior y el objetivo del presente trabajo es que se define un área de aporte al arroyo Santa María en las condiciones actuales del sistema y que se describen a continuación.

III.2. Área de aporte.

El área en el que se desarrolla el presente trabajo pertenece, según el Mapa de los Recursos Hídricos Superficiales de la Provincia de Corrientes (ICAA, 2008), a la Región de los Arroyos Riachuelo y Empedrado, cuyas nacientes se ubican en proximidades de la localidad de Berón de Astrada. Esta zona o región, tiene importantes inconvenientes para su evacuación en el sentido regional de la pendiente, generándose en consecuencia salidas alternativas en situaciones de años húmedos o hiper húmedos, cuyos excesos son evacuados en este caso a través del arroyo Santa María.

Los límites de la zona o área de aporte se describen a continuación. El límite Norte del área de aporte lo constituye la ruta nacional N° 12, que se sitúa aproximadamente en la divisoria de aguas con la cuenca del río Paraná.

Por el Este, el área de aporte tiene como límite la ruta provincial N° 15, desde la nacional N° 12 hasta proximidades de la localidad de Berón de Astrada incorporando la superficie que se ubica al Norte de la localidad, continuando el límite por la ruta provincial N° 13 hasta la localidad de Caá Catí.

El límite Sur del área de aporte considerada para el presente estudio se definió convencionalmente sobre el camino que va desde Caá Catí a Timbó Cora, mientras que por el Oeste el límite no es totalmente claro dependiendo de las condiciones de tirante hidráulico ya que sus drenajes pueden descargar hacia el Arroyo Baí como al Santa María, éste último más relevante como cauce que puede conducir los excesos superficiales del área hacia el río Paraná. Plano N° 01 y 02.

Respecto de los límites del área de aporte se toman para este estudio uno algo distinto al definido para el estudio de 2011, trabajo que fuera convalidado por el Instituto Correntino del Agua y el Ambiente en aquella oportunidad, pero esta modificación se la hace a partir de mayor información disponible como lo es la imagen de fecha 27/04/17 que permite adaptar mejor esos límites. De todas maneras se puede comentar que solo el límite Este merece algunas consideraciones complementarias, ya que desde una visión regional el área evaluada pertenece a una gran planicie que forman las cabeceras de cuencas de los Arroyos Riachuelo y Empedrado.

Ya en el Estudio para la “Recuperación de Áreas Inundables del Estero y Río Riachuelo” del año 1973, realizado por el DIGID, en su Capítulo IV, al describir la cuenca alta y mostrar los valores de pendientes de la parte alta y media indican claramente que el sistema se comporta como una gran batea producto de una pendiente de la parte Media de la cuenca del Riachuelo que es 3 veces inferior a la de la parte alta y con una densidad de drenaje 0.0035 km/km^2 , es decir que el marco que se le presenta al escurrimiento en esta parte de la cuenca es muy complicado al disponer de tan solo 5km de cursos o cauces para los aproximadamente 1435 km^2 que representa el segmento medio de la cuenca del Riachuelo.

Esta situación indica, como se menciona en las conclusiones de esa fecha, que la parte Media de la cuenca no tiene posibilidades de evacuación propia, desarrollándose velocidades de escurrimiento muy bajas, a lo que debe sumársele la presencia de vías de comunicación con alcantarillados que fueron desarrollados en situaciones de baja pluviometría. Asimismo, el permanente depósito de materia orgánica producto de la descomposición de la vegetación hace que los umbrales de escurrimiento se eleven.

En situaciones de inundación el área funciona como una gran cubeta que al colmar su capacidad de almacenamiento descarga por los sectores de mayor sensibilidad al drenaje superficial, que en este caso lo constituye el arroyo Santa María.

El afán por recuperar áreas inundadas para la producción, pone de manifiesto la necesidad de ejecutar obras de canalización o de limpieza de cauces que permitan una disminución tanto de la superficie afectada como del tiempo de permanencia de los excesos.

Lo correcto sería encarar el estudio integral de la cuenca permitiendo que los excesos circulen por la misma cuenca desde su cabecera hasta su desembocadura en el río Paraná unos 10 km aguas abajo de la capital correntina. Este estudio implica también determinar el alcantarillado, que cada una de las rutas y caminos que atraviesan el escurrimiento regional deben tener, para que los mismos no se transformen en obstáculos artificiales al movimiento del agua. En este sentido el uso del camino que une Caá Catí con Timbó Corá, puede tomarse como un límite debido a su reducido nivel de conexión entre ambos lados del mismo, y disponer de muy pocas alcantarillas del tipo circulares, que son las de más bajo rendimiento hidráulico a la hora del funcionamiento.

En consecuencia el área de aporte que se propone para este estudio puede observarse en el Plano N° 01 y 02, con una superficie de 65.500 hectáreas.

III.3. Información Pluviométrica.

No se disponen de registros de precipitación dentro del área delimitada para este estudio, tampoco se logró encontrar información en el Área de Estudios Básicos del Instituto Correntino del Agua y el Ambiente ni en la base de datos hidrometeorológicos de la Subsecretaría de Recursos Hídricos del Gobierno Nacional. Otras fuentes consultadas, como el Servicio Meteorológico Nacional o la Entidad Binacional Yacyretá, han respondido en idéntica forma, por lo cual se ha decidido recurrir a información pluviométrica de áreas vecinas que estén comprendidas dentro de la homogeneidad meteorológica requerida para este tipo de estudios. En ese sentido, la estación pluviométrica más cercana que dispone de registros con suficiente extensión como para someterlos a estudios estadísticos es Concepción (28° 23' 21" S, 57° 53' 55" O) ubicada a 97,29 km al Sur del centro de gravedad del área de estudio, y Vallejos Cué (27° 32' 59" S, 57° 11' 59" O) ubicada a 40,16 km al Este de dicho centro. La primera estación mencionada posee un registro de datos diarios que cubre 38 años hidrológicos y se encuentra en operación (1978/79-2015/2016), mientras que Vallejos Cué es una estación instalada por la Entidad Binacional Yacyretá al comienzo del presente siglo y por lo tanto cuenta con sólo 11 años hidrológicos (2001/02-2011/12). La importancia de esta última estación consiste en que su cercanía permite identificar con mayor sensibilidad el comportamiento pluviométrico de la cuenca, y la correlación de su período de registros anuales disponibles cotejados con la Estación Concepción nos habilita a confirmar la homogeneidad

meteorológica. En la **Figura 1** se muestra el resultado del análisis de Doble Masa realizado entre ambas estaciones.

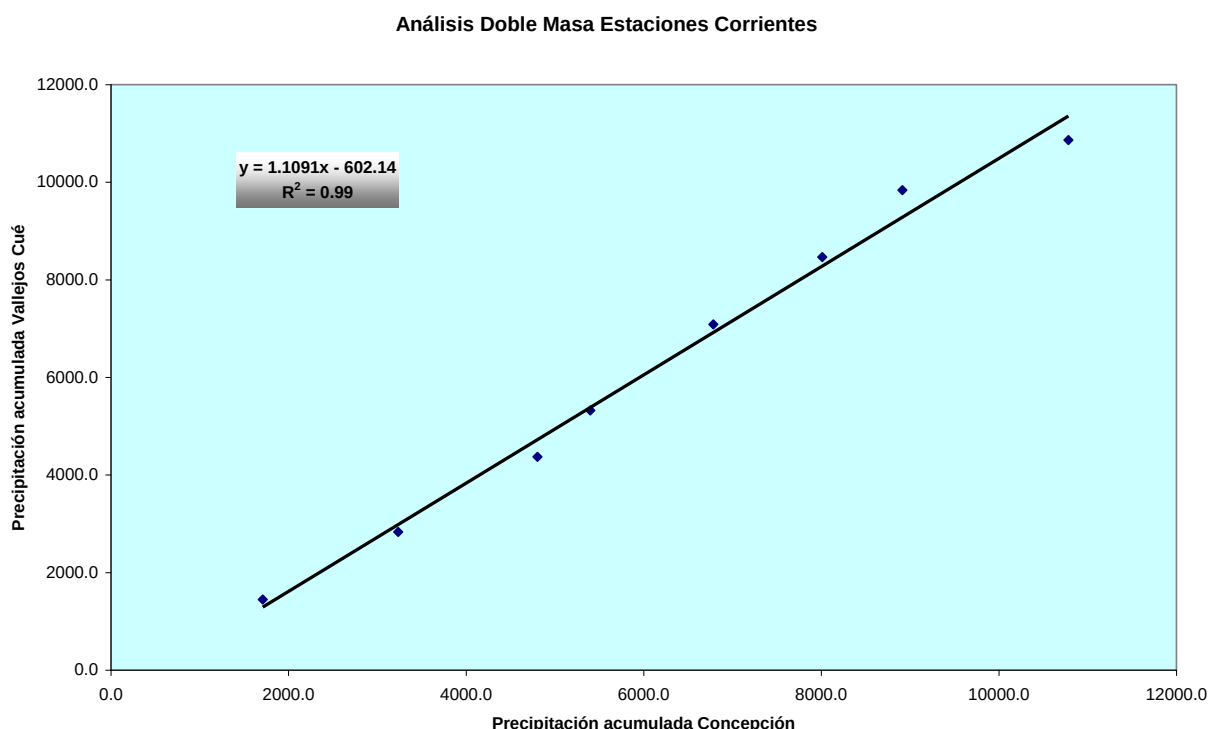


Figura 1: Comparación entre registros anuales acumulados de las estaciones Concepción y Vallejos Cué.

III.4. Estudio Estadístico de Precipitaciones.

Las características del área de aporte definida para este estudio, descripta detalladamente en el ítem III.2, han llevado a analizar las condiciones bajo las cuales se produce la generación, distribución y traslado de la lámina de escurrimiento superficial. Para el primero de los procesos mencionados, será necesario contar con la Precipitación de Diseño a partir de estimar el posible tiempo de traslado de la lámina hacia la salida de la cuenca – Arroyo Santa María en la intersección con la ruta nacional N° 12 – y utilizar dicho tiempo para calcular el valor de la lluvia crítica. Teniendo en cuenta el rango de valores de pendiente real de la superficie del agua en las zonas no encauzadas, oscilante entre 0.05 y 0.12cm/km, y las posibles trayectorias del escurrimiento superficial, parece que un tiempo razonable para que la precipitación ocurrida produzca un incremento sensible del caudal en la salida sería de 3 días.

Por lo tanto, el estudio estadístico se orientó a identificar los valores a asignar a una precipitación crítica de duración $T_d = 3$ días con una recurrencia solicitada por la Dirección Nacional de Vialidad de Tiempo de Recurrencia de 100 años como es el caso de un puente sobre una ruta principal como la nacional N°12. Como ya fue explicado en el ítem III.3 se utilizó el registro de la estación Concepción, por ser la más cercana al área con información disponible y tamaño de muestra susceptible de tratamiento estadístico.

Para la selección de los elementos que conforman la muestra de máximos anuales en 3 días se utilizó una planilla Excel programada en Visual Basic al efecto de selección de datos pluviométricos en bases de múltiples estaciones. Para conformar adecuadamente la precipitación de diseño, también se seleccionaron muestras de máximos anuales para 1 y 2 días, de modo de tener referencias para uniformar la recurrencia de la distribución a adoptar para el valor total del evento.

Para el tratamiento estadístico de las distintas muestras seleccionadas se utilizó el Programa AFMULTI (Paoli et al., FICH-UNL, 1991), que permite someter cada muestra a los Test de Homogeneidad de Mann-Kendall y de Smirnov, requisito indispensable para la aceptación de la misma, como asimismo realizar el ajuste de la muestra a 7 funciones teóricas de distribución de probabilidad de uso frecuente en Hidrología: Log Normal, Gumbel, GEV, Pearson III, Log Pearson III, Exponencial y Wakeby. Finalmente el programa calcula los errores cuadráticos medios de frecuencia y de variable (ECMF y ECMV) de modo de disponer de 2 parámetros numéricos de comparación de los resultados del ajuste para apoyar la toma de decisiones sobre el valor a seleccionar.

Los resultados del tratamiento estadístico para los máximos anuales en 3 días, muestran que la función de mejor ajuste resultó la de Pearson, y el valor precipitable con una recurrencia de 100 años fue de 370.1mm. A fin de comprobación del sistema para otros riesgos menores se obtuvieron valores para las recurrencias de TR= 5 años resultando un total en 3 días de 221.4mm y para TR= 10 años con un valor de 259.3mm. Por otra parte, el año de la serie real tratada (1978/79-2015/16) con mayor recurrencia pero lejos de la de diseño fue 1996/97 con 325.0mm y un Tiempo de Retorno de 37 años.

En el tratamiento de la serie para máximos anuales de 2 días la función de mejor ajuste resultó GEV con un valor de 325.7mm para TR = 100 años, mientras que el tratamiento para máximos anuales de 1 día la mejor función resultó Pearson y el valor de P= 271.9mm para TR = 100 años. De esa forma se dispusieron de los valores máximos precipitables para cada día de un evento de 3 días de duración, resultando para el día 1: P1= 271.9mm, para el día 2: P2= 53.8mm y para el día 3: P3= 44.4mm, totalizando los mismos un valor de 370.1mm.

Finalmente, y al comprobar que las corridas del modelo hidrológico indicaban un escurrimiento a lo largo de un período de 45-50 días para el evento crítico de 3 días con precipitación, se decidió analizar eventos pluviométricos de larga duración, seleccionando una muestra de precipitación máxima anual para períodos de 45 días. La función de mejor ajuste para la misma resultó Log Pearson y el valor total de 1005.5mm para una recurrencia de TR= 100 años se lo distribuyó de acuerdo al evento máximo real más parecido: el ocurrido entre el 08/03 y el 21/04/1998 (1028.0mm), produciendo 10 días con precipitación, ubicados según se muestra en la Tabla 1.

Año 1998																
Día	1	2	3	4	6	11	15	18	31	37	38	39	40	41	45	TOTAL
P real (mm)	113	22	85	4	30	22	59	21	49	176	85	64	21	17	260	1028
%	11.0%	2.1%	8.3%	0.4%	2.9%	2.1%	5.7%	2.0%	4.8%	17.1%	8.3%	6.2%	2.0%	1.7%	25.3%	100
P Estadística (mm)	110.5	21.52	83.14	3.912	29.34	21.52	57.71	20.54	47.93	172.1	83.14	62.6	20.54	16.63	254.3	1005.5

Tabla 1: Distribución de la precipitación máxima anual en 45 días sobre la base de un evento real de igual recurrencia.

III.5. Determinación del Caudal de Diseño.

Con el objeto de calibrar la generación y evolución de los caudales superficiales se optó por la utilización del Modelo Matemático de simulación de eventos denominado AR-HYMO (Maza, et al., 1994), que permite representar el escurrimiento rural en su secuencia de ocurrencia real a través de operadores lluvia-escurrimiento. En este caso se utilizó el Comando RURHIDRO, que teniendo a un histograma de precipitación como dato de entrada calcula la precipitación efectiva a través de la metodología de U.S. Soil Conservation Service calculando el valor de la Curva Número (CN) y la abstracción inicial (Ia) según las condiciones de humedad antecedente. En la simulación de los eventos con TR= 100 años el estudio de las situaciones reales llevó a considerar un suelo Clase II para el valor asignable al CN, que resultó igual a 78, mientras que la abstracción inicial fue de 14.3mm.

Si bien los parámetros de calibración de este modelo son la constante de recesión (K) y el tiempo al pico (TP) del hidrograma unitario instantáneo (HUI), se ha optado inicialmente por la alternativa de que el modelo los calcule, ya que se consideró más realista incorporar como dato de entrada la información morfométrica conformada por el desnivel (H, en metros) entre las nacientes y el punto de salida del escurrimiento y la trayectoria (L, en km) realizada por dicho escurrimiento.

La entrada de la precipitación se conformó a partir de un hietograma en mm, adoptando para el evento de duración 3 días, tres configuraciones diferentes a fin de evaluar su sensibilidad en la respuesta del sistema: una distribución uniforme de la precipitación a lo largo de las 24 horas en cada día (Tormenta P001), una distribución concentrada en las 12 primeras horas de cada día (Tormenta P002) y una distribución concentrada en el primer intervalo de 4 horas de cada día (Tormenta P003). El resultado de las 3 configuraciones ha demostrado impacto solamente en la disminución del Tiempo al Pico (TP), que pasa de 52 horas en el primer caso a 32 horas en el tercero, pero no hay cambio sustancial en el Caudal Máximo, que oscila en los 285m³/s.

Los mismos eventos de precipitación pero ante una situación de humedad antecedente que implique Condición III, determinando un CN= 89 e Ia= 6.3mm, reflejan un incremento del caudal máximo del 11% llegando a 316m³/s en la configuración más concentrada del histograma (P003) y similar aumento porcentual del volumen en escurrimiento, alcanzando un valor de 207.638hm³.

Se realizaron también corridas de prueba para valores más bajos de los parámetros K y TP que los determinados por la morfometría de la cuenca, adoptando K= 60hs y TP= 12hs, que si bien marcan un incremento significativo en los caudales máximos, los valores de TP calculados por el modelo en los hidrogramas resultantes no guardan una correlación lógica con los mismos parámetros para el hidrograma unitario instantáneo. A su vez el modelo modifica automáticamente el intervalo de tiempo para la generación de resultados, lo que indica un desajuste entre las características de la cuenca y los valores adoptados en este caso para evaluar su respuesta hidrológica.

La situación provocada por el evento de larga duración cuarenta y cinco (45) días ya definida en el ítem III.4 resulta evidentemente la que proporciona mayores elementos para el análisis en función de los

objetivos planteados en este estudio. Los 15 días con precipitación distribuida a lo largo de los 45 días de duración determinan la conformación de un hidrograma complejo con 5 picos bien definidos, según se muestra en la **Figura 2**, siendo los principales los ocurridos el día 38 con $325.516\text{m}^3/\text{s}$ y el día 45 con el máximo caudal de $399.783\text{m}^3/\text{s}$. El volumen total escurrido resulta ser de 605.018hm^3 para una precipitación neta de 923.7mm . Debe aclararse que en este caso la información morfométrica utilizada para que el modelo calcule los parámetros Constante de Recesión (K) y Tiempo al Pico (TP) han tratado de representar la totalidad de la cuenca, ingresando como dato un desnivel $H=4$ metros y una trayectoria del escurrimiento superficial de $L=58.18\text{km}$., considerados más apropiados para un evento de larga duración. Estos valores utilizados están representando una pendiente de la línea de energía que alcanza en promedio un valor de 6.8cm/km compatible con las pendientes reales que se han podido medir en base a la información topográfica generada en estudios previos, mientras que los datos utilizados para los eventos de menor duración (3 días) se trabajaron con pendientes el orden de los 8cm/km . Por otra parte el tiempo de base del hidrograma de escurrimiento superficial debía ser algo más de 86 días, pero el modelo solo genera 2056 datos de salida, lo que marca una pauta de la duración del impacto hidrológico, el cual a su vez será extendido a partir de la modelación hidráulica en función de la capacidad de sistema de canales para evacuar.

En la **Figura 2** se presenta el hidrograma resultante de escurrimiento superficial y los datos relevantes que lo caracterizan, como imagen tomada a partir de la pantalla de resolución gráfica del modelo AR-HYMO.

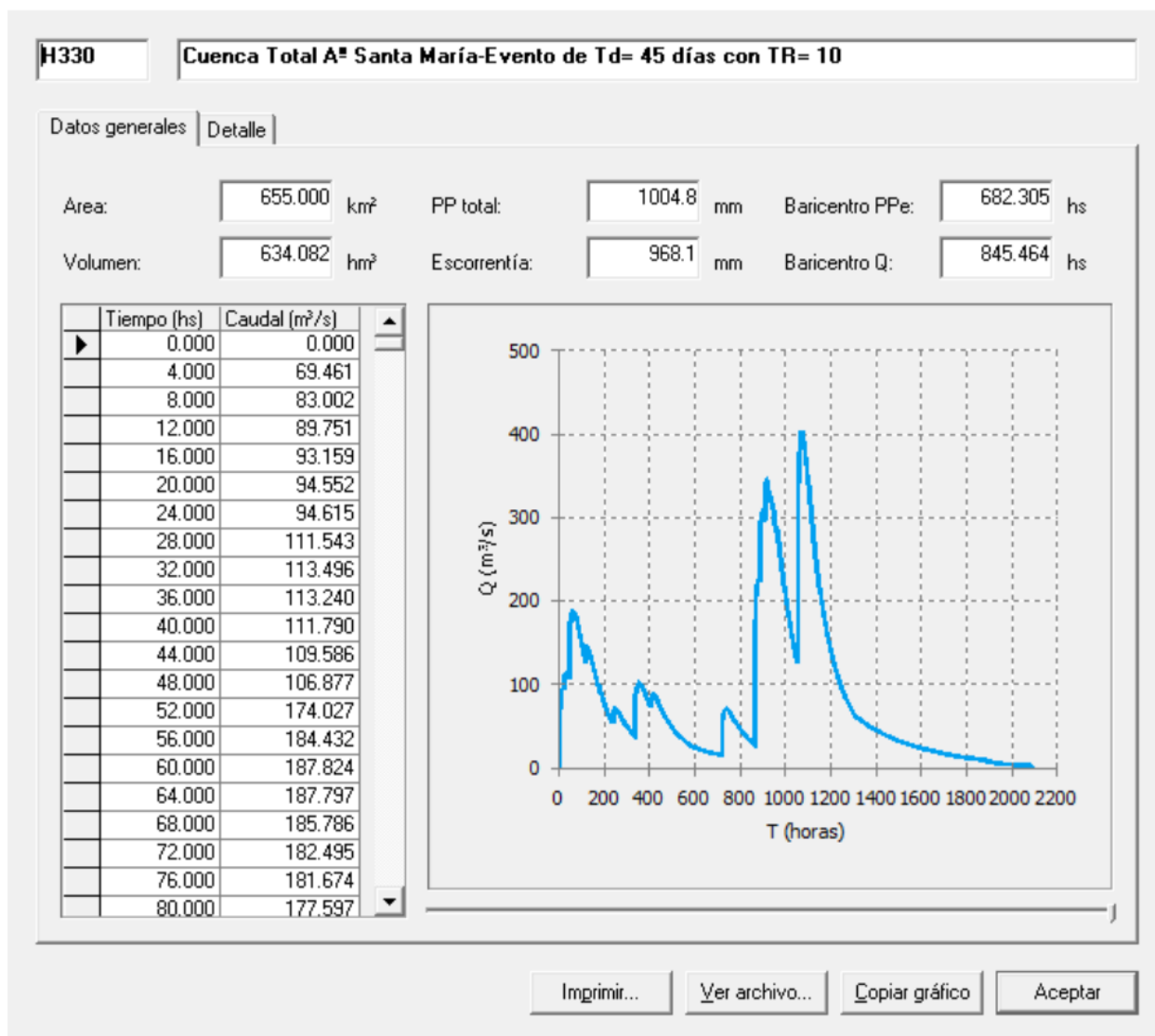


Figura 2: Hidrograma de escurrimiento superficial para un evento de 45 días de duración, con TR= 100 años.

También fue probada la situación de un evento de 45 días de duración para una condición de humedad inicial que determine Clase III, trabajando entonces con CN= 89 e $la= 6.3\text{mm}$. El resultado fue un pequeño incremento en el valor del Caudal Máximo que alcanzó $402.309\text{m}^3/\text{s}$ (incremento del 0.63%) y un aumento algo más sensible del volumen de escurrimiento que llegó a 634.082hm^3 (incremento del 4.8%).

En la **Tabla 2** se presenta una síntesis de los principales resultados obtenidos en las corridas de calibración de los parámetros del modelo AR-HYMO y las corridas de simulación del evento de largo plazo ya descripto.

**Sistema de aporte del A° Santa María (Corrientes)
ESTUDIO HIDROLÓGICO**

Cuenca		CN	la	P total (mm)	He(mm)	VOL(hm³)	Qp (m³/s)	Tp (hr) dato	K(hr)	H (m)	L (km)	Tp (hr) calculado por modelo
Hidrograma	Tormenta											
310	P001	78	14.3	370.1	296.2	183.623	278.891			5.0	58.18	68.00
311	P002	78	14.3	370.1	296.2	183.623	286.239			5.0	58.18	60.00
312	P003	78	14.3	370.1	296.2	183.623	287.139			5.0	58.18	52.00
316	P001	89	6.3	370.1	334.9	207.638	306.491	20.80	102.2			60.00
317	P002	89	6.3	370.1	334.9	207.638	314.044	20.80	102.2			60.00
318	P003	89	6.3	370.1	334.9	207.638	317.014	20.80	102.2			52.00
322	P004	89	6.3	1028	991.2	614.570	390.602	20.80	102.2			1072.00
323	P004	78	14.3	1028	946.8	587.009	391.577			4.0	58.18	1076.00
329	P005	89	6.3	1005	968.1	634.082	402.309			4.0	58.18	1076.00
330	P005	78	14.3	1005	923.7	605.018	399.783			4.0	58.18	1076.00

P001: Tormenta de duración 3 días con TR= 100 años, con distribución uniforme de la precipitación durante las 24 horas de cada día.

P002: Tormenta de duración 3 días con TR= 100 años, con distribución de la precipitación durante las 12 horas iniciales de cada día, de modo uniforme.

P003: Tormenta de duración 3 días con TR= 100 años, con concentración de la precipitación en las primeras 4 horas de cada día.

P004: Tormenta de duración 45 días ocurrida en 1998 con TR= 136 años, con 15 eventos de precipitación en las primeras 4 horas de los días 1, 2, 3, 4, 6, 11, 15, 18, 31, 37, 38, 39, 40, 41 y 45.

P005: Tormenta de duración 45 días con TR= 100 años, con 15 eventos de precipitación en las primeras 4 horas de los días 1, 2, 3, 4, 6, 11, 15, 18, 31, 37, 38, 39, 40, 41 y 45.

Tabla 2: Resumen de las corridas realizadas con el Modelo AR-HYMO.

IV. HIDRÁULICA.

IV.1. Modelo a utilizar.

Se propone para la evaluación del funcionamiento hidráulico del sistema de canales que aportan al arroyo Santa María el EPA – SWMM.

Este, es un modelo de gestión de aguas pluviales de simulación dinámica, que se puede utilizar para un único acontecimiento o realizar una simulación continua en periodo extendido como será nuestro caso, al incorporar los hidrogramas producidos por el área de aporte al arroyo Santa María. El modelo tiene un módulo que permite el funcionamiento con una serie de subcuencas en las cuales cae el agua de lluvia y se genera la escorrentía, modulo que no se utiliza en esta oportunidad, ya que los caudales fueron generados por AR - HYMO.

El módulo de transporte permite analizar el recorrido de los excesos a través de cualquier sistema, es decir que el mismo puede estar compuesto por, cauces naturales, canales, almacenamientos temporarios y/o elementos reguladores, alcantarillas canales artificiales y conductos, entre otros.

Asimismo, es capaz de seguir la evolución de la cantidad del agua de escorrentía de cada subcuenca, así como el caudal, el nivel de agua en los canales, reservorios y alcantarillas durante una simulación compuesta por múltiples intervalos de tiempo.

El modelo propuesto, posee un conjunto flexible de herramientas para la modelación hidráulica del sistema.

Permite además representar el flujo debido a la escorrentía superficial y los aportes externos de caudal a través de canales, dispositivos de almacenamiento y demás estructuras. Estas herramientas tiene la capacidad de:

- Manejar redes de tamaño ilimitado.

- Utilizar una amplia variedad de geometrías para las conducciones, tanto abiertas como cerradas, así como los canales naturales.
- Modelar elementos especiales como unidades de almacenamiento y tratamiento, divisores de flujo, bombas, vertederos y orificios.
- Aplicar caudales externos y concentraciones de contaminantes para determinar la calidad del agua de las aguas superficiales en los casos necesarios, permitiendo el intercambio de caudales con los acuíferos, caudales de infiltración en los colectores dependientes de la precipitación, caudales sanitarios en tiempo seco y aportes externos definidos por el proyectista.
- Realizar el análisis hidráulico por distintos métodos como el flujo uniforme, la onda cinemática o la modelación completa por onda dinámica.
- Modelar distintos regímenes de flujo, como pueden ser remanso, entrada en carga, flujo inverso y acumulación en superficie.
- Aplicar controles dinámicos definidos por el usuario para simular el funcionamiento de las bombas, la abertura de los orificios o la posición de la cresta de un vertedero.

Este tipo de modelo, permite no solo optimizar las dimensiones de cualquier sistema a proyectar, determinando dimensiones ajustadas al trabajo a tiempo real del sistema, sino también conocer la evolución en el tiempo del sistema a pasos de tiempo fijados por el operador.

Se ha considerado oportuno y suficiente el uso de éste modelo hidráulico por su sencillez, considerando la información disponible y la información necesaria de obtener para definir la factibilidad e impacto de nuevos canales de saneamiento.

IV.2. Condiciones de Borde.

Las condiciones de borde definidas para la evaluación hidráulica del sistema son las que se describen a continuación:

El sistema que se evalúa y dada sus características topográficas funciona en el sistema como un embalse cuya descarga se produce a través de su red de canales de saneamiento que alimentan al arroyo Santa María, es decir que la salida del sistema es éste arroyo, y que habiendo evaluado su funcionamiento hidráulico se puede observar que funciona a tirante normal y sin influencia del río Paraná.

Con el fin de conocer la evolución del sistema ante precipitaciones ocurridas, se ha procedido a modelar el mismo en tres condiciones básicas, en primer lugar la situación con las condiciones de canales al año 1999, para lo cual se utilizaron los relevamientos topográficos realizados en el marco de los informes mencionados en el Ítem Antecedentes. En segundo lugar, las condiciones de canales actuales, para lo cual se utilizaron los relevamiento y conformes a obras de los canales del Noé, Fortuna, Avalos o Vizcaíno y Sequeira.

Para lograr este objetivo se plantean las siguientes topologías del sistema.

IV.3. Topología.

En función de lo comentado en el punto anterior, se han planteado dos Esquema de Modelación o Topología del sistema que se pretende analizar. En primer lugar se ha representado el sistema en la condición previa a 1999, en segundo lugar analizando la situación actual, es decir con los canales adecuados hasta esta fecha.

Topología 1: En esta topología se pretende simular la situación Antecedente del Sistema antes de las fuertes intervenciones que tuvo el sistema en los últimos 20 años. En la **Figura 3** puede observarse la representación que trata de reproducir la situación al año 1999, compuesta básicamente del Embalse, cuya curva puede observarse en la **Figura 4** y el canal del Arroyo Santa María como salida, con perfiles transversales como los ilustrados en las **Figura 5** a la **Figura 8**, obtenidos de los antecedentes mencionados. En la Topología puede observarse en la parte inferior de la representación del canal a las longitudes parciales de los tramos, mientras que por encima del NUDO (punto circular negro) se encuentra la cota de fondo del punto de conexión entre tramos, es decir la cota IGM relevada en la Topografía y por encima del tramo representado, se indica en negritas los números que representan las progresivas de las secciones que representan el tramo del Arroyo Santa María considerando la progresiva cero en la ruta nacional N°12.

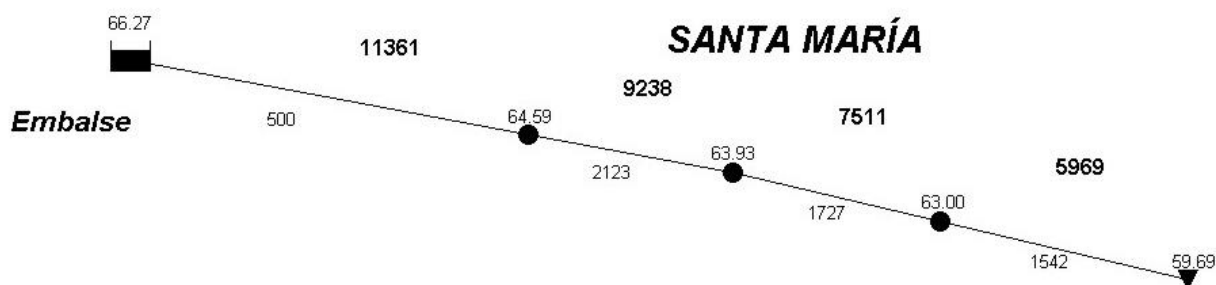


Figura 3: Topología del Sistema al año 1999.

Para establecer la tabla de superficies y alturas del Embalse que se genera en el sistema se realizó el siguiente razonamiento. En primer lugar la superficie de la cuenca de aporte es de 65.500 hectáreas, de las cuales según la clasificación del uso del suelo realizada 9.000 hectáreas corresponden a bajos con agua permanente, en este caso constituye la base del Embalse generado es decir que tiene cota relativa cero (0m), luego hay 9.100 hectáreas bajo cultivo de arroz dentro de la cuenca que por tener un sistema de desagüe independiente no participa en el almacenamiento temporario o lo hace en forma individual al Embalse considerado, también se identificaron áreas de Lomas con una superficie de 5.900 hectáreas, con lo cual hay 50.500 hectáreas de zonas comprendidas entre los bajos permanentes y las lomas que son las susceptibles de ser inundadas para este nivel de recurrencia considerado, por lo que si se verifica que en los relevamientos topográficos realizados en la cuenca por personal del ICAA en 2010/11 se pudieron determinar una media de 1.20m de anegamiento. Las restantes o lo que es lo mismo se

obtuvieron registros de marcas de máxima permanencia de agua que acusan en promedio un tirante de 1.20m respecto del terreno natural, es de esperar que sea este el tirante del embalse generado en el área para situaciones más frecuentes.

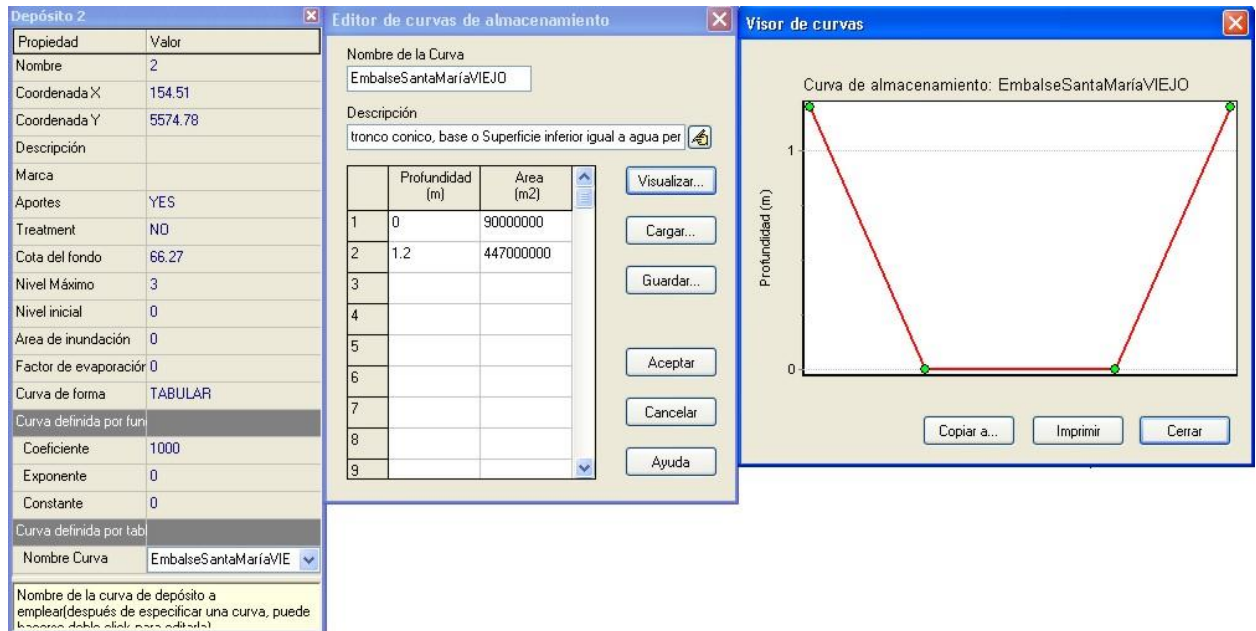


Figura 4: Curva del Embalse al año 1999.

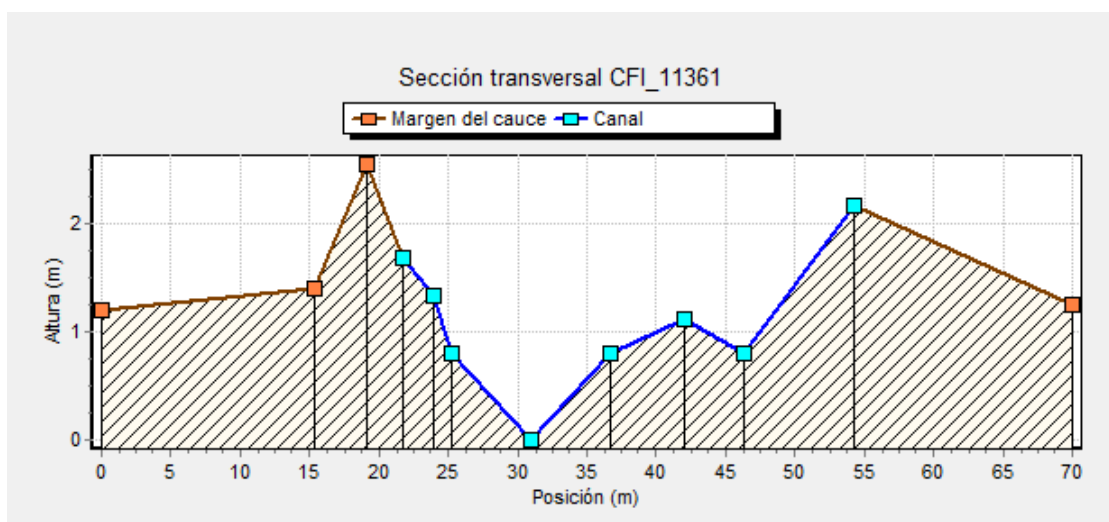


Figura 5: Perfil Transversal Progressiva 11.361 del Arroyo Santa María 1999. Cota de Fondo 66.27m IGM.

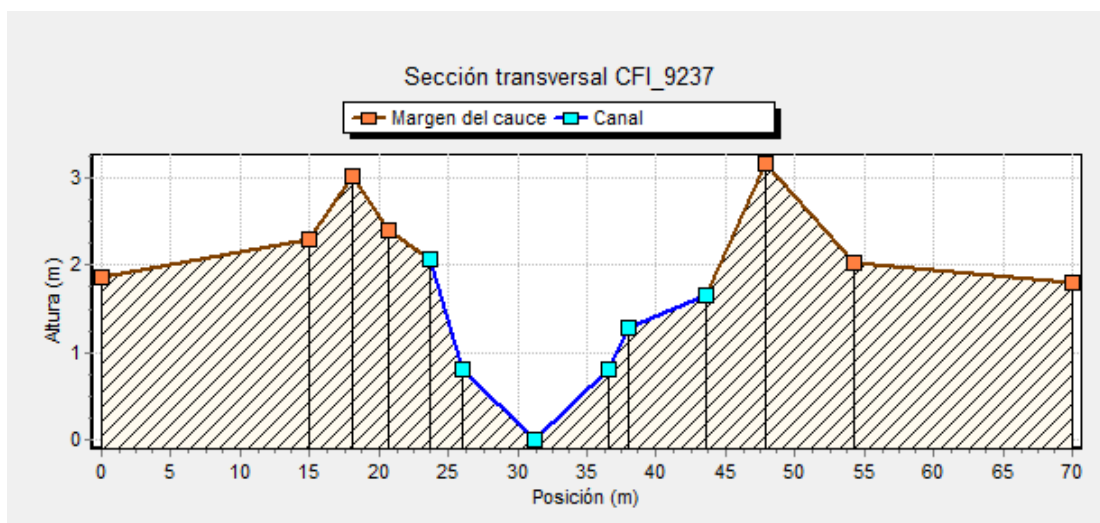


Figura 6: Perfil Transversal Progresiva 9.237 del Arroyo Santa María 1999. Cota de Fondo 64.59m IGM.

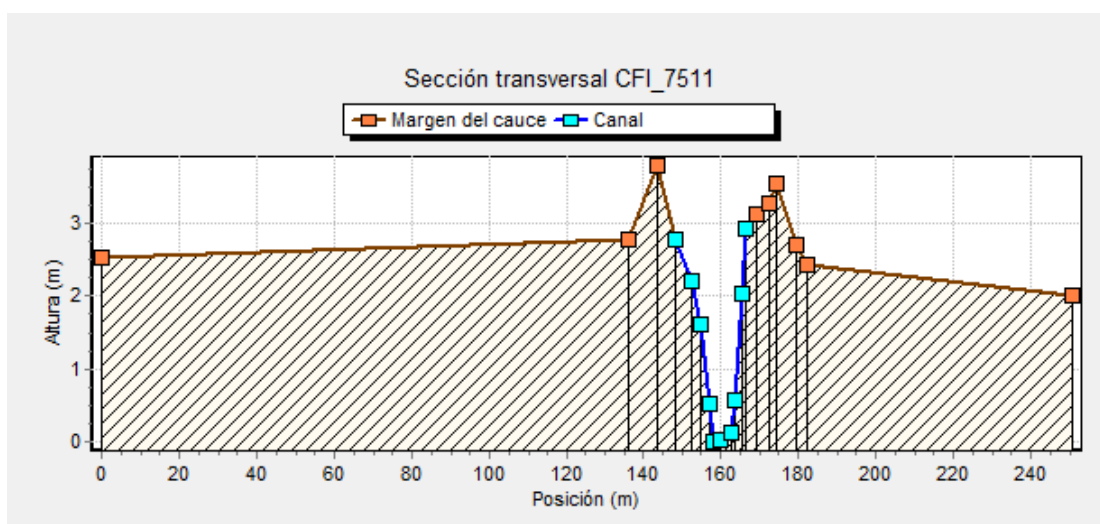


Figura 7: Perfil Transversal Progresiva 7.511 del Arroyo Santa María 1999. Cota de Fondo 63.93m IGM.

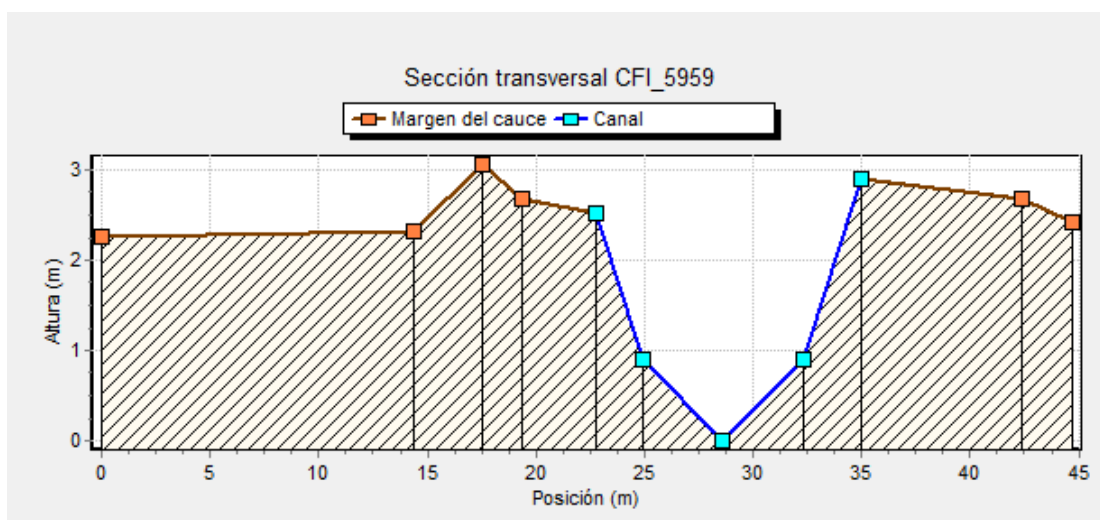


Figura 8: Perfil Transversal Progresiva 5.959 del Arroyo Santa María 1999. Cota de Fondo 63.00m IGM.

Topología 2: En la **Figura 9** puede observarse la representación que trata de reproducir la situación Actual del sistema, compuesta al igual que en modelación anterior, de un Embalse que en este caso posee dos salidas hacia el Arroyo Santa María y con una nueva curva para el mismo, como la ilustrada en la **Figura 10**, donde la parte superior del embalse es igual al anterior, pero en su parte inferior aparecen representados los canales ejecutados hasta la fecha en el área, es decir que representa a las rectificaciones de los Arroyos Noé, Fortuna y Avalos o Vizcaíno. Por otra parte ahora el Embalse posee dos salidas, por un lado el Arroyo Capiatí – Noé – Fortuna y por el otro, el canal Sequeira que permite la evacuación del Estero Riachuelo. Para la representación de las secciones de estos brazos se utilizó la información topográfica de los planos conforme a obra de los canales del Noé, Fortuna y Avalos, mientras que para el Arroyo Santa María se realizaron perfiles topobatimétricos nuevos, los que fueron ejecutados por personal del ICAA.

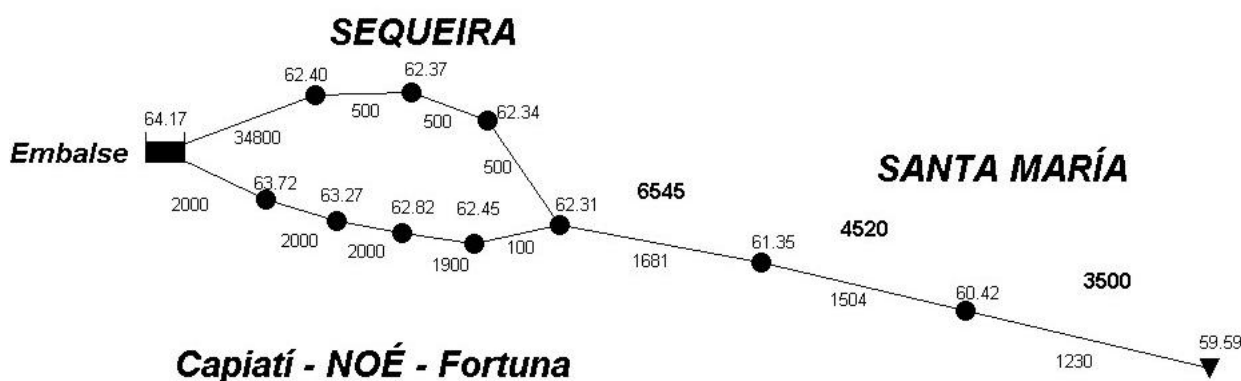


Figura 9: Esquema de Simulación Actual

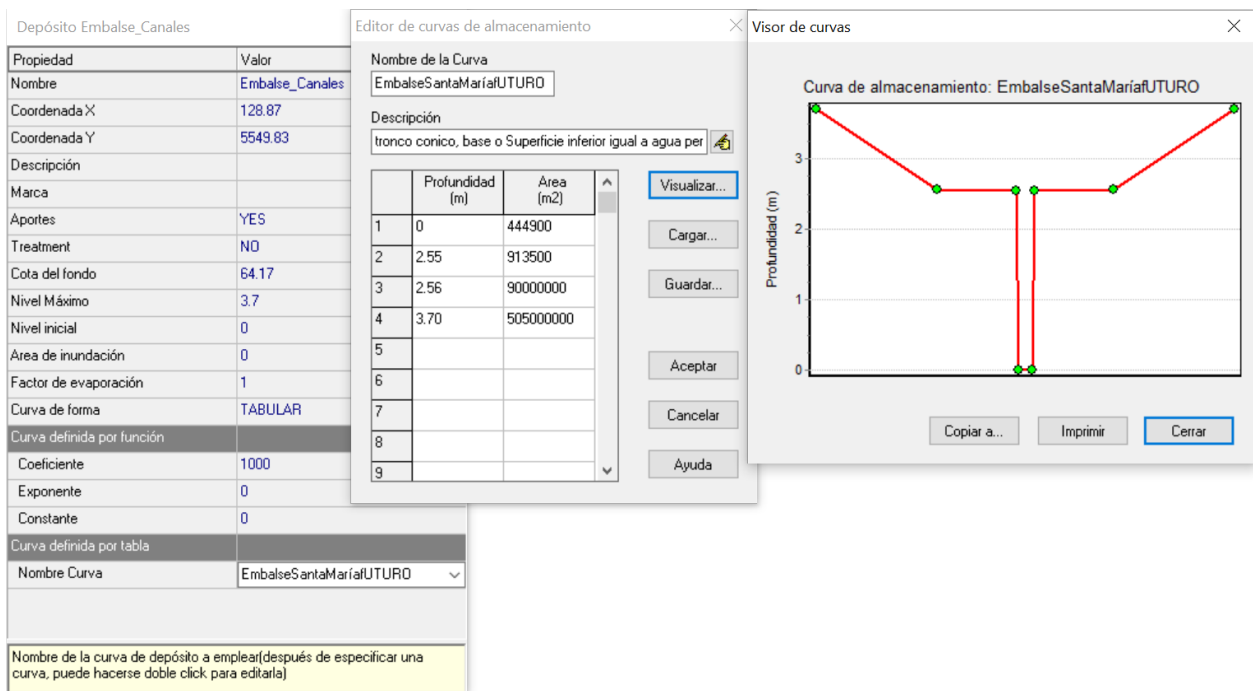


Figura 10: Curva del Embalse Actual.

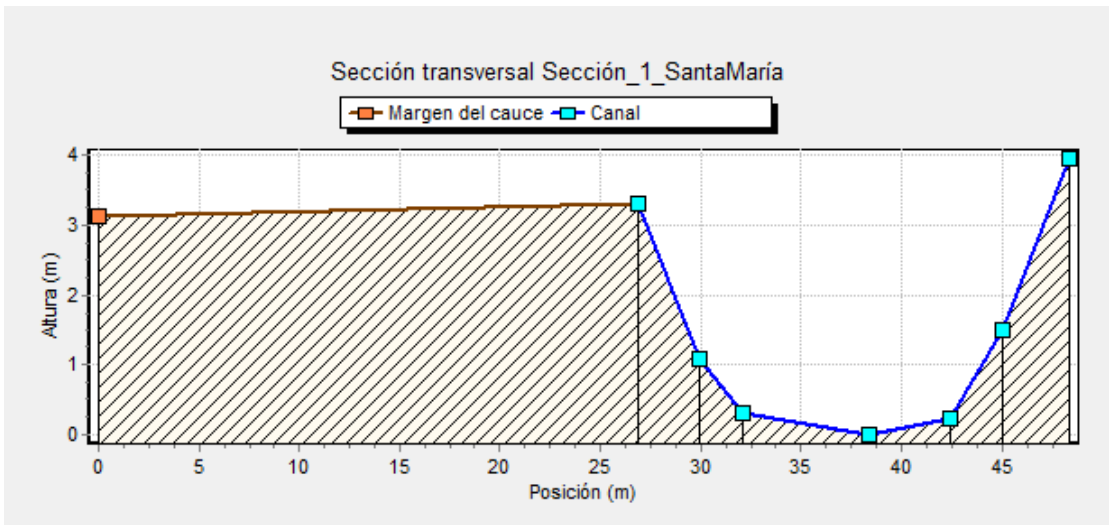


Figura 11: Perfil Transversal Progresiva 8.226 del Arroyo Santa María Actual. Cota de Fondo 62.31m IGM.

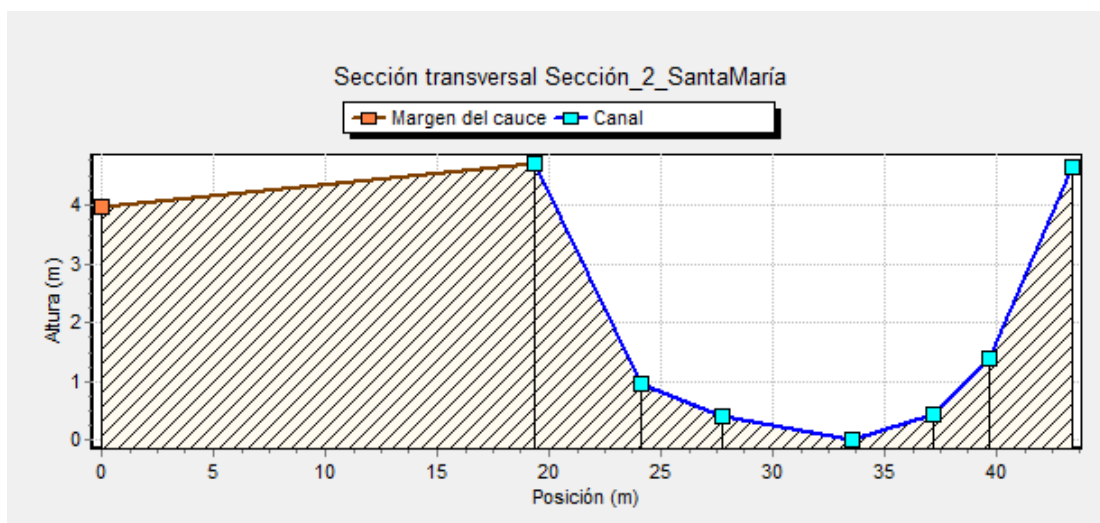


Figura 12: Perfil Transversal Progresiva 6.545 del Arroyo Santa María Actual. Cota de Fondo 61.35m IGM.

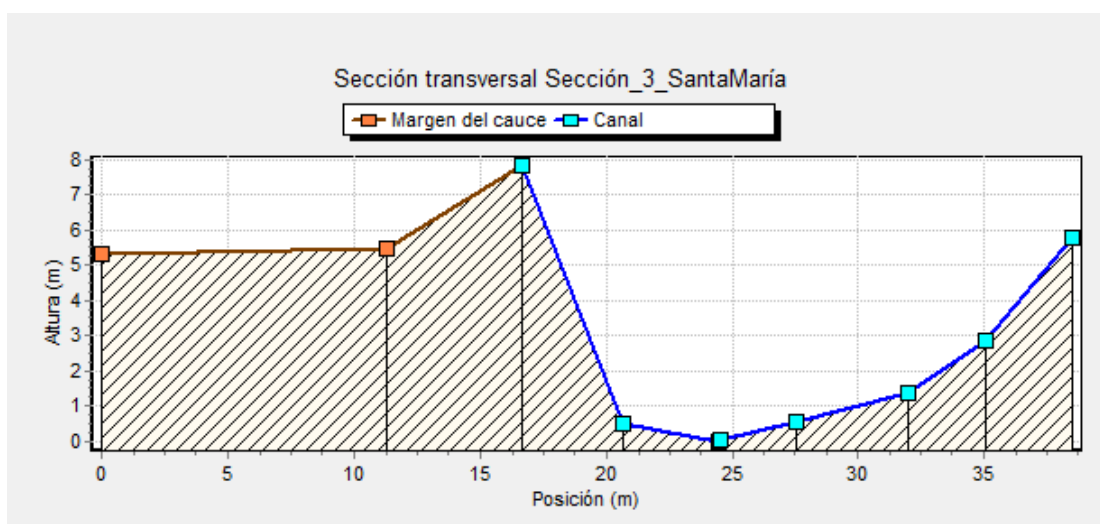


Figura 13: Perfil Transversal Progresiva 4.520 del Arroyo Santa María Actual. Cota de Fondo 60.42m IGM.

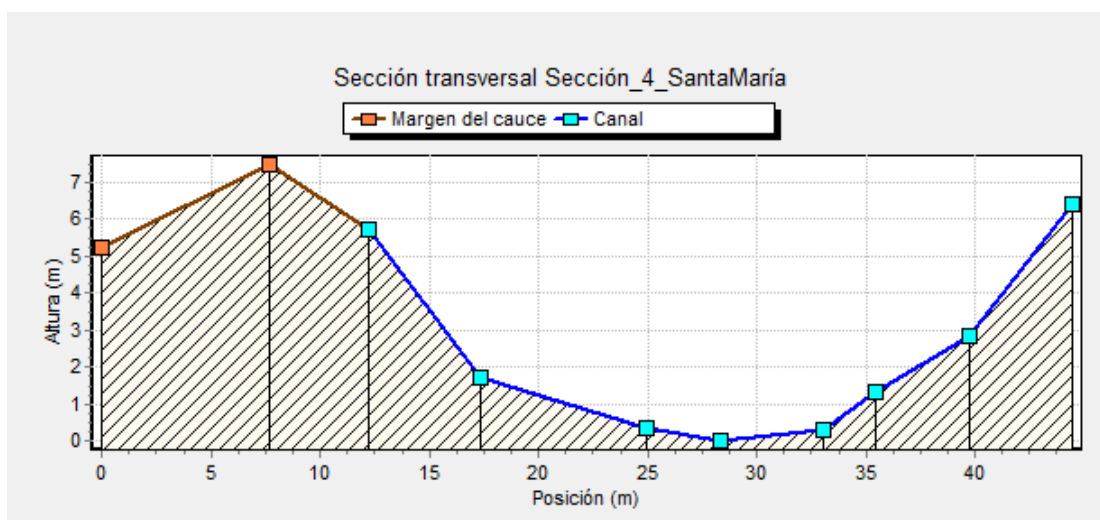


Figura 14: Perfil Transversal Progresiva 3.500 del Arroyo Santa María Actual. Cota de Fondo 59.59m IGM.

IV.4. Resultados.

Los resultados de las corridas hidráulicas generadas para las tres topologías descritas en el apartado anterior se evalúan a continuación:

En primer lugar se realizó la corrida para la situación previa (Topología 1) a fin de ajustar el modelo teniendo como referencia datos de cotas de pelo de agua identificados por personal del ICAA en ocasión de realizar las inspecciones a la obra del Arroyo Noé Fortuna y también en la del Arroyo Avalos o Vizcaíno. Estos valores de cota de pelo de agua tomados fueron de aproximadamente 67.48m IGN a 67.51m IGN para eventos críticos que son los que dejan las marcas, en el caso que se evalúa, es decir una tormenta de TR 2 años estos valores de cotas alcanzados en el embalse fueron de 67.27m IGN lo cual es razonable al ser éste un evento frecuente y teniendo en cuenta la precisión con la que se trabaja ante la información disponible. Es así que la situación Natural, refleja no solo una altura de inundación aceptable en el área sino que los tiempos de permanencia han sido corroborados por los vecinos del área como los propietarios de la Estancia Florencia, con quienes se ha conversado bastante sobre la problemática y descripción de las situaciones. En la **Figura 15: Evolución de las Cotas del Pelo de Agua en el Embalse para la situación a 1999.**, puede corroborarse los largos períodos de tiempos que tarda el sistema en evacuar los excesos de la tormenta de 45 días de duración y TR 2 años, pudiendo observarse en la modelación que al cabo de 365 días en los que se corrió el modelo solo podía evacuar el 80% del exceso generado, sabiendo que además posteriormente a la tormenta aplicada el sistema sigue recibiendo otras tormenta con lo cual el sistema permanece casi lleno la mayor parte del año.

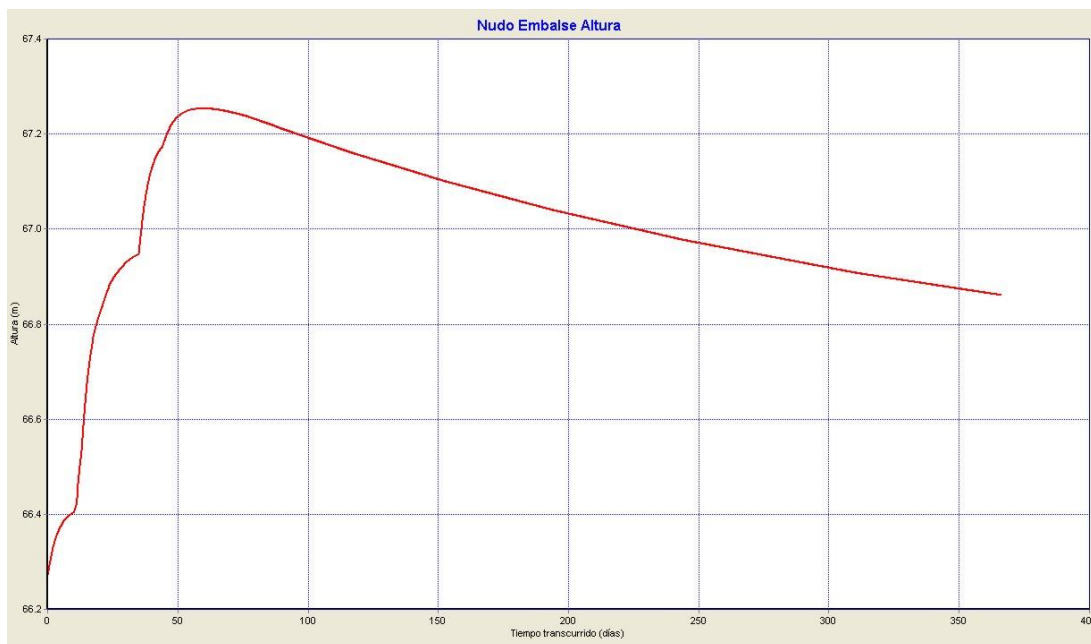


Figura 15: Evolución de las Cotas del Pelo de Agua en el Embalse para la situación a 1999.

Si se observa en la **Figura 16** el resumen de la corrida realizada para esta situación los datos de mayor relevancia a interpretación del equipo técnico es la altura que alcanza el Embalse, 67.25m IGN y el caudal de salida del viejo canal del Arroyo santa María con 9.63m³/s.

Resumen Nivel Nudos

Nudo	Nivel Medio Metros	Nivel Max. Metros	Altura Max. Metros	Instante de Valor Máx. días hr:min	Inundac. Total mm/ha	Tiempo Minutos Inundado
3	1.20	1.65	66.24	59 07:19	0	0
4	1.15	1.66	65.59	59 08:00	0	0
5	0.66	0.92	63.92	59 08:07	0	0
1	0.67	0.97	60.66	78 03:02	0	0
Embalse	0.74	0.98	67.25	59 07:18	0	0

Resumen Caudales Conductos

Conducto	Caudal Máximo CMS	Instante de Caudal Máx. días hr:min	Veloc. Máxima m/seg	Factor Longi.	Máximo /Diseño Caudal	Total Minutos En carga
1	9.63	59 08:08	1.28	1.00	0.01	0
11361	9.63	59 07:03	0.66	1.00	0.06	0
3	9.63	59 07:19	0.61	1.00	0.12	0
4	9.63	59 08:07	1.11	1.00	0.03	0

Figura 16: Resumen de la Modelación del Sistema al año 1999.

La segunda situación Modelada es la condición actual, es decir considerando a los canales actuales como las rectificaciones y adecuaciones de los Arroyos Noé, Fortuna y Avalos o Vizcaíno, la evolución del Embalse ante la presencia de estos canales se observa en la **Figura 17**, donde lo más relevante es la disminución del tiempo de anegamiento del sistema ya que a los 80 días prácticamente el embalse ha evacuado todo su volumen.



Figura 17: Evolución de las Cotas del Pelo de Agua en el Embalse para la situación Actual.

Resumen Nivel Nudos

Nudo	Nivel Medio Metros	Nivel Max. Metros	Altura Máx. Metros	Instante de Valor Máx. días hr:min	Inundac. Total mm/ha	Tiempo Minutos Inundado
3	2.22	2.64	64.95	47 22:00	0	0
4	2.59	3.03	64.38	47 18:31	0	0
5	2.13	2.51	62.93	47 18:34	0	0
6	2.10	2.52	64.97	47 22:11	0	0
7	2.31	2.74	65.56	47 19:23	0	0
8	2.37	2.78	66.05	47 12:57	0	0
9	2.53	2.97	66.69	47 12:32	0	0
10	2.24	2.67	65.07	47 18:06	0	0
11	2.24	2.66	65.03	47 22:09	0	0
12	2.23	2.65	64.99	47 18:13	0	0
1	2.13	2.51	62.20	47 18:34	0	0
Embalse_Canales	2.53	3.01	67.18	47 07:30	0	0

Resumen Caudales Conductos

Conducto	Caudal Máximo CMS	Instante de Caudal Máx. días hr:min	Veloc. Máxima m/seg	Factor Longi.	Máximo /Diseño Caudal	Total Minutos En carga
1	48.17	47 18:34	1.31	1.00	0.09	0
2	32.10	47 08:01	1.04	1.00	0.16	0
3	48.17	47 18:30	1.17	1.00	0.29	0
4	48.17	47 18:34	1.69	1.00	0.13	0
5	32.10	47 07:30	0.92	1.00	0.39	0
6	32.10	47 07:33	1.00	1.00	0.46	0
7	32.10	47 13:00	0.84	1.00	0.22	0
8	32.10	47 13:32	1.01	1.00	0.25	0
9	16.07	47 18:06	0.38	1.00	0.59	0
10	16.07	48 02:49	0.53	1.00	0.54	0
11	16.07	48 02:59	0.47	1.00	0.54	0
12	16.07	48 02:52	0.50	1.00	0.54	0

Figura 18: Resumen de la Modelación del Sistema Actual.

En el Resumen de la Modelación con la Topología 2, pude observarse como datos más relevantes a la Cota de Pelo de Agua que alcanza el Embalse, de 67.18m IGN es decir 0.07m inferior a la situación de 1999, con una permanencia posterior a la precipitación de TR 2 años de solo 45 días, mientras que en el caso anterior a más de 365 días el embalse solo reducía su cota en 0.40m. Por otra parte la red actual de canales y las condiciones del Arroyo Santa María permiten una evacuación máxima de caudal de 48.17m³/s., para el evento de TR 2 años.

Por último, en la Topología 3 se ha generado la Modelación con la presencia de la ampliación de canales, que ante el mismo evento de 45 días de duración y ahora 100 años de Tiempo de Recurrencia como lo solicita la DNV arrojan los siguientes resultados y conclusiones.

Como hipótesis de cálculo se ingresó al modelo, canales que representan aproximadamente 15km de extensión con una solera de 6m, un talud de 1:1.5 y una profundidad promedio de 1.25m, estos poseen un almacenamiento con valores como los mostrados en la **Figura 15**. Esta nueva situación, no evidencia modificaciones de consideración en la evolución de la situación del Embalse ni en los caudales erogados por el Arroyo Santa María cuando ya recoge la totalidad de canales y Arroyos del sistema.

En la **Figura 20**, puede observarse los resultados de la corrida con los canales de saneamiento y acusando cotas de Pelo de Agua de 67.76m IGN y con caudales en el tramo del Arroyo Santa María de 71.10m³/s.

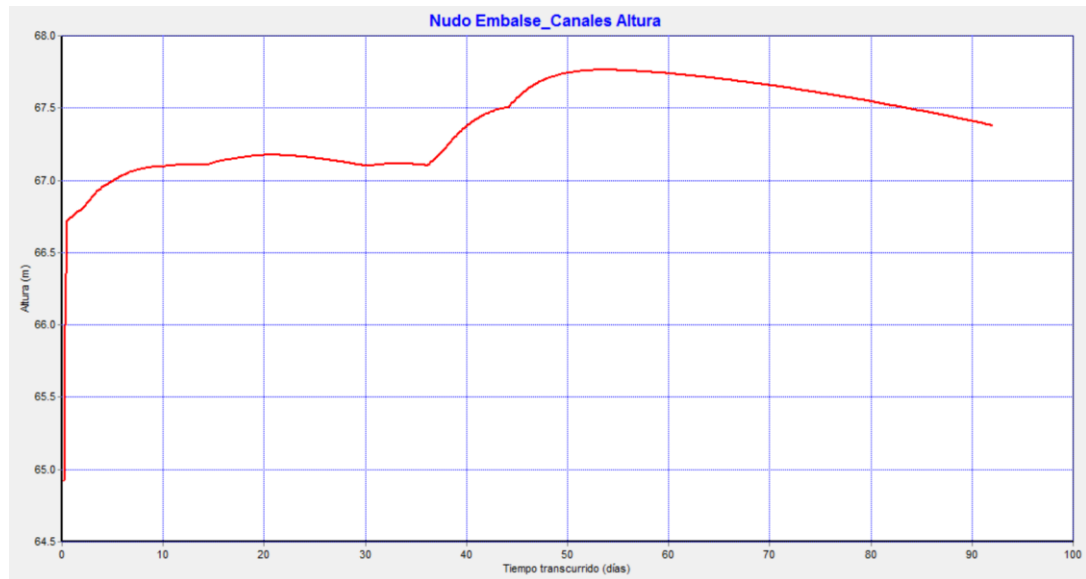


Figura 19: Evolución de las Cotas del Pelo de Agua en el Embalse para TR 100 años.

Nudo	Nivel Medio Metros	Nivel Max. Metros	Altura Máx. Metros	Instante de Valor Máx. días hr:min	Inundac. Total mm/ha	Tiempo Minutos Inundado
3	2.85	3.23	65.54	53 19:17	0	0
4	3.22	3.59	64.94	53 18:46	0	0
5	2.67	2.99	63.41	53 18:52	0	0
6	2.73	3.11	65.56	53 19:56	0	0
7	2.93	3.29	66.11	53 13:18	0	0
8	2.96	3.29	66.56	53 12:51	0	0
9	3.17	3.51	67.23	53 11:34	0	0
10	2.88	3.25	65.65	53 19:04	0	0
11	2.87	3.25	65.62	53 19:33	0	0
12	2.86	3.24	65.58	53 19:19	0	0
1	2.68	2.99	62.68	53 18:50	0	0
Embalse_Canales	3.22	3.59	67.76	53 06:07	0	0

Resumen Caudales Conductos

Conducto	Caudal Máximo CMS	Instante de Caudal Máx. días hr:min	Veloc. Máxima m/seg	Factor Longi.	Máximo /Diseño Caudal	Total Minutos En carga
1	71.10	53 18:50	1.49	1.00	0.14	0
2	48.54	53 18:51	1.33	1.00	0.24	0
3	71.10	53 18:45	1.35	1.00	0.43	0
4	71.10	53 18:49	1.93	1.00	0.19	0
5	48.54	53 06:09	1.05	1.00	0.60	0
6	48.54	53 06:39	1.16	1.00	0.70	0
7	48.54	53 07:33	0.95	1.00	0.33	0
8	48.54	53 18:51	1.15	1.00	0.37	0
9	22.56	53 13:48	0.41	1.00	0.83	0
10	22.56	54 04:19	0.79	1.00	0.76	0
11	22.56	54 04:28	0.55	1.00	0.76	0
12	22.56	54 04:31	0.53	1.00	0.76	0

Figura 20: Resumen de la Modelación del Sistema Futuro.

En consecuencia se puede deducir que el caudal esperado en la salida del canal del Arroyo Santa María para una tormenta de 100 años de Tiempo de recurrencia con una duración de 45 días es de 71.10m³/s, valor que permite el dimensionado de la obra de paso a la ruta y el dissipador de energía que debe proyectarse aguas abajo del mismo.

V. OBRA DE PROTECCIÓN CONTRA EROSIÓN EN ARROYO SANTA MARÍA.

Para el desarrollo del diseño de la protección contra la erosión en esta sección se han considerado las nuevas condiciones que impone la construcción del nuevo puente. La primera tarea desarrollada en consecuencia para proponer el diseño del Amortiguador fue la realización del estudio pormenorizado de la topografía de la sección de trabajo y de los canales de aducción y evacuación de los excesos que se transportan. En segundo término el diseño hidráulico propiamente dicho de la obra de protección que se adapta a la nueva obra de paso del arroyo que consiste en un puente de 30m de luz.

V.1. Hidráulica del Disipador de Energía en Arroyo Santa María.

Para el cálculo del Disipador de Energía o Amortiguador que deberá diseñarse en la sección del puente a construirse en el arroyo Santa María se tomará como caudal de diseño el obtenido de los procedimientos de cálculos y modelación de los puntos anteriores. Este valor de caudal será el utilizado para el cálculo de las formas y dimensiones de la obra que permita hacer pasar estos excesos por la sección de la ruta correspondiente al puente a construir en coincidencia del arroyo Santa María con la traza de la ruta nacional N°12.

El trabajo que se desarrolla en este informe corresponde a la realización del diseño para la protección de la obra de drenaje transversal que ante el contexto de suelo y topografía provocan condiciones que están poniendo en riesgo la estabilidad de la actual obra de arte y también lo harán con el puente que se proyecta construir. Su funcionamiento actual, está generando a la salida de la alcantarilla un importante proceso de erosión como se ilustra en las fotografías siguientes.



El trabajo intenta proveer a partir del contexto de suelo y topografía del lugar, de un diseño de estructura que permita la disipación de la energía con que descargan los excesos que traslada arroyo Santa María y proteger de esa forma contra la erosión que se produce aguas debajo de la misma, permitiendo a su vez que el sistema de conducción pueda cumplir con su función en forma eficiente y eficaz, con una fácil operación y mínimo mantenimiento, evacuando el caudal de diseño.

El funcionamiento hidráulico de la sección del puente del arroyo Santa María en la ruta nacional N° 12 se puede asimilar al funcionamiento de un canal cuya descarga se produce sin control, en ese caso y como el salto existe puede según las condiciones del mismo - en este caso ocurre -, producirse que la descarga pase por el tirante crítico y entre al canal con un régimen supercrítico o turbulento. El salto topográfico existente entre el fondo de la alcantarilla y la solera del cauce en una sección ubicada por ejemplo a una 120m aguas abajo es de 4.10m, es decir que el agua al pasar por la alcantarilla debe salvar esa altura para continuar por el cauce actual hacia el río Paraná.

Este salto en la solera del canal implica que es necesario disipar la energía del agua, aguas abajo de la alcantarilla para evitar la socavación que hoy se produce al alcanzarse velocidades de importancia y superiores a las toleradas por los suelos del lugar, en consecuencia es necesario revestir el canal de descarga.

Con esta información y aplicando lo recomendado por el Bureau of Reclamation en su publicación del año 1957, "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators" en Engineering Monograph N° 25, en la que se han realizado una serie de pruebas para determinar las propiedades del resalto hidráulico. La forma del resalto y las características de su régimen se pueden relacionar por ejemplo al factor cinético

$\frac{V^2}{g \times h}$, de la descarga que entra en el estanque; al tirante crítico h_c ; o al Número de Froude

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \times h}}$$

Se puede realizar el diseño de un cuenco amortiguador para distintas formas del resalto formado, es decir que será necesario primero definir el tipo de resalto que se forma para elegir el diseño del cuenco amortiguador que mejor se adapte a éste. Para ello, es necesario determinar las condiciones de funcionamiento del salto hidráulico que se produce aguas abajo del puente a construirse en la ruta nacional N° 12, para el caudal de diseño y las condiciones topográficas del lugar, así como las condiciones impuestas de un puente de 30m de luz, en consecuencia se determinó un caudal de diseño para 100 años de tiempo de recurrencia de $Q_{diseño} 71.1m^3 / s$, determinado en la hidrología e hidráulica del sistema que se evacua y se define una estructura de ancho igual a 20m, el caudal por unidad de ancho es:

$$q_{unitario} = \frac{Q_{diseño}}{b} = \frac{71.1m^3 / s}{20m} = 3.555m^3 / s / m$$

El tirante conjugado menor es $h_1 = \frac{q_{unitario}}{V_1}$, donde, V_1 es la velocidad para el tirante conjugado menor y se puede calcular como $V_1 = \sqrt{2 \times g \times Z}$, siendo Z la altura total de la caída, la cual puede calcularse según las condiciones topográficas, de la siguiente manera:

$$Z = h_n + a - h_1;$$

Donde:

h_n = Altura de agua normal antes de la caída.

a = Altura de la caída

Por lo tanto $Z = 1.44m + 4.10m - h_1$ como no conocemos el valor de h_1 , el mismo se comienza estimándolo en primera instancia, hasta que se compruebe que el valor adoptado es el correcto. Para ello, adoptando $h_1 = 0.35m$

$$Z = 1.44m + 4.10m - 0.35m = 5.19m$$

$$V_1 = \sqrt{2 \times 9.81 \times 5.19} = 10.09 \text{ m/s}$$

$$h_1 = 3.555 \text{ m}^3/\text{s} / 10.09 \text{ m/s} = 0.352 \text{ m}$$

El valor de h_1 adoptado es muy próximo al calculado por lo que podría considerarse como iguales, por lo tanto el número de Froude para este salto es:

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{g \times h_1}} = 10.09 \text{ m/s} / \sqrt{9.81 \text{ m/s}^2 \times 0.352 \text{ m}} = 5.43$$

Para estas condiciones el tirante conjugado seciente a la salida es de:

$$h_2 = \sqrt{\frac{2 \times h_1 \times V_1^2}{g} + \frac{h_1^2}{4}} - \frac{h_1}{2}$$

$$h_2 = \sqrt{\frac{2 \times 0.352 \text{ m} \times 10.09^2 \text{ m}^2/\text{s}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} + \frac{0.352^2 \text{ m}^2}{4}} - \frac{0.352 \text{ m}}{2} = 2.53 \text{ m}$$

Para realizar el diseño de un estanque para estas condiciones de funcionamiento donde el Número de Froude es mayor que 4.5, se recomienda el tipo de cuenca amortiguador Tipo III según la publicación citada anteriormente y como Tipo II Fig. 206 de página 326 en el Libro de Diseño de Pequeñas Presas ambas publicaciones del Bureau of Reclamation.

Las dimensiones de las piezas que componen el cuenco amortiguador son calculadas a partir de los parámetros determinados anteriormente, como el tirante conjugado al ingreso al resalto, el Número de Froude y el tirante conjugado seciente a la salida del mismo.

Los detalles de las dimensiones y forma que adquiere el cuenco amortiguador se puede observar en los Planos N° 03 a N° 05 y sus láminas que acompaña este informe.

Si bien la longitud natural del cuenco amortiguador en condiciones normales es de 13.10m, este valor puede acortarse con la instalación de dispositivos adicionales, como bloques deflectores y umbrales que son utilizados en esta propuesta, permitiendo así reducir el tamaño de la obra manteniendo la seguridad del mismo. De esta forma la longitud del cuenco amortiguador con la colocación de estos dispositivos se reduce a 6.10m.

V.2. Obras complementarias.

La ejecución de una obra de protección como la propuesta, hace necesaria la adecuación del entorno y la construcción de obras que podrían considerarse como complementarias del Amortiguador. Estas obras permitirán ordenar la llegada de las cunetas que descargan al sistema de escurrimiento, siempre aguas arriba del puente a construir, así como la conformación de los rellenos a los lados de la obra de Amortiguación para contener parte de los terraplenes laterales de la obra.

Aguas Abajo de la ruta nacional N°12:

Ordenar la descarga requiere de la construcción de un muro de sostenimiento de 10m de longitud a cada lado del final de la obra de Amortiguación, éstos comienzan el ala de descarga del amortiguador se construye en esa longitud, para permitir la conformación del talud de suelo alrededor de la obra.

Las cunetas de ambos lados descargan en forma natural como lo hacen en la actualidad.

Aguas Arriba de la ruta nacional N°12:

Aguas arriba la obra, se necesitará de la conformación de un canal trapecial revestido en hormigón armado con un ancho de solera de 20m y taludes 1:1 hasta cubrir la cota 61m IGN su eje deberá tener una extensión que va desde los límites del espacio de reserva de ruta (alambre suroeste) hasta la cara de aguas arriba del puente a construir en esta sección.

La construcción del canal de aducción revestido en hormigón armado hasta la cota 61m IGN hace necesario la construcción de sendos sumideros de rejillas horizontales que permitan tomar los excesos de las cunetas de este lado de la ruta. La reja deberán estar colocadas a cota 60.50m IGN y conformar las cunetas en consecuencia para permitir el ingreso a los sumideros, éstos estarán vinculados por caños de diámetro 800mm a los taludes del canal de aducción lo que permitirá la efectiva evacuación de los excesos transportados por estas.

Los detalles de las obras mencionadas se pueden observar en el Plano N° 05 y sus Láminas.

ESTUDIO DE SUELOS

PUENTE ARROYO SANTA MARÍA

Provincia de Corrientes



COMITENTE:

CAMINOS DEL PARANÁ

Octubre de 2017

ÍNDICE

1. OBJETIVO.....	1
2. ESTUDIOS Y ENSAYOS REALIZADOS.....	1
2.1. PROCEDIMIENTO EN CAMPAÑA.....	1
2.1.1. <i>Perforaciones</i>	1
2.1.2. <i>Ensayo de Penetración Estándar (SPT)</i>	2
2.1.3. <i>Barrenos</i>	2
2.1.4. <i>Tareas Varias</i>	2
2.2. TAREAS DE LABORATORIO	3
3. CONCLUSIONES.....	4
3.1. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO	4
3.2. PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE.....	10
3.3. NIVEL FREÁTICO	11
3.4. ENSAYOS QUÍMICOS.....	11
3.4.1. <i>Agresividad en suelos de contacto</i>	11
3.4.2. <i>Agresividad en aguas</i>	11
4. RECOMENDACIONES	12
4.1. METODOS DE DISEÑO – CAPACIDAD DE CARGA	12
4.1.1. <i>Parámetros de suelos adoptados para el cálculo de capacidad</i>	14
4.1.2. <i>Resultados cálculos tensiones admisibles por fuste (Estribo y Cauce)</i>	16
4.1.3. <i>Resultados cálculos tensiones admisibles por punta (Estribo y Cauce)</i>	16
4.2. SISTEMA DE FUNDACIONES	17
4.3. PILOTES DE ESTRIBOS Y CAUCE	17
4.3.1. <i>Profundidad de Implante Pilotes</i>	17
4.3.2. <i>Tensiones admisibles por fuste</i>	17
4.3.3. <i>Tensiones admisibles por punta</i>	17
4.4. CAPACIDAD PORTANTE.....	18
4.5. CONSIDERACIONES PARTICULARES	19
5. RELEVAMIENTO GRÁFICO	20
5.1. CROQUIS UBICACIÓN GENERAL	20
5.2. CROQUIS UBICACIÓN DE LOS SONDEOS	21
5.3. CROQUIS PERFIL ESTRATIGRAFICO	22
5.4. RELEVAMIENTO FOTOGRÁFICO	23
6. ANEXO PLANILLAS.....	26
6.1. PLANILLAS DE ENSAYOS, DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS	26

6.2.	PERFILES COLUMNARES GEOMECÁNICO	26
6.3.	ENSAYOS TRIAXIALES.....	26
6.4.	ENSAYOS QUIMICOS.....	26

Estudio de Suelos

PUENTE ARROYO SANTA MARÍA

Provincia de Corrientes

1. OBJETIVO

El presente estudio consiste en la determinación de los parámetros mecánicos y físicos del subsuelo correspondiente al arroyo Santa María, sobre RN N°12, en la provincia de Corrientes, donde se proyecta construir un puente sobre el cauce del citado arroyo, para luego recomendar el sistema de fundación, las tensiones admisibles aconsejables a utilizar en el cálculo y consideraciones útiles a tener en cuenta a la hora de la planificación y ejecución de la obra.-

2. ESTUDIOS Y ENSAYOS REALIZADOS

2.1. PROCEDIMIENTO EN CAMPAÑA

2.1.1. Perforaciones

Este trabajo consistió en la realización de seis (6) ensayos de penetración estándar tipo SPT, con extracción de muestras a cada metro de profundidad, identificado desde P1 a P6.-

Los mismos se encuentran detallados a continuación:

SONDEO	COTA B.P. (m)	PROF. (m)(*)	COORDENADAS
P1	+55,00	30,60	27°25'48.9"S 57°37'02.4"O
P2	+60,00	30,60	27°25'51.3"S 57°37'01.4"O
P3	+54,70	30,60	27°25'48.3"S 57°37'03.1"O
P4	+55,00	30,60	27°25'48.1"S 57°37'03.9"O
P5	+60,00	30,60	27°25'49.3"S 57°37'05.5"O
P6	+65,00	30,60	27°25'48.9"S 57°37'06.3"O

(*) Las profundidades de los sondeos están referidas a la boca de pozo en la superficie del terreno de las perforaciones.-

2.1.2. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Una vez alcanzada la profundidad adecuada con la pala barreno, medida desde la superficie, se procedió a realizar el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) a cada metro de avance.

El SPT consiste en contar los números de golpes N necesarios para hincar la cuchara sacamuestra (Moretto) 30cm en el terreno al ser golpeada mediante una masa con un peso de 65kg desde una altura fija de caída libre $h = 75\text{cm}$, produciendo una energía de impacto igual a 4875kgcm, la cuchara sacamuestra se conecta a la cabeza de impacto mediante barras rígidas de acero de $1\frac{1}{4}$ " de diámetro y longitud 1,50m. Los N_{SPT} informados están corregidos mediante la siguiente expresión $N_{\text{CORR}} = N_{\text{MORETTO}}/1,25$.

El ensayo completo consiste en hacer penetrar 60cm el sacamuestra, siendo de utilidad los datos registrados en los 30cm centrales, luego de extraer el sacamuestra se procede a barrenar la perforación con motivo de extraer mas muestra para los diferentes ensayos y llegar al nivel del nuevo SPT.

Los ensayos normalizados de penetración se realizan a fin de obtener valores de compacidad y consistencia de los suelos "in situ", aproximaciones que posteriormente se ajustan en laboratorio.

En las profundidades en las que se detecta la napa freática o es probable que el suelo encontrado se desmorone no es posible el avance mediante barreno y debido a esto se recurre al método del lavado, esta operación consiste en la inyección y recirculación de lodo de perforación. Mediante el uso de una bomba se inyecta el lodo por las barras de perforación el cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y es expulsado al exterior a través del flujo de retorno donde se analiza el sedimento. El lodo de perforación consiste en una lechada de agua y bentonita.-

El procedimiento se complementa con una cuchara sacamuestra apropiada que se reemplaza en el extremo de la barra una vez alcanzada la profundidad elegida para recuperar muestras de suelo.

2.1.3. Barrenos

Los sondeos se realizaron mediante barreno en toda la profundidad con motivo de extracción de muestra a efecto de reconstruir la secuencia estratigráfica, permitiendo mediante visual directa y tacto volcar en planillas de campañas las condiciones naturales en las que se encontraba el suelo en el momento del estudio, (color, olor, textura, etc.) para luego proceder a la identificación precisa mediante los ensayos de clasificación según (H.R.B.) y el sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.).

Las muestras se recogen en doble bolsa de polietileno, y protegidas de los rayos solares, para evitar alteraciones en el contenido de humedad.

2.1.4. Tareas Varias

Se procede a realizar un relevamiento visual del entorno con motivo de volcar la mayor información posible, referente la existencia de cámaras de inspección, pozos negros, estado de los edificios linderos, puntos de referencias de los sondeos, infraestructura, etc.

El posicionamiento de los sondeos se realiza mediante navegador electrónico G.P.S. Garmin e-trex VISTA Cx.-

2.2. TAREAS DE LABORATORIO

En la totalidad de las muestras extraídas se realizaron los siguientes ensayos:

- Granulometrías (IRAM N° 10507/59)
- Humedad Natural del suelo (IRAM N°10519/70)
- Limite Líquido (IRAM N° 10501/68)
- Limite Plástico- Índice de Plasticidad (IRAM N° 10502/68)
- Clasificación de Suelos de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos "S.U.C.S." (IRAM N° 10509/81)
- Los testigos cohesivos fueron moldeados para ensayos triaxiales del tipo escalonado rápido. Se determinan parámetros mecánicos no drenados. En suelos granulares, difícilmente moldeables, es suficiente la estimación de los parámetros de resistencia a través de la interpretación de los ensayos normalizados de penetración.

3. CONCLUSIONES

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Se ha estudiado el perfil estratigráfico de los suelos explorados, analizando sus características mecánicas y físicas.-

A continuación se detalla en forma general un resumen de las características de los mismos:

Perforación P1:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
0,00 – 8,00	SP	Arena mal graduada con gravas, color marrón claro y marrón claro amarillento. Contenido de material fino entre 3% y 4%.-	-	Suelta y Mediana
8,00 – 12,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada con restos de oxido y gravas, color marrón claro amarillento y marrón claro. Contenido de material fino >10%.-	-	Mediana, Densa, Muy Densa y Densa
12,00 – 20,00	SP	Arena mal graduada con restos de oxido y gravas en estrato superior, color marrón claro. Contenido de material fino entre 2% y 4%.-	-	Densa, Muy Densa y Densa
20,00 – 24,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada color marrón claro amarillento. Contenido de material fino entre 8% y 10%.-	-	Muy Densa y Densa
24,00 – 30,60	SP	Arena mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino >2%.-	-	Densa

Perforación P2:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
0,00 – 5,00	SC	Arena arcillosa con restos de materia orgánica en estratos superiores, color marrón oscuro y gris claro. Contenido de material fino entre 24% y 42%.-	-	Mediana, Suelta y Mediana
5,00 – 12,00	SP	Arena mal graduada con gravas en estratos superiores, color marrón claro. Contenido de material fino >2%.-	-	Mediana y Densa
12,00 – 16,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada color marrón claro amarillento. Contenido de material fino >9%.-	-	Densa
16,00 – 24,00	SP	Arena mal graduada color marrón claro amarillento y marrón claro. Contenido de material fino entre 1% y 4%.-	-	Densa, Muy Densa y Densa
24,00 – 28,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas, color marrón claro amarillento. Contenido de material fino entre 8% y 10%.-	-	Densa
28,00 – 30,60	SP	Arena mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino >3%.-	-	Densa

Perforación P3:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
0,00 – 8,00	SP	Arena mal graduada con gravas, color marrón claro y marrón claro amarillento. Contenido de material fino entre 1% y 4%.-	-	Mediana y Densa
8,00 – 13,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas, color marrón claro amarillento y marrón claro. Contenido de material fino entre 7% y 10%.-	-	Densa
13,00 – 20,00	SP	Arena mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino >1%.-	-	Densa, Muy Densa y Densa
20,00 – 24,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas, color marrón claro amarillento. Contenido de material fino >7%.-	-	Densa
24,00 – 30,60	SP	Arena mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino >2%.-	-	Densa, Muy Densa y Densa

Perforación P4:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
0,00 – 8,00	SP	Arena mal graduada con gravas, de tamaños considerables en superficie, color marrón claro. Contenido de material fino >3%.-	-	Suelta y Mediana
8,00 – 12,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas y restos de óxido, color marrón claro amarillento. Contenido de material fino >10%.-	-	Mediana y Densa
12,00 – 20,00	SP	Arena mal graduada con restos de óxido y gravas, color marrón claro. Contenido de material fino >2%.-	-	Densa
20,00 – 25,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada color marrón claro amarillento. Contenido de material fino entre 8% y 11%.-	-	Densa y Muy Densa
25,00 – 30,60	SP	Arena mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino >1%.-	-	Densa

Perforación P5:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
0,00 – 5,00	SC	Arena arcillosa con restos de materia orgánica y óxido en estratos superiores, color marrón oscuro y gris claro. Contenido de material fino entre 25% y 43%.-	-	Suelta y Mediana
5,00 – 12,00	SP	Arena mal graduada con gravas en estratos intermedios, color marrón claro. Contenido de material fino entre 2% y 4%.-	-	Mediana
12,00 – 16,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino >9%.-	-	Densa
16,00 – 24,00	SP	Arena mal graduada con gravas, color marrón claro. Contenido de material fino entre 2% y 4%.-	-	Densa
24,00 – 29,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas en estrato intermedio, color marrón claro amarillento. Contenido de material fino entre 8% y 11%.-	-	Muy Densa y Densa
29,00 – 30,60	SP	Arena mal graduada con gravas, color marrón claro. Contenido de material fino >2%.-	-	Densa

Perforación P6:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
0,00 – 2,00	CL	Arcilla arenosa de plasticidad media y baja con restos de materia orgánica, color gris oscuro. Contenido de material fino >56%.-	Consistente	-
2,00 – 10,00	SC	Arena arcillosa con restos de óxido en estrato superior y gravas en inferior, color marrón oscuro y gris claro. Contenido de material fino entre 19% y 45%.-	-	Suelta y Mediana
10,00 – 17,00	SP	Arena mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino entre 1% y 4%.-	-	Mediana y Densa
17,00 – 21,00	SP-SM	Arena limosa mal graduada color marrón claro. Contenido de material fino entre 8% y 10%.-	-	Densa
21,00 – 29,00	SP	Arena mal graduada con gravas en estratos intermedios, color marrón claro. Contenido de material fino entre 2% y 4%.-	-	Densa y Muy Densa
29,00 – 30,60	SP-SM	Arena limosa mal graduada color marrón claro amarillento. Contenido de material fino 10%.-	-	Densa

3.2. PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE

Se efectuaron pruebas de compresión triaxial del tipo rápido con escalonamiento de tensiones, a fin de determinar los parámetros de resistencia al corte de los suelos de las muestras extraídas.-

El ensayo se realizó en condiciones no drenadas-no consolidadas (Prueba de compresión triaxial UU) a fin de determinar los parámetros de cohesión interna del suelo (C_u) y su ángulo de fricción interna (ϕ).-

A continuación se presentan los resultados de estos ensayos en las muestras de suelos presentadas en los puntos precedentes:

Perforación P2				
Prof. (m)	C_u (kg/cm ²)	ϕ (grados)	γ húmeda (kg/dm ³)	γ seca (kg/dm ³)
1,00	0,74	6°	1,99	1,68
2,00	0,40	3°	1,98	1,60

Perforación P5				
Prof. (m)	C_u (kg/cm ²)	ϕ (grados)	γ húmeda (kg/dm ³)	γ seca (kg/dm ³)
1,00	0,50	4°	2,03	1,66
2,00	0,61	5°	1,98	1,63

Perforación P6				
Prof. (m)	C_u (kg/cm ²)	ϕ (grados)	γ húmeda (kg/dm ³)	γ seca (kg/dm ³)
1,00	0,48	3°	1,91	1,59
2,00	0,58	5°	1,92	1,58

3.3. NIVEL FREÁTICO

En el momento de estudio se registraron filtraciones en las siguientes profundidades:

SONDEO	NIVEL FREÁTICO (m)	
	PROFUNDIDAD CORTE	PROF. ESTABILIZACIÓN
P1	1,20	1,00
P2	6,00	5,80
P3	1,00	0,80
P4	1,20	1,00
P5	6,20	6,00
P6	11,00	10,80

3.4. ENSAYOS QUÍMICOS

Se realizaron ensayos químicos a fin de obtener el grado de agresividad de los suelos investigados y de las muestras de aguas recuperadas en tareas de campaña siguiendo lo especificado en el reglamento argentino CIRSOC 201 – 2005.-

3.4.1. Agresividad en suelos de contacto

De los resultados obtenidos en el laboratorio y presentados en las planillas anexas correspondientes, se puede concluir afirmando que existen suelos agresivos con grado de ataque moderado en ciertos estratos de los perfiles de suelo.-

3.4.2. Agresividad en aguas

De los resultados obtenidos en el laboratorio y presentados en las planillas anexas correspondientes, se puede concluir afirmando que solo la perforación P2 arroja grado de ataque moderado.-

4. RECOMENDACIONES

En este capítulo de “Recomendaciones”, con la interpretación de los resultados del estudio de suelo y la interacción con la obra a construirse, se procede a sugerir las alternativas de fundaciones más adecuadas, profundidad de implante y tensiones admisibles, como así también las precauciones a tener en cuenta durante la ejecución de los trabajos de excavación.-

4.1. METODOS DE DISEÑO – CAPACIDAD DE CARGA

De acuerdo a las características del proyecto se realiza la evaluación geomecánica, determinación de posibles alternativas de fundación y adopción de tensiones admisibles empleando los siguientes métodos:

- **Método de J. Brinch Hansen. Parámetros de suelos y dimensiones, forma y profundidad de la fundación (Instituto Geotécnico Danés 1961)**

La fórmula obtenida por el ingeniero danés J. Brinch Hansen es una generalización que incluye como casos particulares la fórmula de Terzaghi y la fórmula de Skempton, incluye además de forma y profundidad.-

$$Q_p : A_p \sim (c + \bar{q} \tan \varphi) N_c s_c d_c \sim (c N_c + \bar{q} N_q) s_c d_c$$

Dónde:

Qp: carga en la punta

Ap: área de la punta

Nc y Nq: factores de carga

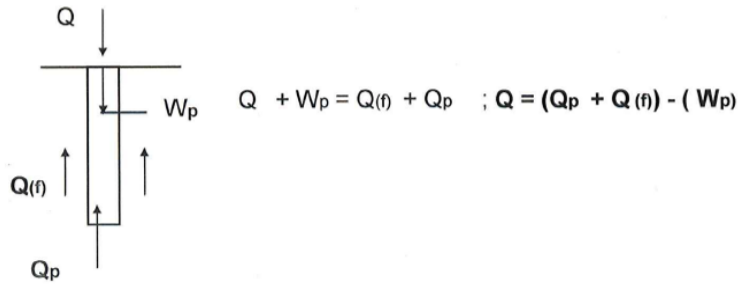
c: cohesión del estrato

sc: coeficiente de forma de fundación

dc: coeficiente de profundidad de fundación

q̄: Presión efectiva a nivel de punta

- **Método de equilibrio limite. Parámetros de suelos a partir de resultados de SPT (Tomlinson, 1996)**



Los símbolos anteriores significan:

Q = carga actuante sobre el pilote

Qp = resistencia admisible de punta

Q(f) = resistencia admisible por fricción lateral

Wp = peso propio del pilote

Qp = resistencia de punta = $A_p \times q_p$

donde: A_p = área de la punta

q_p = resistencia admisible de punta

Q(f) = Resistencia friccional = $A_l \times q_{f \text{ prom}}$

donde: A_l = área lateral

$q_{f \text{ prom}}$ = resist. friccional ponderada

$\phi = 20 + (0,45 \times \text{NSPT})$ – Criterio general

$\phi = 28,5 + (0,4 \times \text{NSPT})$ – Peck

$\phi = 15 + (\sqrt{15 \times \text{NSPT}})$ - Japan Road Boreau

$$Q(f) = Q * K_s * \text{tg } \delta * q'_v * L \text{ – Arenas}$$

$$Q(f) = \alpha * c_u * \pi * D * L \text{ – Arcillas}$$

$$Q_p = \pi * r^2 * (q'_v * N_q)$$

4.1.1. Parámetros de suelos adoptados para el cálculo de capacidad

➤ **ESTRIBOS FUSTE**

- **Cota +55,00mts a +50,00mts**

Arena mal graduada (SP)

Angulo de fricción $\phi = 27^\circ$

Coeficiente de Balasto $K_h = 3,00 \text{ kg/cm}^3$

- **Cota +50,00mts a +47,00mts**

Arena mal graduada (SP)

Angulo de fricción $\phi = 30^\circ$

Coeficiente de Balasto $K_h = 4,00 \text{ kg/cm}^3$

- **Cota +47,00mts a +45,00mts**

Arena limosa mal graduada (SM-SP)

Angulo de fricción $\phi = 33^\circ$

Coeficiente de Balasto $K_h = 6,00 \text{ kg/cm}^3$

- **Cota +45,00mts a +43,00mts**

Arena limosa mal graduada (SM-SP)

Angulo de fricción $\phi = 36^\circ$

Coeficiente de Balasto $K_h = 8,00 \text{ kg/cm}^3$

- **Cota +43,00mts a +39,00mts**

Arena mal graduada (SP)

Angulo de fricción $\phi = 35^\circ$

Coeficiente de Balasto $K_h = 7,00 \text{ kg/cm}^3$

- **Cota +39,00mts a +35,00mts**

Arena mal graduada (SP)

Angulo de fricción $\phi = 36^\circ$

Coeficiente de Balasto $K_h = 8,00 \text{ kg/cm}^3$

➤ **ESTRIBOS PUNTA**

- **Cota +35,00mts**

Arena limosa mal graduada (SP-SM)

Angulo de fricción $\phi = 37^\circ$

➤ **CAUCE FUSTE**

- **Cota +50,00mts a +47,00mts**

Arena mal graduada (SP)

Angulo de fricción $\phi = 30^\circ$

Coeficiente de Balasto $K_h = 4,00 \text{ kg/cm}^3$

- **Cota +47,00mts a +45,00mts**

Arena limosa mal graduada (SM-SP)

Angulo de fricción $\phi = 33^\circ$

Coeficiente de Balasto $K_h = 6,00 \text{ kg/cm}^3$

- **Cota +45,00mts a +43,00mts**

Arena limosa mal graduada (SM-SP)

Angulo de fricción $\phi = 36^\circ$

Coeficiente de Balasto $K_h = 8,00 \text{ kg/cm}^3$

- **Cota +43,00mts a +39,00mts**

Arena mal graduada (SP)

Angulo de fricción $\phi = 35^\circ$

Coeficiente de Balasto $K_h = 7,00 \text{ kg/cm}^3$

- **Cota +39,00mts a +35,00mts**

Arena mal graduada (SP)

Angulo de fricción $\phi = 36^\circ$

Coeficiente de Balasto $K_h = 8,00 \text{ kg/cm}^3$

➤ **CAUCE PUNTA**

- **Cota +35,00mts**

Arena limosa mal graduada (SP-SM)

Angulo de fricción $\phi = 37^\circ$

4.1.2. Resultados cálculos tensiones admisibles por fuste (Estribo y Cauce)

COTA INICIAL (mts)	COTA FINAL (mts)	$\sigma_{\text{Fuste}} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$ EQUILIBRIO LIMITE
+50,00	+47,00	0,02
+47,00	+45,00	0,04
+45,00	+43,00	0,07
+43,00	+39,00	0,10
+39,00	+35,00	0,15

4.1.3. Resultados cálculos tensiones admisibles por punta (Estribo y Cauce)

METODO	$\sigma_{\text{Punta}} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
Equilibrio limite	15,75
Brinch Hansen	40,55
(*) ADOPTADO:	28,15

COEFICIENTE DE SEGURIDAD: 3

4.2. SISTEMA DE FUNDACIONES

Dadas las condiciones planteadas en los puntos anteriores respecto al tipo de suelo y las características de la superestructura, el sistema de fundación puede resolverse de acuerdo a los siguientes métodos:

➤ Fundación indirecta

Pilotes perforados y hormigonados en sitio con estabilización mediante empleo de lodo bentonítico.-

4.3. PILOTES DE ESTRIBOS Y CAUCE

4.3.1. Profundidad de Implante Pilotes

De acuerdo a las características del perfil geomecánico en general y a las condiciones de consistencia y compacidad en particular, se considera adecuado fundar los pilotes a una cota de **+35,00mts con respecto a la cota de rasante del puente.-**

- Esta cota corresponde a **-20,00mts desde boca de pozo de la Perforación P1.-**

4.3.2. Tensiones admisibles por fuste

COTA INICIAL (mts)(*)	COTA FINAL (mts)(*)	σ_{ADM} (Kg/cm ²)
+66,10	+50,00	despreciar
+50,00	+47,00	0,02
+47,00	+45,00	0,04
+45,00	+43,00	0,07
+43,00	+39,00	0,10
+39,00	+35,00	0,15

La longitud útil del pilote para el cálculo de la capacidad portante por fricción lateral es 15,00mts.-

4.3.3. Tensiones admisibles por punta

COTA IMPLANTE (mts)(*)	σ_{adm} (PP+SC) (Kg/cm ²)	σ_{adm} (PP+SC+V+F) (Kg/cm ²)
+35,00	28,15	36,60

La longitud útil del pilote para el cálculo de la capacidad portante por punta es 15,00mts.-

4.4. CAPACIDAD PORTANTE

Una vez definidas las tensiones admisibles para el cálculo se tiene para cada diámetro recomendado, tanto para estribo como para cauce:

➤ Pilote de estribo

DIÁMETRO PILOTE (cm)	CARGA ROTURA (TN)	CARGA ADMISIBLE (TN)	CARGA DINÁMICAS (TN)
80	522	174	216
90	645	215	269
100	783	261	328
110	936	312	392
120	1101	367	462

➤ Pilote de cauce

DIÁMETRO PILOTE (cm)	CARGA ROTURA (TN)	CARGA ADMISIBLE (TN)	CARGA DINÁMICAS (TN)
120	1101	367	462

4.5. CONSIDERACIONES PARTICULARES

➤ Capacidad de Carga

La capacidad de carga por punta de los pilotes se podrá mayorar un 30% para los casos de combinaciones de solicitaciones donde se incluyan cargas instantáneas (frenado y viento).-

➤ Grupo de Pilotes

Los pilotes deberán configurarse con una distancia mínima de 2,5 diámetros entre ejes. No resulta necesario aplicar reducción de capacidad de carga por efecto de grupo.-

➤ Diámetro recomendado

- **Pilotes Estribos**

Se recomienda trabajar con pilotes de diámetro entre 0,80mts y 1,20mts.-

- **Pilotes Cauce**

Se recomienda trabajar con pilotes de diámetro igual o mayor a 1,20mts.-

➤ Socavación

La magnitud de la socavación se encuentra incluida dentro de los primeros metros que se desprecian en el cálculo de la capacidad de carga de los pilotes de cauce por fricción lateral.-

Dicha profundidad debe ajustarse al realizar un análisis integral luego de diseñada la estructura soporte del puente y el estudio hidráulico.-

➤ Estabilidad de la excavación

Por tratarse de suelos granulares de densidad relativa suelta, en los primeros metros, y en estado saturado se deberá prever la utilización de un sistema de encamisado metálico a fin de evitar desmoronamientos durante la ejecución de las perforaciones para los pilotes.-

5. RELEVAMIENTO GRÁFICO

5.1. CROQUIS UBICACIÓN GENERAL

La ubicación de la zona en estudio con respecto a su entorno se detalla en la imagen satelital siguiente:



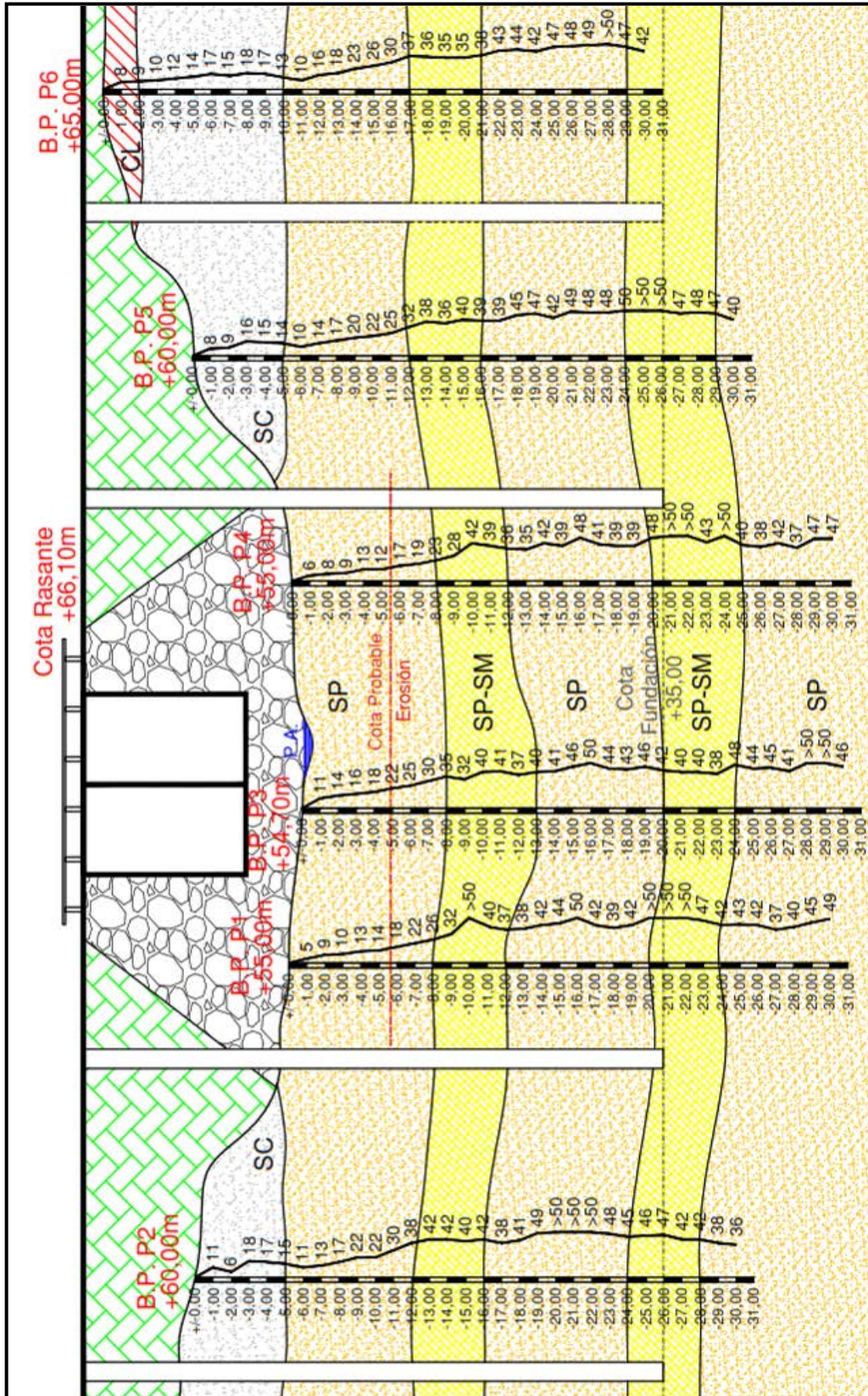
5.2. CROQUIS UBICACIÓN DE LOS SONDEOS

La ubicación detallada de los sondeos dentro del terreno se presenta en la imagen satelital siguiente:



5.3. CROQUIS PERFIL ESTRATIGRAFICO

El perfil obtenido queda definido de la siguiente manera:



5.4. RELEVAMIENTO FOTOGRÁFICO

FOTOGRAFÍA N°1

Perforación P1 – Prof. 30,60m



FOTOGRAFÍA N°2

Perforación P2 – Prof. 30,60m



FOTOGRAFÍA N°3

Perforación P3 – Prof. 30,60m



FOTOGRAFÍA N°4

Perforación P4 – Prof. 30,60m



FOTOGRAFÍA N°5

Perforación P5 – Prof. 30,60m



FOTOGRAFÍA N°6

Perforación P6 – Prof. 30,60m



6. ANEXO PLANILLAS

6.1. PLANILLAS DE ENSAYOS, DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

6.2. PERFILES COLUMNARES GEOMECÁNICO

6.3. ENSAYOS TRIAXIALES

6.4. ENSAYOS QUIMICOS

PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCIÓN DE LABORATORIO
CLASIFICACION S.U.C.S. - H.R.B.

PERFORACIÓN: P1																	
Perf. N°	Muestra N°	Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Cr	Pasa Tamiz				Cu	Cc	CLASIFICACION		DESCRIPCIÓN
		DE:	A:						# 4	# 10	# 40	# 200			H.R.B	S.U.C.S.	
P1	1	0,00	1,00	N.P.	N.P.	N.P.	12,80	-	100,0	98,7	78,5	4,9	2,95	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P1	2	1,00	2,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,00	-	100,0	98,9	76,6	4,6	3,16	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P1	3	2,00	3,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,80	-	100,0	98,5	78,3	4,8	3,02	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P1	4	3,00	4,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,50	-	100,0	98,6	76,3	3,2	3,02	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P1	5	4,00	5,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,80	-	100,0	99,1	78,9	4,6	3,02	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P1	6	5,00	6,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,20	-	100,0	98,7	79,7	4,6	2,95	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P1	7	6,00	7,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,60	-	100,0	98,9	82,0	4,9	2,88	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P1	8	7,00	8,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,70	-	100,0	99,6	81,3	4,2	2,88	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P1	9	8,00	9,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,20	-	91,6	89,3	82,2	11,2	0,22	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con óxido y gravas
P1	10	9,00	10,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,20	-	93,9	91,4	80,5	10,2	0,23	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con óxido y gravas
P1	11	10,00	11,00	N.P.	N.P.	N.P.	14,80	-	100,0	97,5	84,6	10,3	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con óxido y gravas
P1	12	11,00	12,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,80	-	97,8	96,7	82,6	11,6	0,22	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con óxido y gravas
P1	13	12,00	13,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,30	-	100,0	97,8	77,5	2,4	2,88	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada con óxido y gravas
P1	14	13,00	14,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,00	-	100,0	100,0	79,7	2,1	2,82	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P1	15	14,00	15,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,00	-	100,0	100,0	77,8	2,7	2,82	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P1	16	15,00	16,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,40	-	100,0	100,0	86,9	4,0	2,63	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P1	17	16,00	17,00	N.P.	N.P.	N.P.	15,80	-	100,0	100,0	86,7	4,2	2,63	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P1	18	17,00	18,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,50	-	100,0	100,0	84,9	4,4	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P1	19	18,00	19,00	N.P.	N.P.	N.P.	26,10	-	100,0	100,0	83,9	3,9	2,82	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P1	20	19,00	20,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,30	-	100,0	100,0	90,0	4,9	2,51	0,83	A3 1	SP	Arena mal graduada

PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCIÓN DE LABORATORIO
CLASIFICACION S.U.C.S. - H.R.B.

PERFORACIÓN: P1																	
Perf. N°	Muestra N°	Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Cr	Pasa Tamiz				Cu	Cc	CLASIFICACION		DESCRIPCIÓN
		DE:	A:						# 4	# 10	# 40	# 200			H.R.B	S.U.C.S.	
P1	21	20,00	21,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,40	-	100,0	100,0	85,1	10,9	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P1	22	21,00	22,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,40	-	100,0	100,0	85,9	10,8	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P1	23	22,00	23,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,30	-	100,0	100,0	84,9	8,6	2,95	0,81	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P1	24	23,00	24,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,30	-	100,0	100,0	85,9	10,8	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P1	25	24,00	25,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,40	-	100,0	100,0	85,1	2,8	2,63	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P1	26	25,00	26,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,80	-	100,0	100,0	85,9	4,5	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P1	27	26,00	27,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,60	-	100,0	100,0	86,2	4,0	2,63	0,83	A3 1	SP	Arena mal graduada
P1	28	27,00	28,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,80	-	100,0	100,0	85,9	3,8	2,69	0,81	A3 1	SP	Arena mal graduada
P1	29	28,00	29,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,20	-	100,0	100,0	82,9	2,0	2,63	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P1	30	29,00	30,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,70	-	100,0	100,0	85,1	4,1	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P1	31	30,00	30,60	N.P.	N.P.	N.P.	19,90	-	100,0	100,0	83,7	4,2	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada

* Hum. Nat. (W%): Seg. Norma IRAM 10519/70

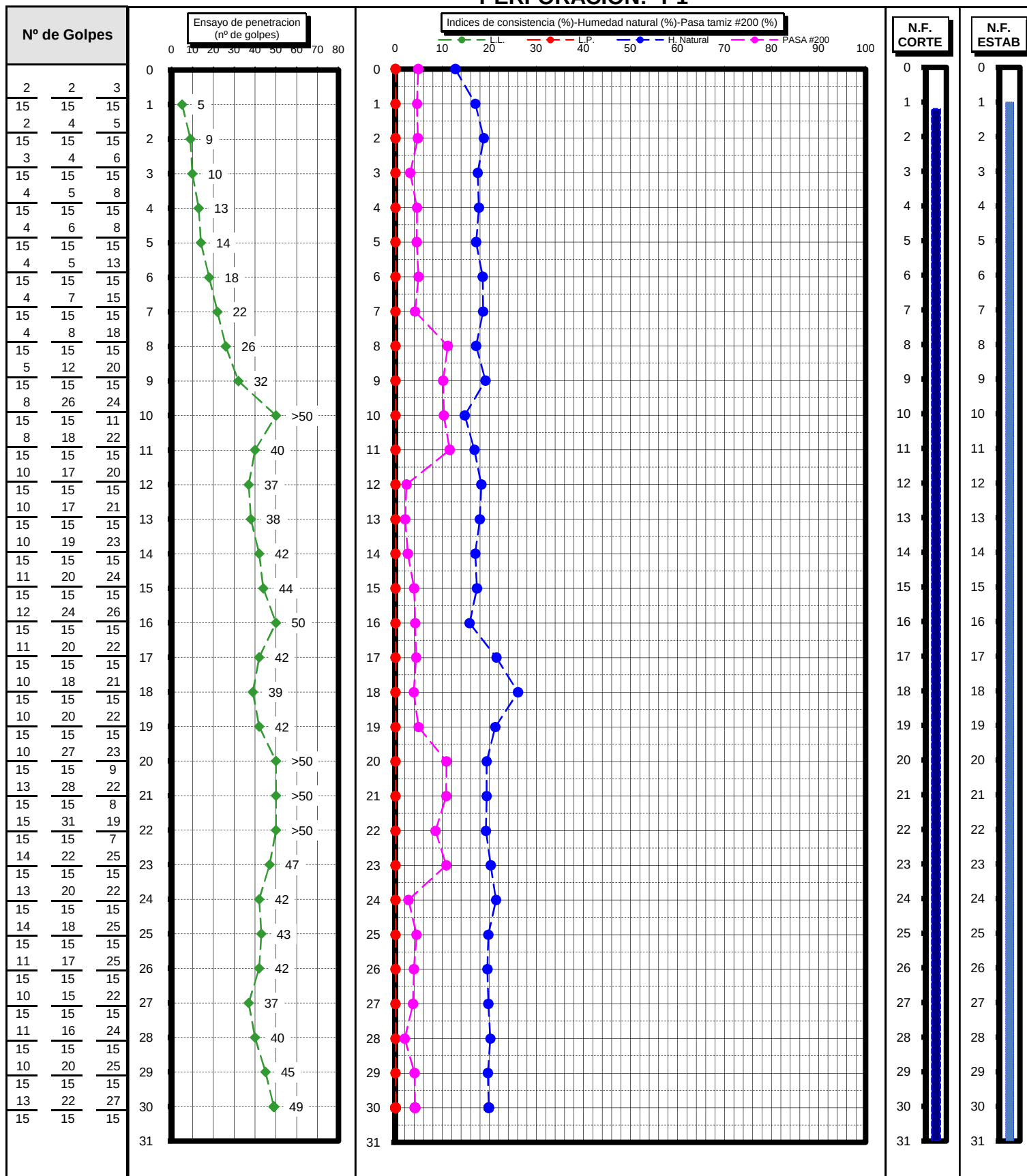
* Granulometria por via húmeda: Seg. Norma IRAM 10507/59

* Clasificación S.U.C.S.: Según Norma IRAM 10509/81

* Límites de Atterberg: Límite líquido: Según Norma IRAM 10507/58
Límite Plástico: Según Norma IRAM 10502/68

* Consistencia relativa $Cr = (LL - W) / IP$

PERFORACIÓN: P1



PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCIÓN DE LABORATORIO
CLASIFICACION S.U.C.S. - H.R.B.

PERFORACIÓN: P2																	
Perf. N°	Muestra N°	Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Cr	Pasa Tamiz				Cu	Cc	CLASIFICACION		DESCRIPCIÓN
		DE:	A:						# 4	# 10	# 40	# 200			H.R.B	S.U.C.S.	
P2	1	0,00	1,00	26,14	15,54	10,60	20,50	0,53	100,0	99,8	93,1	42,1			A-6 1	SC	Arena arcillosa con materia orgánica
P2	2	1,00	2,00	25,51	14,65	10,90	18,45	0,65	100,0	99,8	91,7	30,8			A2-6 0	SC	Arena arcillosa con materia orgánica
P2	3	2,00	3,00	24,15	13,54	10,60	23,54	0,06	100,0	100,0	89,7	28,8			A2-6 0	SC	Arena arcillosa
P2	4	3,00	4,00	23,54	14,40	9,10	15,50	0,88	100,0	100,0	91,8	24,8			A2-4 0	SC	Arena arcillosa
P2	5	4,00	5,00	24,15	15,17	9,00	16,00	0,91	100,0	100,0	89,8	25,4			A2-4 0	SC	Arena arcillosa
P2	6	5,00	6,00	N.P.	N.P.	N.P.	14,40	-	100,0	99,0	78,1	3,2	2,88	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P2	7	6,00	7,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,60	-	100,0	97,1	78,2	4,7	3,02	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P2	8	7,00	8,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,40	-	100,0	99,5	78,6	3,6	3,02	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P2	9	8,00	9,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,60	-	100,0	100,0	84,3	2,1	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	10	9,00	10,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,60	-	100,0	100,0	89,1	4,1	2,57	0,81	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	11	10,00	11,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,20	-	100,0	100,0	86,7	3,8	2,63	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	12	11,00	12,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,50	-	100,0	100,0	85,9	3,0	2,57	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	13	12,00	13,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,10	-	100,0	100,0	82,2	10,9	0,23	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P2	14	13,00	14,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,80	-	100,0	100,0	86,7	10,7	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P2	15	14,00	15,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,20	-	100,0	100,0	85,0	9,8	2,88	0,83	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P2	16	15,00	16,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,90	-	100,0	100,0	83,1	10,2	0,22	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P2	17	16,00	17,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,40	-	100,0	100,0	83,1	4,1	2,82	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	18	17,00	18,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,00	-	100,0	100,0	84,3	4,3	2,75	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	19	18,00	19,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,60	-	100,0	100,0	86,0	3,8	2,63	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	20	19,00	20,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,30	-	100,0	97,8	81,6	1,6	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada

PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCIÓN DE LABORATORIO
CLASIFICACION S.U.C.S. - H.R.B.

PERFORACIÓN: P2																	
Perf. N°	Muestra N°	Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Cr	Pasa Tamiz				Cu	Cc	CLASIFICACION		DESCRIPCIÓN
		DE:	A:						# 4	# 10	# 40	# 200			H.R.B	S.U.C.S.	
P2	21	20,00	21,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,30	-	100,0	100,0	100,0	4,0	2,24	0,89	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	22	21,00	22,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,80	-	100,0	100,0	98,9	2,0	2,29	0,91	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	23	22,00	23,00	N.P.	N.P.	N.P.	22,90	-	100,0	100,0	98,0	2,9	2,29	0,87	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	24	23,00	24,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,30	-	100,0	100,0	82,2	1,1	2,63	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	25	24,00	25,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,40	-	100,0	100,0	81,0	8,0	3,09	0,81	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P2	26	25,00	26,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,10	-	100,0	97,1	84,2	9,3	2,95	0,81	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P2	27	26,00	27,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,10	-	100,0	98,2	82,5	9,6	3,02	0,79	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P2	28	27,00	28,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,40	-	100,0	97,9	85,0	10,1	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P2	29	28,00	29,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,90	-	100,0	100,0	79,1	3,4	2,88	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	30	29,00	30,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,10	-	100,0	100,0	77,9	3,9	2,95	0,81	A3 1	SP	Arena mal graduada
P2	31	30,00	30,60	N.P.	N.P.	N.P.	20,20	-	100,0	100,0	80,0	3,8	2,88	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada

* Hum. Nat. (W%): Seg. Norma IRAM 10519/70

* Granulometria por via húmeda: Seg. Norma IRAM 10507/59

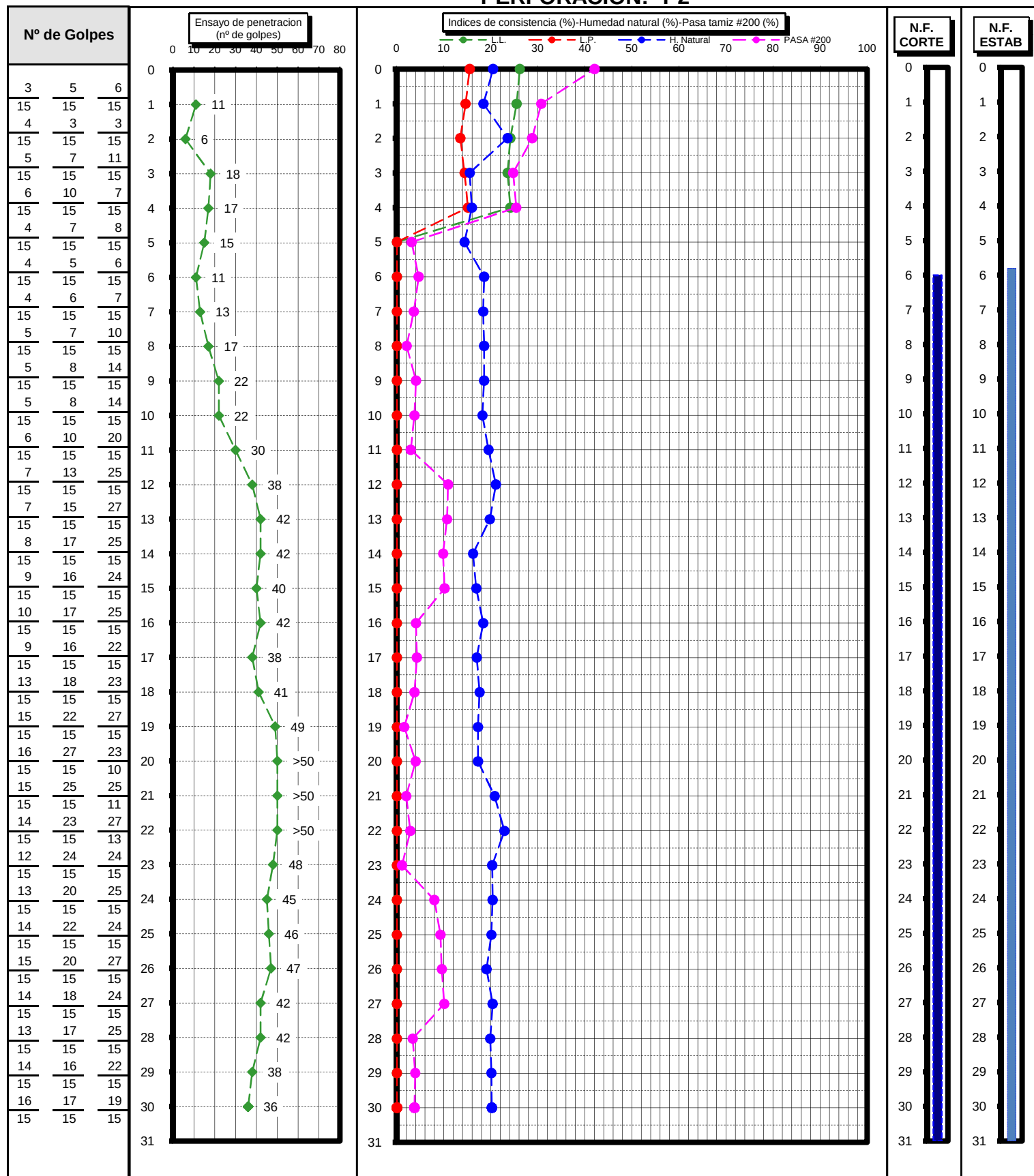
* Clasificación S.U.C.S.: Según Norma IRAM 10509/81

* Limites de Atterberg: Limite líquido: Segun Norma IRAM 10507/58

Limite Plástico: Segun Norma IRAM 10502/68

* Consistencia relativa $Cr = (LL - W) / IP$

PERFORACIÓN: P2



PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCIÓN DE LABORATORIO
CLASIFICACION S.U.C.S. - H.R.B.

PERFORACIÓN: P3																	
Perf. N°	Muestra N°	Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Cr	Pasa Tamiz				Cu	Cc	CLASIFICACION		DESCRIPCIÓN
		DE:	A:						# 4	# 10	# 40	# 200			H.R.B	S.U.C.S.	
P3	1	0,00	1,00	N.P.	N.P.	N.P.	15,20	-	97,2	93,8	73,0	2,2	3,16	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P3	2	1,00	2,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,50	-	100,0	97,1	79,3	4,3	2,95	0,81	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P3	3	2,00	3,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,50	-	100,0	98,4	77,5	3,7	3,02	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P3	4	3,00	4,00	N.P.	N.P.	N.P.	22,40	-	100,0	95,2	76,3	4,8	3,16	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P3	5	4,00	5,00	N.P.	N.P.	N.P.	22,50	-	100,0	97,1	77,0	1,5	2,95	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P3	6	5,00	6,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,90	-	100,0	95,2	75,2	4,1	3,09	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P3	7	6,00	7,00	N.P.	N.P.	N.P.	22,00	-	100,0	97,2	77,0	2,0	2,88	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P3	8	7,00	8,00	N.P.	N.P.	N.P.	22,40	-	100,0	95,2	74,3	3,2	3,09	0,74	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P3	9	8,00	9,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,80	-	95,0	90,6	84,5	10,8	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P3	10	9,00	10,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,60	-	96,7	94,6	85,8	10,9	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P3	11	10,00	11,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,10	-	97,9	95,0	85,0	10,0	0,22	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P3	12	11,00	12,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,60	-	99,8	97,1	84,2	7,3	2,82	0,81	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P3	13	12,00	13,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,30	-	98,9	95,8	80,9	9,6	3,02	0,79	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P3	14	13,00	14,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,10	-	100,0	100,0	87,2	4,3	2,63	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P3	15	14,00	15,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,10	-	100,0	100,0	88,9	4,6	2,57	0,85	A3 1	SP	Arena mal graduada
P3	16	15,00	16,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,80	-	100,0	100,0	82,2	2,1	2,63	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P3	17	16,00	17,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,00	-	100,0	100,0	85,1	1,1	2,57	0,81	A3 1	SP	Arena mal graduada
P3	18	17,00	18,00	N.P.	N.P.	N.P.	22,00	-	100,0	100,0	83,9	3,0	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P3	19	18,00	19,00	N.P.	N.P.	N.P.	22,70	-	100,0	100,0	85,1	2,4	2,57	0,81	A3 1	SP	Arena mal graduada
P3	20	19,00	20,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,40	-	100,0	100,0	79,0	2,1	2,88	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada

PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCIÓN DE LABORATORIO
CLASIFICACION S.U.C.S. - H.R.B.

PERFORACIÓN: P3																	
Perf. N°	Muestra N°	Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Cr	Pasa Tamiz				Cu	Cc	CLASIFICACION		DESCRIPCIÓN
		DE:	A:						# 4	# 10	# 40	# 200			H.R.B	S.U.C.S.	
P3	21	20,00	21,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,40	-	100,0	97,1	84,1	10,3	0,22	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P3	22	21,00	22,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,00	-	100,0	96,8	84,9	10,7	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P3	23	22,00	23,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,50	-	100,0	95,9	82,8	10,9	0,22	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P3	24	23,00	24,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,70	-	100,0	97,9	80,5	7,6	3,02	0,79	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P3	25	24,00	25,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,20	-	100,0	100,0	84,9	2,9	2,69	0,81	A3 1	SP	Arena mal graduada
P3	26	25,00	26,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,00	-	100,0	100,0	83,7	4,0	2,75	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P3	27	26,00	27,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,10	-	100,0	100,0	79,1	3,3	2,82	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P3	28	27,00	28,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,10	-	100,0	100,0	75,1	4,0	3,16	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada
P3	29	28,00	29,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,70	-	100,0	100,0	77,7	2,9	2,88	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada
P3	30	29,00	30,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,80	-	100,0	100,0	77,1	3,9	3,02	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada
P3	31	30,00	30,60	N.P.	N.P.	N.P.	16,60	-	100,0	100,0	76,5	2,4	2,95	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada

* Hum. Nat. (W%): Seg. Norma IRAM 10519/70

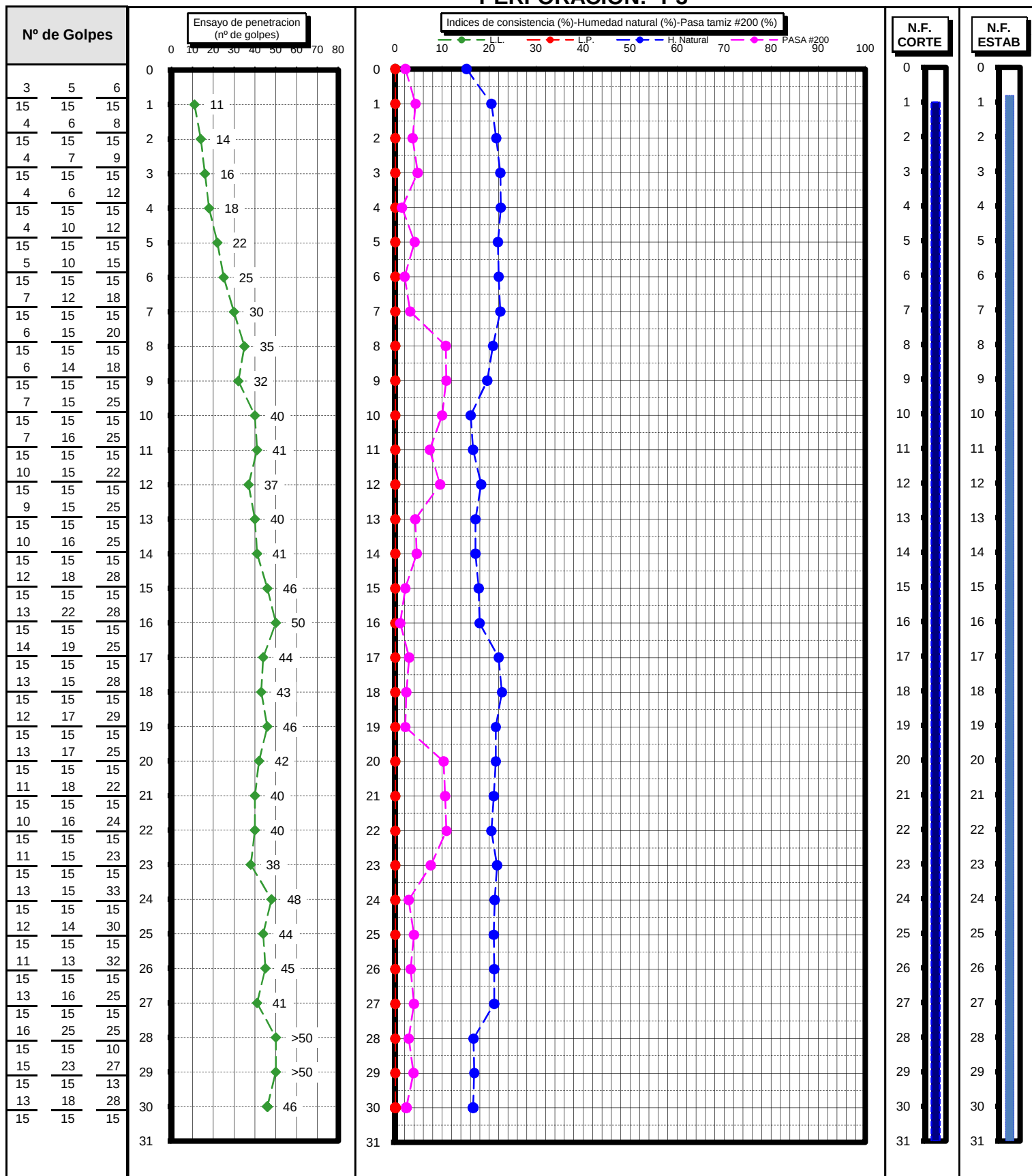
* Granulometria por via húmeda: Seg. Norma IRAM 10507/59

* Clasificación S.U.C.S.: Según Norma IRAM 10509/81

* Limites de Atterberg: Limite liquido: Segun Norma IRAM 10507/58
 Limite Plástico: Segun Norma IRAM 10502/68

* Consistencia relativa $Cr = (LL - W) / IP$

PERFORACIÓN: P3



PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCIÓN DE LABORATORIO
CLASIFICACION S.U.C.S. - H.R.B.

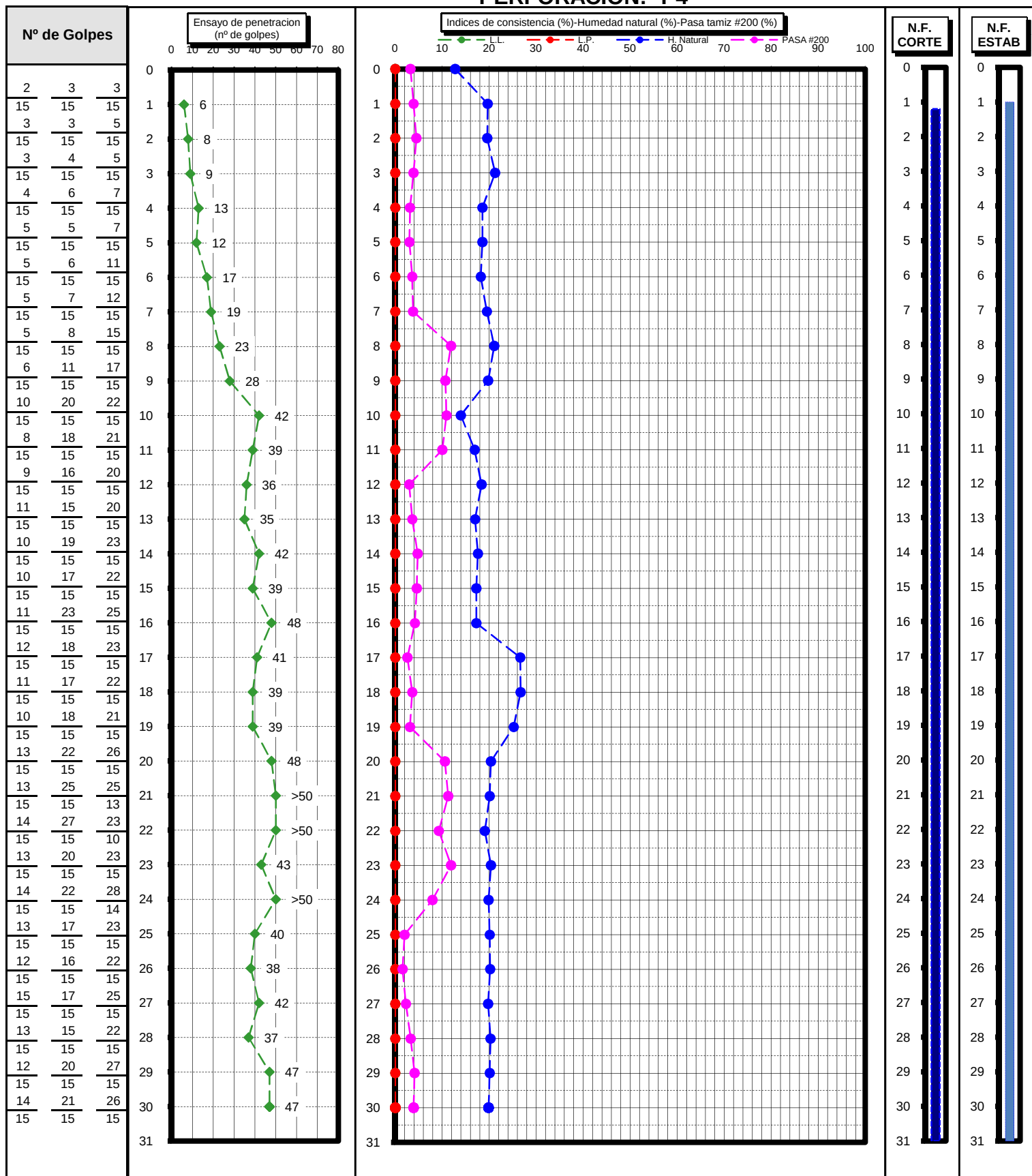
PERFORACIÓN: P4																	
Perf. N°	Muestra N°	Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Cr	Pasa Tamiz				Cu	Cc	CLASIFICACION		DESCRIPCIÓN
		DE:	A:						# 4	# 10	# 40	# 200			H.R.B	S.U.C.S.	
P4	1	0,00	1,00	N.P.	N.P.	N.P.	12,80	-	97,0	95,4	78,4	3,3	2,95	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas de tamaños importantes
P4	2	1,00	2,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,70	-	100,0	99,1	78,8	3,9	2,88	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P4	3	2,00	3,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,60	-	100,0	98,5	79,6	4,5	2,88	0,83	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P4	4	3,00	4,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,30	-	100,0	97,9	81,0	3,9	2,75	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P4	5	4,00	5,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,60	-	100,0	97,8	82,3	3,2	2,75	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P4	6	5,00	6,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,60	-	100,0	95,0	83,9	3,0	2,63	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P4	7	6,00	7,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,20	-	100,0	96,5	87,6	3,6	2,51	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P4	8	7,00	8,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,50	-	100,0	98,9	80,9	3,8	2,82	0,81	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P4	9	8,00	9,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,10	-	100,0	97,9	89,0	11,9	0,20	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P4	10	9,00	10,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,80	-	100,0	97,0	88,9	10,7	0,20	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con óxido
P4	11	10,00	11,00	N.P.	N.P.	N.P.	14,00	-	100,0	97,9	87,0	10,9	0,20	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con óxido
P4	12	11,00	12,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,90	-	100,0	98,2	88,1	10,0	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada con óxido
P4	13	12,00	13,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,40	-	100,0	98,8	80,5	3,0	2,75	0,83	A3 1	SP	Arena mal graduada con óxido
P4	14	13,00	14,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,00	-	100,0	98,5	80,8	3,6	2,75	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con óxido
P4	15	14,00	15,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,60	-	100,0	98,0	79,1	4,8	2,95	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P4	16	15,00	16,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,30	-	100,0	97,9	80,8	4,6	2,88	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P4	17	16,00	17,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,30	-	100,0	100,0	79,7	4,2	2,95	0,81	A3 1	SP	Arena mal graduada
P4	18	17,00	18,00	N.P.	N.P.	N.P.	26,60	-	100,0	100,0	77,7	2,6	2,88	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P4	19	18,00	19,00	N.P.	N.P.	N.P.	26,70	-	100,0	100,0	77,9	3,6	2,88	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada
P4	20	19,00	20,00	N.P.	N.P.	N.P.	25,20	-	100,0	100,0	79,2	3,2	2,88	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada

PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCIÓN DE LABORATORIO
CLASIFICACION S.U.C.S. - H.R.B.

PERFORACIÓN: P4																	
Perf. N°	Muestra N°	Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Cr	Pasa Tamiz				Cu	Cc	CLASIFICACION		DESCRIPCIÓN
		DE:	A:						# 4	# 10	# 40	# 200			H.R.B	S.U.C.S.	
P4	21	20,00	21,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,40	-	100,0	100,0	84,7	10,6	0,22	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P4	22	21,00	22,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,10	-	100,0	100,0	86,2	11,3	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P4	23	22,00	23,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,10	-	100,0	100,0	88,9	9,3	2,69	0,85	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P4	24	23,00	24,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,40	-	100,0	100,0	90,9	11,9	0,19	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P4	25	24,00	25,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,90	-	100,0	100,0	86,9	8,0	2,82	0,85	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P4	26	25,00	26,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,10	-	100,0	100,0	84,3	2,0	2,57	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P4	27	26,00	27,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,20	-	100,0	100,0	86,7	1,6	2,57	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P4	28	27,00	28,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,80	-	100,0	100,0	85,0	2,3	2,63	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P4	29	28,00	29,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,30	-	100,0	100,0	84,2	3,3	2,75	0,83	A3 1	SP	Arena mal graduada
P4	30	29,00	30,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,10	-	100,0	100,0	83,1	4,2	2,82	0,81	A3 1	SP	Arena mal graduada
P4	31	30,00	30,60	N.P.	N.P.	N.P.	19,90	-	100,0	100,0	81,7	3,9	2,75	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada

* Hum. Nat. (W%): Seg. Norma IRAM 10519/70
* Granulometria por via húmeda: Seg. Norma IRAM 10507/59
* Clasificación S.U.C.S.: Según Norma IRAM 10509/81
* Limites de Atterberg: Limite líquido: Segun Norma IRAM 10507/58 Limite Plástico: Segun Norma IRAM 10502/68
* Consistencia relativa $Cr = (LL - W) / IP$

PERFORACIÓN: P4



PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCIÓN DE LABORATORIO
CLASIFICACION S.U.C.S. - H.R.B.

PERFORACIÓN: P5				CLASIFICACION S.U.C.S. - F.R.B.													
Perf. N°	Muestra N°	Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Cr	Pasa Tamiz				Cu	Cc	CLASIFICACION		DESCRIPCIÓN
		DE:	A:						# 4	# 10	# 40	# 200			H.R.B	S.U.C.S.	
P5	1	0,00	1,00	28,81	16,54	12,30	20,90	0,64	100,0	99,8	94,9	43,0			A-6 2	SC	Arena arcillosa con materia orgánica
P5	2	1,00	2,00	26,51	15,56	11,00	22,80	0,34	100,0	99,8	95,3	38,3			A-6 1	SC	Arena arcillosa con óxido
P5	3	2,00	3,00	25,54	14,57	11,00	21,45	0,37	100,0	100,0	91,1	34,0			A2-6 0	SC	Arena arcillosa
P5	4	3,00	4,00	24,54	14,45	10,10	16,54	0,79	100,0	100,0	91,1	30,8			A2-6 0	SC	Arena arcillosa
P5	5	4,00	5,00	25,55	16,54	9,00	15,90	1,07	100,0	100,0	91,9	25,0			A2-4 0	SC	Arena arcillosa
P5	6	5,00	6,00	N.P.	N.P.	N.P.	13,90	-	100,0	100,0	82,9	3,9	2,75	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P5	7	6,00	7,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,80	-	100,0	97,6	77,3	3,2	3,02	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P5	8	7,00	8,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,50	-	100,0	99,8	79,8	4,8	2,88	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P5	9	8,00	9,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,80	-	100,0	99,6	84,7	2,4	2,57	0,74	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P5	10	9,00	10,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,20	-	100,0	99,8	91,5	3,5	2,40	0,83	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P5	11	10,00	11,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,60	-	100,0	100,0	84,9	4,0	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P5	12	11,00	12,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,70	-	100,0	100,0	79,9	2,1	2,75	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P5	13	12,00	13,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,20	-	100,0	100,0	81,8	10,2	0,23	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P5	14	13,00	14,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,20	-	100,0	100,0	85,9	9,6	2,82	0,85	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P5	15	14,00	15,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,00	-	100,0	100,0	86,8	10,6	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P5	16	15,00	16,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,80	-	100,0	100,0	84,5	9,6	2,88	0,83	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P5	17	16,00	17,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,30	-	100,0	100,0	84,5	4,2	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P5	18	17,00	18,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,00	-	100,0	100,0	86,0	3,9	2,63	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada
P5	19	18,00	19,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,00	-	100,0	97,1	84,8	3,7	2,75	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P5	20	19,00	20,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,40	-	100,0	96,9	81,2	2,3	2,82	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas

PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCIÓN DE LABORATORIO
CLASIFICACION S.U.C.S. - H.R.B.

PERFORACIÓN: P5																	
Perf. N°	Muestra N°	Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Cr	Pasa Tamiz				Cu	Cc	CLASIFICACION		DESCRIPCIÓN
		DE:	A:						# 4	# 10	# 40	# 200			H.R.B	S.U.C.S.	
P5	21	20,00	21,00	N.P.	N.P.	N.P.	15,80	-	100,0	96,9	83,8	4,7	2,75	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P5	22	21,00	22,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,20	-	100,0	99,0	78,1	2,5	2,88	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P5	23	22,00	23,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,80	-	100,0	97,1	82,1	2,1	2,63	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P5	24	23,00	24,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,80	-	100,0	97,8	79,8	2,2	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P5	25	24,00	25,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,20	-	100,0	100,0	85,1	10,1	0,22	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P5	26	25,00	26,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,40	-	100,0	100,0	86,9	11,0	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P5	27	26,00	27,00	N.P.	N.P.	N.P.	15,70	-	100,0	98,2	84,9	8,9	2,88	0,83	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada con gravas
P5	28	27,00	28,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,80	-	100,0	100,0	85,1	10,2	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P5	29	28,00	29,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,00	-	100,0	100,0	86,2	10,3	0,21	0,07	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P5	30	29,00	30,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,70	-	100,0	100,0	79,0	3,4	2,95	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P5	31	30,00	30,60	N.P.	N.P.	N.P.	16,50	-	100,0	96,9	81,8	2,9	2,82	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas

* Hum. Nat. (W%): Seg. Norma IRAM 10519/70

* Granulometria por via húmeda: Seg. Norma IRAM 10507/59

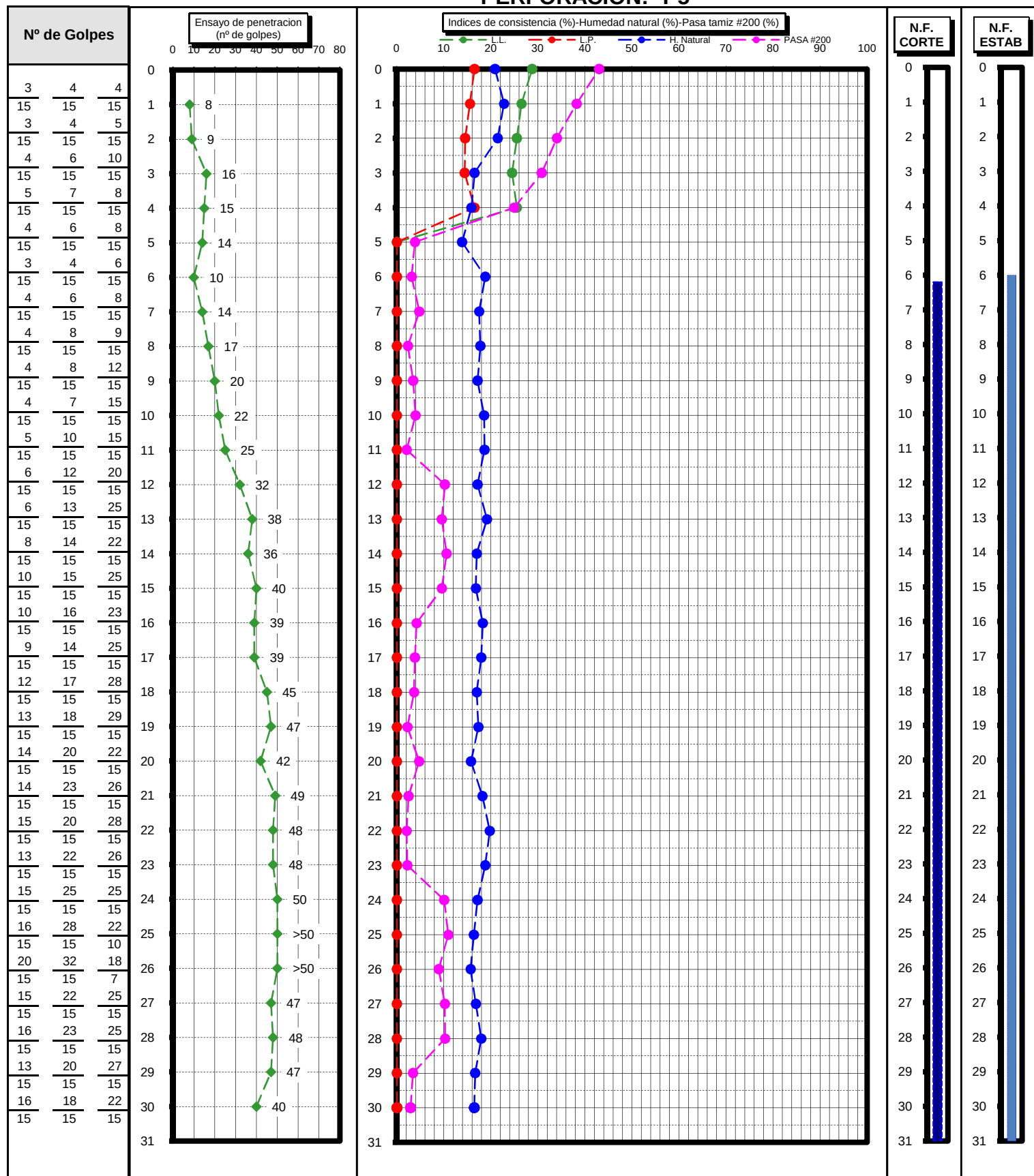
* Clasificación S.U.C.S.: Según Norma IRAM 10509/81

* Limites de Atterberg: Limite líquido: Segun Norma IRAM 10507/58

Limite Plástico: Segun Norma IRAM 10502/68

* Consistencia relativa $Cr = (LL - W) / IP$

PERFORACIÓN: P5



PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCIÓN DE LABORATORIO
CLASIFICACION S.U.C.S. - H.R.B.

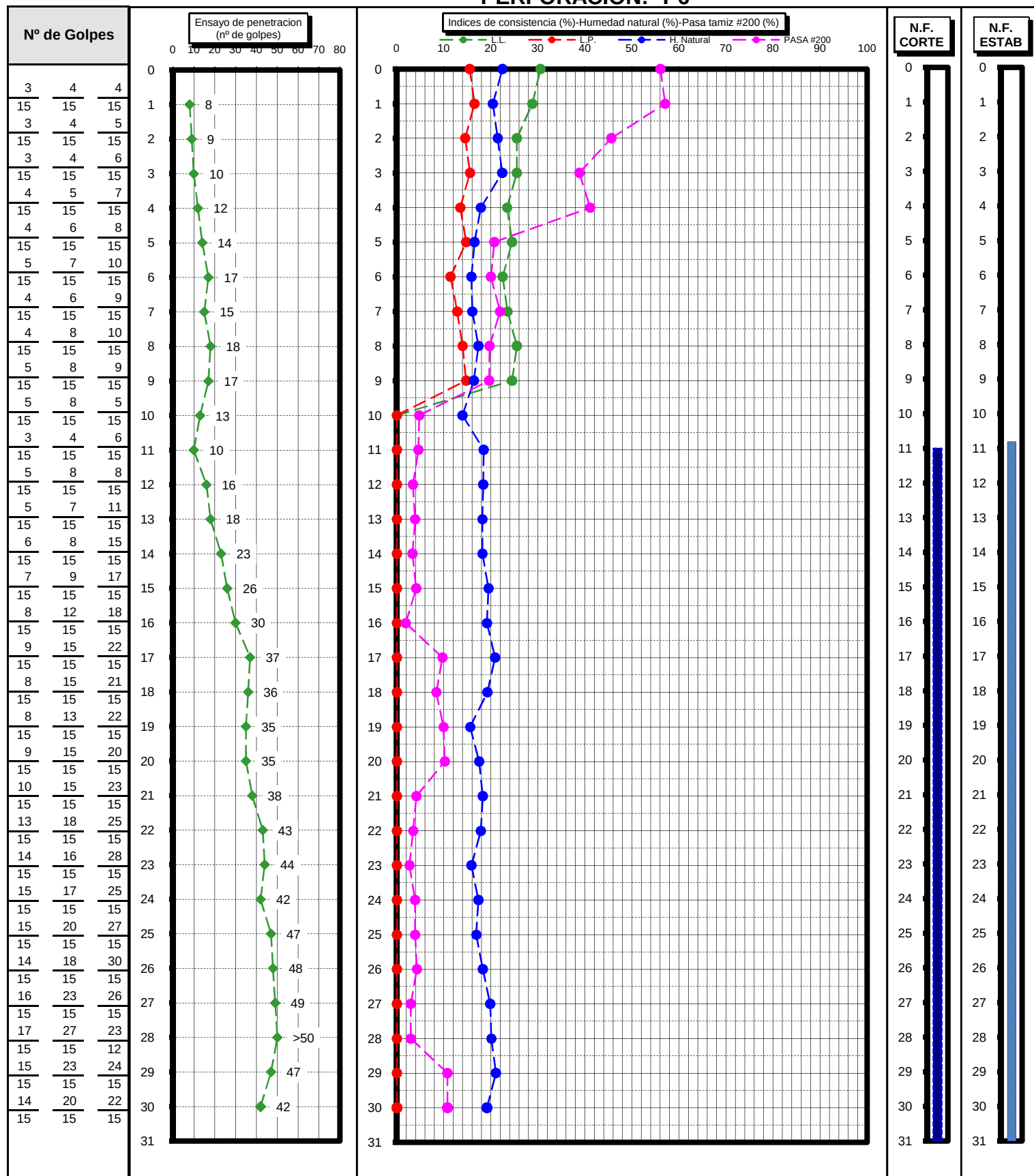
PERFORACIÓN: P6																	
Perf. N°	Muestra N°	Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Cr	Pasa Tamiz				Cu	Cc	CLASIFICACION		DESCRIPCIÓN
		DE:	A:						# 4	# 10	# 40	# 200			H.R.B	S.U.C.S.	
P6	1	0,00	1,00	30,54	15,54	15,00	22,50	0,54	100,0	99,5	96,5	56,1			A-6 5	CL	Arcilla arenosa de plasticidad media
P6	2	1,00	2,00	28,84	16,54	12,30	20,45	0,68	100,0	99,1	98,0	57,0			A-6 4	CL	Arcilla arenosa de plasticidad baja
P6	3	2,00	3,00	25,54	14,54	11,00	21,45	0,37	100,0	99,7	94,8	45,6			A-6 2	SC	Arena arcillosa con óxido
P6	4	3,00	4,00	25,54	15,56	10,00	22,45	0,31	100,0	100,0	93,7	38,8			A4 0	SC	Arena arcillosa
P6	5	4,00	5,00	23,45	13,54	9,90	17,89	0,56	100,0	100,0	91,1	41,1			A4 1	SC	Arena arcillosa
P6	6	5,00	6,00	24,54	14,79	9,80	16,54	0,82	100,0	100,0	87,7	20,8			A2-4 0	SC	Arena arcillosa
P6	7	6,00	7,00	22,54	11,45	11,10	15,90	0,60	100,0	100,0	91,1	20,0			A2-6 0	SC	Arena arcillosa
P6	8	7,00	8,00	23,54	12,89	10,70	16,10	0,70	100,0	99,8	96,9	22,0			A2-6 0	SC	Arena arcillosa con gravas
P6	9	8,00	9,00	25,54	13,98	11,60	17,40	0,70	100,0	99,7	90,8	19,7			A2-6 0	SC	Arena arcillosa con gravas
P6	10	9,00	10,00	24,54	14,79	9,80	16,40	0,83	100,0	98,9	94,0	19,7			A2-4 0	SC	Arena arcillosa con gravas
P6	11	10,00	11,00	N.P.	N.P.	N.P.	14,00	-	100,0	100,0	81,7	4,8	2,88	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P6	12	11,00	12,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,50	-	100,0	100,0	79,7	4,6	2,95	0,81	A3 1	SP	Arena mal graduada
P6	13	12,00	13,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,40	-	100,0	100,0	79,6	3,5	2,82	0,81	A3 1	SP	Arena mal graduada
P6	14	13,00	14,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,20	-	100,0	100,0	83,0	3,9	2,75	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P6	15	14,00	15,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,20	-	100,0	100,0	87,0	3,4	2,63	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada
P6	16	15,00	16,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,50	-	100,0	100,0	81,7	4,2	2,88	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada
P6	17	16,00	17,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,20	-	100,0	100,0	76,9	1,9	2,95	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P6	18	17,00	18,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,90	-	100,0	95,6	74,7	9,7	3,47	0,76	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P6	19	18,00	19,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,30	-	100,0	97,2	84,2	8,4	2,88	0,79	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P6	20	19,00	20,00	N.P.	N.P.	N.P.	15,60	-	100,0	100,0	88,0	9,9	2,69	0,85	A3 1	SP-SM	Arena limosa mal graduada

PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCIÓN DE LABORATORIO
CLASIFICACION S.U.C.S. - H.R.B.

PERFORACIÓN: P6																	
Perf. N°	Muestra N°	Prof. (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Cr	Pasa Tamiz				Cu	Cc	CLASIFICACION		DESCRIPCIÓN
		DE:	A:						# 4	# 10	# 40	# 200			H.R.B	S.U.C.S.	
P6	21	20,00	21,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,50	-	100,0	100,0	86,2	10,2	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P6	22	21,00	22,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,30	-	100,0	100,0	84,2	4,2	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P6	23	22,00	23,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,90	-	100,0	100,0	85,7	3,5	2,63	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P6	24	23,00	24,00	N.P.	N.P.	N.P.	15,90	-	100,0	97,9	87,1	2,7	2,57	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P6	25	24,00	25,00	N.P.	N.P.	N.P.	17,40	-	100,0	98,1	84,1	3,9	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P6	26	25,00	26,00	N.P.	N.P.	N.P.	16,90	-	100,0	97,8	80,8	3,9	2,88	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P6	27	26,00	27,00	N.P.	N.P.	N.P.	18,30	-	100,0	98,0	80,3	4,3	2,88	0,76	A3 1	SP	Arena mal graduada con gravas
P6	28	27,00	28,00	N.P.	N.P.	N.P.	19,90	-	100,0	100,0	78,7	3,0	2,88	0,79	A3 1	SP	Arena mal graduada
P6	29	28,00	29,00	N.P.	N.P.	N.P.	20,10	-	100,0	100,0	84,1	3,0	2,69	0,78	A3 1	SP	Arena mal graduada
P6	30	29,00	30,00	N.P.	N.P.	N.P.	21,10	-	100,0	100,0	87,1	10,8	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada
P6	31	30,00	30,60	N.P.	N.P.	N.P.	19,20	-	100,0	100,0	87,9	10,8	0,21	0,06	A2-4 0	SP-SM	Arena limosa mal graduada

* Hum. Nat. (W%): Seg. Norma IRAM 10519/70
* Granulometria por via húmeda: Seg. Norma IRAM 10507/59
* Clasificacion S.U.C.S.: Según Norma IRAM 10509/81
* Limites de Atterberg: Limite liquido: Segun Norma IRAM 10507/58 Limite Plástico: Segun Norma IRAM 10502/68
* Consistecia relativa $Cr = (LL - W) / IP$

PERFORACIÓN: P6



Ensayo de compresión triaxial ESCALONADO RAPIDO - UU

Obra: Puente Arroyo Santa María
Localidad: Provincia de Corrientes

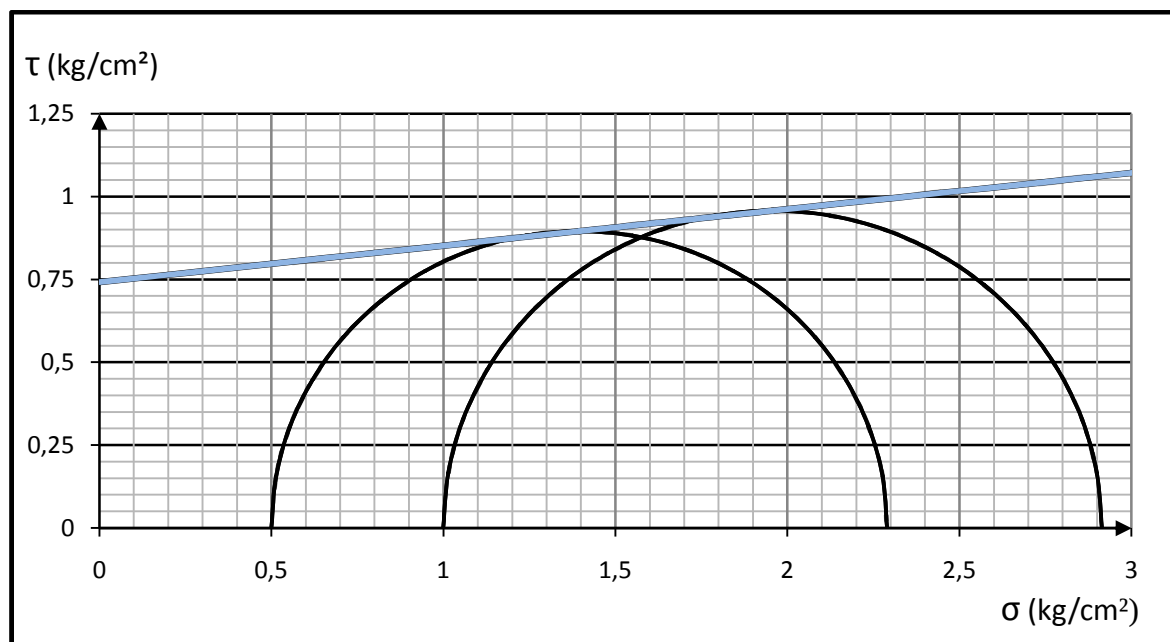
Sondeo: P2
Prof: 1,00m

Peso:	315,50 grs	Area:	15,90 cm ²
Altura:	9,95 cm	Volumen:	158,17 cm ³
Diámetro:	4,50 cm	D. Humedad:	1,99 kg/dm ³
Humedad:	18,45 %	D. Seca:	1,68 kg/dm ³
Fact de aro:	2	NSPT:	11 golpes

Presión σ_{III} Kg/cm ²	Cargas		Deformación		Sección corregida cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²
	L	Kg	0,01 mm	% defrm.		
0,5	16	32	1,1	11,06	17,87	1,79
1	17,5	35	1,3	13,07	18,29	1,91

Cu= 0,74 kg/cm²

$\phi = 6^\circ$



Ensayo de compresión triaxial ESCALONADO RAPIDO - UU

Obra: Puente Arroyo Santa María
Localidad: Provincia de Corrientes

Sondeo: P2
Prof: 2,00m

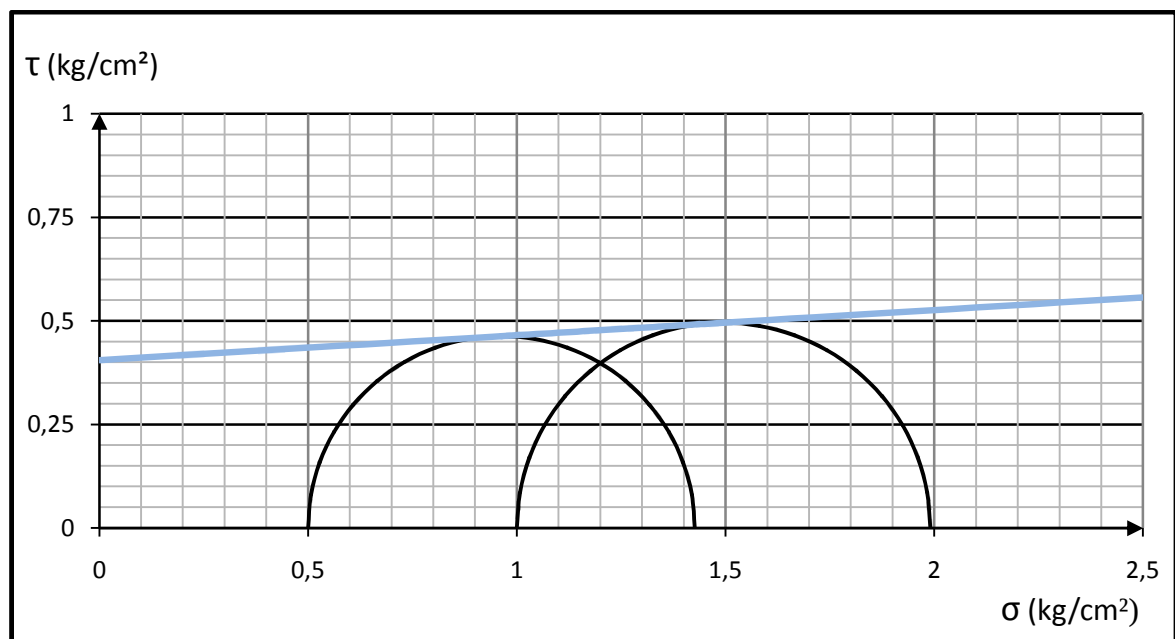
Peso: 310,10 grs
Altura: 9,78 cm
Diámetro: 4,52 cm
Humedad: 23,54 %
Fact de aro: 1

Area: 16,04 cm²
Volumen: 156,85 cm³
D. Humedad: 1,98 kg/dm³
D. Seca: 1,60 kg/dm³
NSPT: 6 golpes

Presión σ_{III} Kg/cm ²	Cargas		Deformación		Sección corregida cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²
	L	Kg	0,01 mm	% defrm.		
0,5	16	16	0,7	7,16	17,27	0,93
1	17,5	17,5	0,9	9,2	17,66	0,99

$C_u = 0,40 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 3^\circ$



Ensayo de compresión triaxial ESCALONADO RAPIDO - UU

Obra: Puente Arroyo Santa María
Localidad: Provincia de Corrientes

Sondeo: P5
Prof: 1,00m

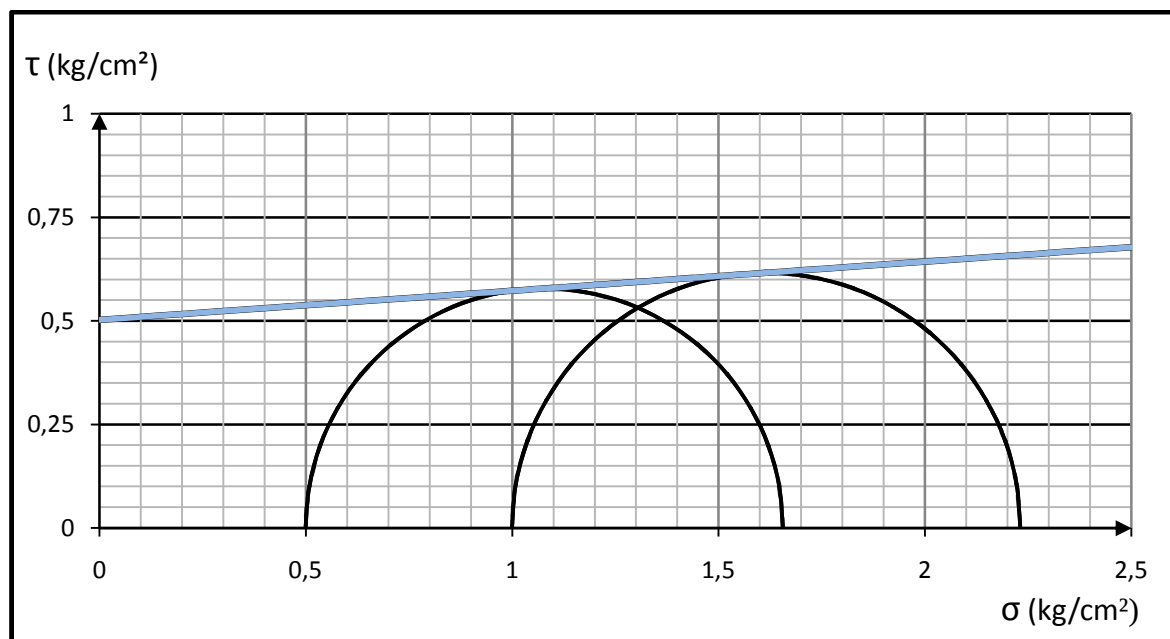
Peso: 311,50 grs
Altura: 9,55 cm
Diámetro: 4,52 cm
Humedad: 22,8 %
Fact de aro: 1

Area: 16,04 cm²
Volumen: 153,16 cm³
D. Humedad: 2,03 kg/dm³
D. Seca: 1,66 kg/dm³
NSPT: 8 golpes

Presión σ_{III} Kg/cm ²	Cargas		Deformación		Sección corregida cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²
	L	Kg	0,01 mm	% defrm.		
0,5	20	20	0,7	7,33	17,31	1,16
1	21,8	21,8	0,9	9,42	17,71	1,23

$C_u = 0,50 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 4^\circ$



Ensayo de compresión triaxial ESCALONADO RAPIDO - UU

Obra: Puente Arroyo Santa María
Localidad: Provincia de Corrientes

Sondeo: P5
Prof: 2,00m

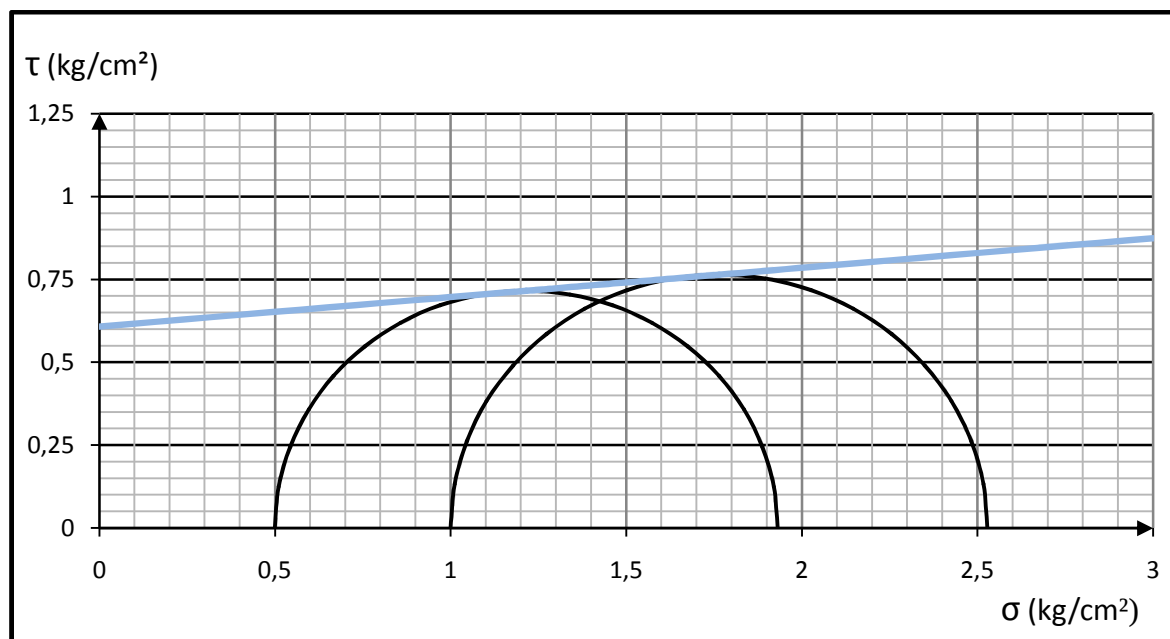
Peso: 314,50 grs
Altura: 9,99 cm
Diámetro: 4,50 cm
Humedad: 21,45 %
Fact de aro: 1

Area: 15,90 cm²
Volumen: 158,80 cm³
D. Humedad: 1,98 kg/dm³
D. Seca: 1,63 kg/dm³
NSPT: 9 golpes

Presión σ_{III} Kg/cm ²	Cargas		Deformación		Sección corregida cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²
	L	Kg	0,01 mm	% defrm.		
0,5	25	25	0,9	9,01	17,47	1,43
1	27	27	1	10,01	17,66	1,53

Cu= 0,61 kg/cm²

$\phi = 5^\circ$



Ensayo de compresión triaxial ESCALONADO RAPIDO - UU

Obra: Puente Arroyo Santa María
Localidad: Provincia de Corrientes

Sondeo: P6
Prof: 1,00m

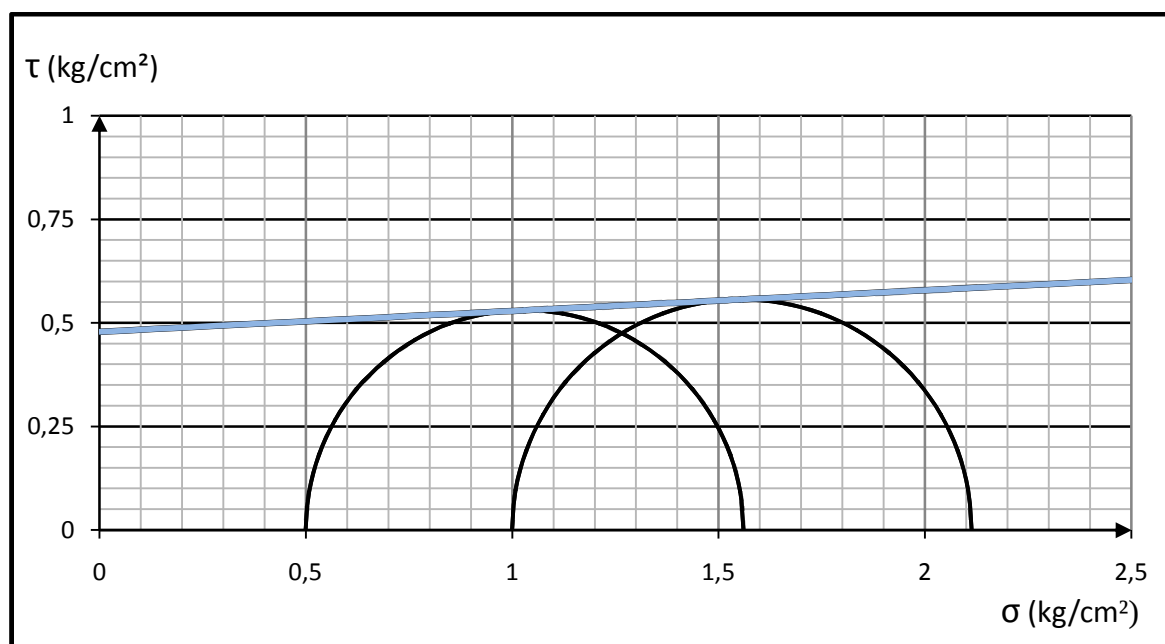
Peso: 305,50 grs
Altura: 9,95 cm
Diámetro: 4,52 cm
Humedad: 20,45 %
Fact de aro: 1

Area: 16,04 cm²
Volumen: 159,58 cm³
D. Humedad: 1,91 kg/dm³
D. Seca: 1,59 kg/dm³
NSPT: 8 golpes

Presión σ_{III} Kg/cm ²	Cargas		Deformación		Sección corregida cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²
	L	Kg	0,01 mm	% defrm.		
0,5	18	18	0,55	5,53	16,98	1,06
1	19,2	19,2	0,7	7,04	17,25	1,11

$C_u = 0,48 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 3^\circ$



Ensayo de compresión triaxial ESCALONADO RAPIDO - UU

Obra: Puente Arroyo Santa María
Localidad: Provincia de Corrientes

Sondeo: P6
Prof: 2,00m

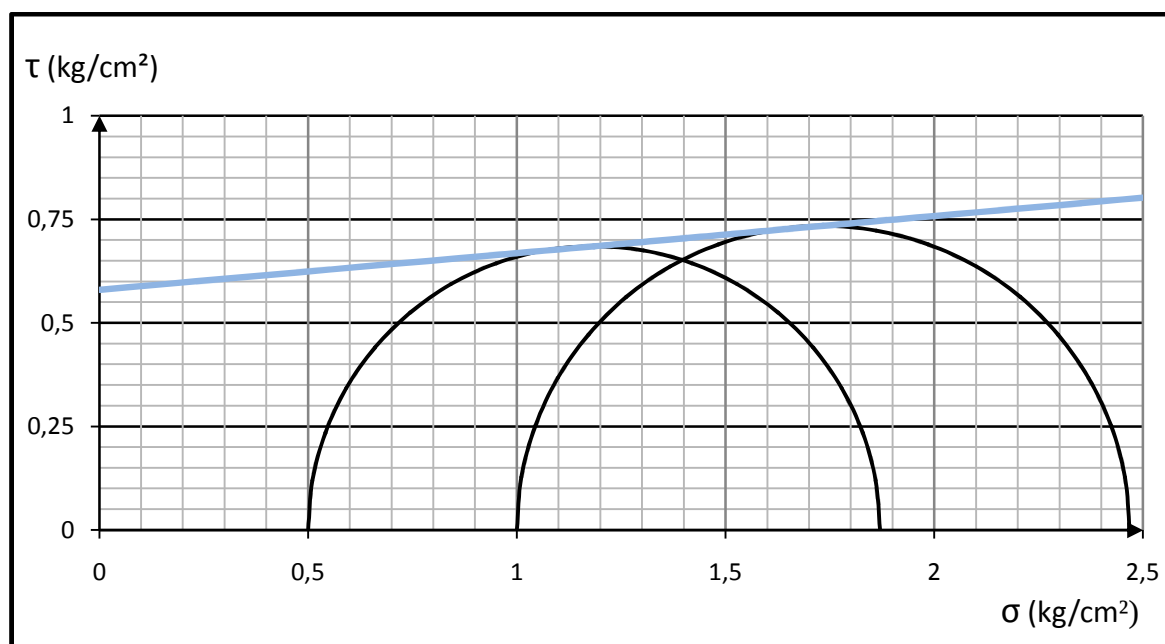
Peso: 307,60 grs
Altura: 9,95 cm
Diámetro: 4,53 cm
Humedad: 21,45 %
Fact de aro: 1

Area: 16,11 cm²
Volumen: 160,28 cm³
D. Humedad: 1,92 kg/dm³
D. Seca: 1,58 kg/dm³
NSPT: 9 golpes

Presión σ_{III} Kg/cm ²	Cargas		Deformación		Sección corregida cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²
	L	Kg	0,01 mm	% defrm.		
0,5	24	24	0,8	8,04	17,52	1,37
1	26	26	0,9	9,05	17,71	1,47

Cu = 0,58 kg/cm²

$\phi = 5^\circ$



DETERMINACIÓN DE AGRESIVIDAD EN AGUAS

Sondeo	Prof:	pH	Sulfatos solubles (SO ₄ ²⁻)	Magnesio (Mg ²⁺)	Disolución de cal por ataque con ácido carbónico (CO ₂ ²⁻)	Amonio (NH ₄ ⁺)	Grado ataque
		----	mg/litro	mg/litro	mg/litro	mg/litro	
P1	1,20	7,50	70	240	10	N.S.D	-
P2	6,00	8,50	85	200	15	N.S.D	Moderado
P3	1,00	7,15	125	260	12	N.S.D	-
P4	1,20	8,15	105	280	8	N.S.D	-
P5	6,20	8,50	120	240	11	N.S.D	-
P6	11,00	8,40	85	225	10	N.S.D	-

Valores de referencia:

Tabla 2.3. Valores límites de sustancias agresivas en aguas de contacto

Grado de ataque	Sulfatos solubles (SO ₄ ²⁻)	Magnesio (Mg ²⁺)	pH	Disolución de cal por ataque con ácido carbónico (CO ₂ ²⁻)	Amonio (NH ₄ ⁺)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	mg/litro	mg/litro	-----	mg/litro	mg/litro
Moderado	150 a 1.500	300 a 1.000	6,5 a 5,5	15 a 40	15 a 30
Fuerte	1.500 a 10.000	1.000 a 3.000	5,5 a 4,5	40 a 100	30 a 60
Muy fuerte	Mayor de 10.000	Mayor de 3.000	Menor de 4,5	Mayor de 100	Mayor de 60
(1); (2); (3) y (5) Se determinarán con el método especificado en la norma IRAM 1872:2004. (4) Se determinarán con el método especificado en la norma IRAM 1708:1998.					

DETERMINACIÓN DE AGRESIVIDAD EN SUELOS

Sondeo	Profundidad (m)	Sulfatos solubles (SO ₄ ²⁻) en % masa	Grado de acidez Baumann - Gully Modificado N°	Grado ataque
P1	1,00	0,10	N.S.D	Moderado
	5,00	0,05	N.S.D	-
	10,00	0,08	N.S.D	-
	15,00	0,09	N.S.D	-
P2	2,00	0,15	N.S.D	Moderado
	7,00	0,18	N.S.D	Moderado
	12,00	0,05	N.S.D	-
	20,00	0,03	N.S.D	-
P3	4,00	0,04	N.S.D	-
	8,00	0,03	N.S.D	-
	17,00	N.S.D	N.S.D	-
	22,00	0,11	N.S.D	Moderado
P4	3,00	0,10	N.S.D	Moderado
	7,00	0,14	N.S.D	Moderado
	12,00	N.S.D	N.S.D	-
	18,00	0,12	N.S.D	Moderado
P5	3,00	0,11	N.S.D	Moderado
	11,00	N.S.D	N.S.D	-
	15,00	0,05	N.S.D	-
	17,00	0,09	N.S.D	-
P6	5,00	0,12	N.S.D	Moderado
	10,00	N.S.D	N.S.D	-
	15,00	0,13	N.S.D	Moderado
	20,00	0,05	N.S.D	-

Valores de referencia:

Tabla 2.4. Valores límites de sustancias agresivas en suelos de contacto

Grado de ataque	Sulfatos solubles (SO ₄ ²⁻) (1) % en masa	Grado de acidez Baumann – Gully Modificado (2) N°
Moderado	0,10 a 0,20	Mayor de 20
Fuerte	0,20 a 2,00	-----
Muy fuerte	Mayor de 2,00	-----
(1) Se determinará con el método especificado en la norma IRAM 1873:2004.		
(2) Se determinará con el método especificado en la norma IRAM 1707-1:1998		



CAMINOSdelPARANA

Corrientes, 29 de Julio de 2015

Señora Supervisora General del
Corredor Vial N° 6
Órgano de Control de Concesiones Viales
Ing. Ada Benitez Klaner
S-----/-----D

Ref.: Nota CAPA SUP N° 15-001
Presentación de Proyectos Ejecutivos

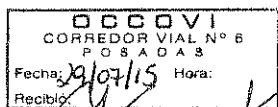
De nuestra consideración:

Tengo el agrado de dirigirme a la Señora Supervisora General en relación al tema de la referencia.

Al respecto, y a fin de cumplimentar la presentación de los Proyectos Ejecutivos solicitados, elevamos a Ud. de acuerdo al orden de entrega informado, la siguiente documentación:

✚ Presentación N° 3: Proyecto Ejecutivo Puente s/A° Santa María.

Sin más, aprovechamos la oportunidad para saludar a Ud. muy
atte.




Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Gerente de Producción y Obras
Caminos del Paraná

Nota CAPA N° 15-058

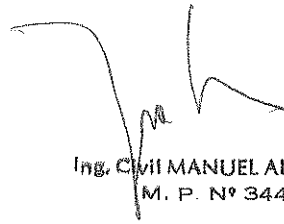
Manuel Alvarez
Ingeniero Civil

Obra: Ruta Provincial n° 12
Progresiva 1154
Puente sobre Arroyo Santa Maria
Provincia de Corrientes



1 Indice:

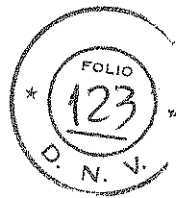
2	Criterios de diseño	pag. n°	2
3	Normativas de uso	" "	3
4	Materiales a emplear	" "	4
5	Losa del Tablero	" "	5
6	Vigas	" "	9
7	Vigas de Riostra	" "	19
8	Apoyos de neopreno	" "	22
9	Estribos	" "	26



Ing. Civil MANUEL ALVAREZ
M. P. N° 344



Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Caminos del Paraná S.A.



2 - Características del diseño:

Se trata de un puente destinado a salvar el cruce sobre el Arroyo Santa Maria en la Progresiva 1154 de la Ruta Nacional n° 12, en la Provincia de Corrientes.

Para tal fin se considera Un (1) puente con las características generales siguientes:

Vano total a salvar: 30,00 m
Cantidad de vanos: Uno (1)
Ancho total de calzada: 8,30 m
Ancho total de veredas: 1,20 m (cantidad: 2)
Ancho total del tablero: 11,70 m

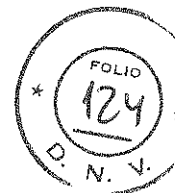
Para la Obra objeto de la presente Memoria de Calculo, se adopta el criterio de puente con estructura principal compuesta por Cinco (5) Vigas de Hormigón Pretensado separadas entre si 2,34 m a eje, con una luz de calculo de 30,00 m simplemente apoyada.

Los apoyos se plantean sobre los estribos del puente.

Se completa esta estructura con una Losa de Hormigón Armado convencional, que sirve de soporte a la carpeta de rodamiento, Losas de Aproximación y Vigas de Riostras.

Se adopta fundación indirecta por medio de pilotes según recomendación del Estudio de Suelos del Ingeniero Ariel Fracalossi.

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Caminos del Paraná S.A.



3 – Normativas de uso:

- Criterios básicos p / el dimensionado de H° A°
Bases para el Calculo de Puentes de H° A° de Vialidad Nacional
- Acción de Sismo.....INPRES Cirsoc 103
- Acción de Nieve y de Hielo.....INPRES Cirsoc 104
- Dimensionamiento de Estructuras de H° A°.....Cirsoc 201 - 2005

Ing. CRISTIAN A. JOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

4 – Materiales a emplear:

- Hormigón:

Grado de exposición:

* Losas y vigas de tablero estribos:

Clima calido y húmedo, expuesto al exterior con precipitaciones superiores a 1000 mm / año y temperatura media mensual superior a 25°C durante un mínimo de Tres (3) meses al año: **A3**

* Pilotes:

Ambiente con agresividad química moderada: **Q1**

Calidad del Hormigón:

Hormigón armado: **H30** en general / cabezal de pilotes: **H40**

Hormigón para pretensado: **H40**

- Acero:

Acero para armadura no tesa: Adn / Adm 420

Acero para pretensado: Acero Grado 270, β_r / β_s : 1900 / 1700, Baja Relajación

W

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

5 - Dimensionamiento de la losa del tablero:

5.1 - Análisis de cargas:

a - Fuerzas principales:

Cargas permanentes en el tablero:

$$\begin{aligned} H^o \text{ en el lugar : } & 0,18 \text{ m} * 25,00 \text{ KN} / \text{m}^3 = 4,500 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \text{Carpeta de rodamiento: } & 0,10 \text{ m} * 20,00 \text{ KN} / \text{m}^3 = 2,000 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ & \underline{\hspace{1.5cm}} \\ & 6,500 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

Cargas permanentes en vereda:

$$\begin{aligned} H^o \text{ en el lugar : } & 0,18 \text{ m} * 25,00 \text{ KN} / \text{m}^3 = 4,500 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \text{Carpeta de rodamiento: } & 0,10 \text{ m} * 20,00 \text{ KN} / \text{m}^3 = 2,000 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ & \underline{\hspace{1.5cm}} \\ & 6,500 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

Sobrecargas: Puente A 30 s / Vialidad Nacional

$$\begin{aligned} \text{Multitud compacta en calzada: } & 6,000 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \text{Multitud compacta en veredas: } & 4,000 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \text{Aplanadoras: } & 30 \text{ t} - 13 \text{ t en rodillo delantero y } 8,50 \text{ t en c / rodillo trasero \end{aligned}$$

Impacto: $\phi = 1,40$

Influencia de la temperatura, contracción y fluencia del Hormigón: no se considera

b - Fuerzas adicionales:

Sismo:

Zona sísmica: 0 - muy reducida → no se considera

c - Nieve:

Zona: I - Nevadas de ocurrencia improbable

d - Hielo.

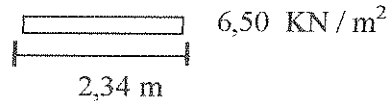
Zona I - Carga de hielo improbable



Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

- Solicitaciones: según Método Aproximado de Vialidad Nacional.

a - Cargas permanentes:



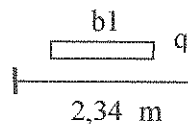
$$X_1 = - 6,50 \text{ KN / m}^2 * 2,34^2 \text{ m}^2 / 12 = - 2,97 \text{ KNm / m}$$

$$\max M_1 = 6,50 \text{ KN / m}^2 * 2,34^2 \text{ m}^2 / 24 = 1,48 \text{ KNm / m}$$

$$\max Q_1 = 6,50 \text{ KN / m}^2 * 2,34 \text{ m} / 2 = 7,60 \text{ KN / m}$$

b - Sobrecargas: Aplanadora (se reduce su carga en 20% según VN)

* momento de apoyo :



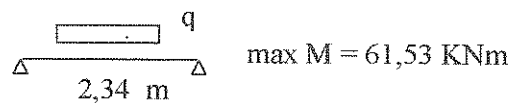
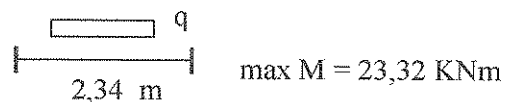
$$b1 = t + 2 * s = 1,20 \text{ m} + 2 * 0,05 \text{ m} = 1,30 \text{ m}$$

$$b2 = t + 2 * s + 0,67 * L = 0,10 \text{ m} + 2 * 0,05 \text{ m} + 0,67 * 2,34 \text{ m} = 1,77 \text{ m}$$

$$q = 0,80 * \varphi * P / b1 = 0,80 * 1,40 * 130,00 \text{ KN} / 1,30 \text{ m} = 112,00 \text{ KN / m}$$

$$X_2 = - 38,20 \text{ KNm} / 1,77 \text{ m} = - 21,58 \text{ KNm / m}$$

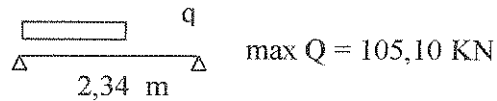
* momento de tramo:



$$\max M_2 = \frac{1}{2} * (61,53 \text{ KNm} + 23,32 \text{ KNm}) / 1,77 \text{ m} = 23,97 \text{ KNm / m}$$

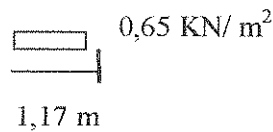
Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

Corte:

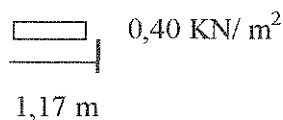


$$b_2 = \frac{2}{3} * L + t + 2 * s = \frac{2}{3} * 2,34 \text{ m} + 0,10 \text{ m} + 2 * 0,05 \text{ m} = 1,77 \text{ m}$$
$$\max Q_2 = 105,10 \text{ KN} / 1,77 \text{ m} = 59,38 \text{ KN} / \text{m}$$

c – Voladizos:



$$X = - 6,50 \text{ KN} / \text{m}^2 * 1,17^2 \text{ m}^2 / 2 = - 4,45 \text{ KNm} / \text{m}$$
$$\max Q = 6,50 \text{ KN} / \text{m}^2 * 1,17 \text{ m} = 7,60 \text{ KN} / \text{m}$$



$$X = - 4,00 \text{ KN} / \text{m}^2 * 1,17^2 \text{ m}^2 / 2 = - 2,74 \text{ KNm} / \text{m}$$
$$\max Q_3 = 4,00 \text{ KN} / \text{m}^2 * 1,17 \text{ m} = 4,68 \text{ KN} / \text{m}$$

5.2 - Dimensionamiento:

Hormigón: H 30
Acero Adn / Adm 420

a – Armadura superior: $h = 0,18 \text{ m}$
recubrimiento: $0,03 \text{ m} \rightarrow d = 0,145 \text{ m}$

en apoyo interior: (idem voladizos de veredas)

$$M_{eu} = 1,20 * X_1 + 1,60 * X_2 = 1,20 * 2,97 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} + 1,60 * 21,58 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$
$$= 38,09 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,90} = 42,32 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} \rightarrow k_d = 0,7048$$

$$\rightarrow A_s = 6,13 * 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} \quad (\xi_t = 5 \text{ \%})$$

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

b – Armadura inferior: $d = 0,18 \text{ m}$
recubrimiento: $0,03 \text{ m} \rightarrow h = 0,145 \text{ m}$

$$M_{eu} = 1,20 * M_1 + 1,60 * M_2 = 1,20 * 1,48 \frac{KNm}{m} + 1,60 * 23,97 \frac{KN}{m} =$$
$$= 40,13 \frac{KNm}{m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,90} = 44,59 \frac{KNm}{m} \rightarrow k_d = 0,6867$$

$$\rightarrow A_s = 6,45 * 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} \quad (\xi_t = 5 \text{ ‰})$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 1,00 \text{ m} * 0,14 \text{ m} = 4,56 * 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}$$

Se adopta 1 Ø 12 mm c / 15 cm dos caras
repartición: Ø 8 mm c / 20 cm horizontal dos caras

c – Verificación del esfuerzo de corte:

$$V_u = 1,20 * Q_1 + 1,60 * Q_2 = 1,20 * 7,60 \text{ KN} / \text{m} + 1,60 * 59,38 \text{ KN} / \text{m} =$$
$$= 104,13 \text{ KN} / \text{m}$$

$$V_n = \frac{V_u}{0,75} = 138,84 \frac{KN}{m}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{1}{6} * \sqrt{30} \text{ MPa} * 1,00 \text{ m} * 0,145 \text{ m} = 132,37 \frac{KN}{m}$$

$V_c \approx V_n \rightarrow$ no es necesaria armadura de corte.

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

6 - Dimensionamiento de las vigas principales del tablero:

6.1 - Análisis de cargas:

cantidad de vigas:	5			
	ancho	alto	volumen	carga
	m	m	m ³	KN / m
estado 1				
Peso propio de viga:			0,62	15,50
25 KN / m ³				15,50
estado 2				
Peso propio del tablero: (1 / 5)	11,70	0,18	2,11	10,55
25 KN / m ³				
Peso propio riostras: (1 / 5)			11,00	
25 KN / m ³				1,83
estado 3				
Peso propio de carpeta: (1 / 5)	11,30	0,10	1,13	4,52
20 KN / m ³				
Barandas y defensas: (1 / 5)				0,60
				5,12
estado 4				
Multitud en veredas: (1 / 5)	2,40			1,92
4,00 KN / m ²				
Multitud en calzada: (1 / 5)	8,30			11,95
6,00 KN / m ²				13,87
coef. de impacto:	1,20			
estado 5				
		Factor de	1,00	
Aplanadoras: Cant:	2	reduccion:		
Rodillo delantero: (1 / 5)		130,00 KN		40,80
coef. de impacto:	1,20	2,50 m*3,00 m * 6 KN / m ²		
Rodillo trasero: (1 / 4)		170,00		60,00
coef. de impacto:	1,20	2,50 m*3,00 m * 6 KN / m ²		

7

6.2 – Solicitaciones: $L = 30,00 \text{ m}$

a – Momento flector en estado de servicio : (KNm)

seccion	0,00 L	0,10 L	0,20 L	0,30 L	0,40 L	0,50 L
	0,00	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00
estado						
1	0,00	627,75	1116,00	1464,75	1674,00	1743,75
2	0,00	501,39	891,36	1169,91	1337,04	1392,75
3	0,00	207,36	368,64	483,84	552,96	576,00
4	0,00	561,74	998,64	1310,72	1497,96	1560,38
5	0,00	272,16	483,84	635,04	725,76	756,00

b – Esfuerzo de corte en estado de servicio: (KN)

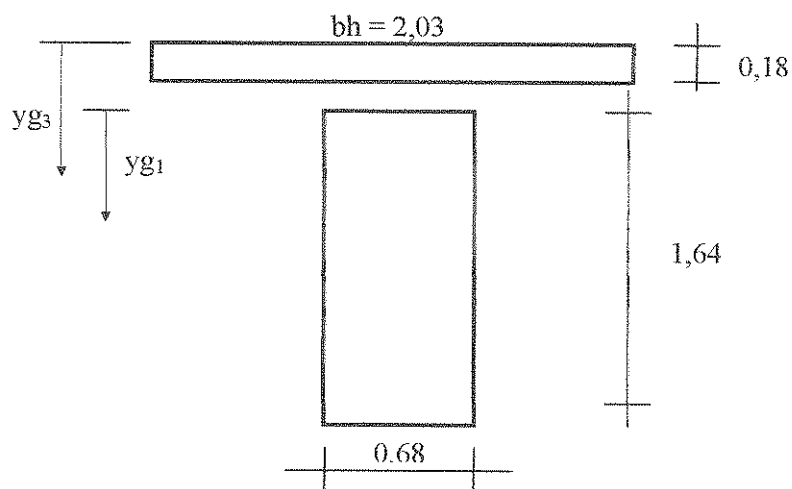
seccion	0,00 L	0,10 L	0,20 L	0,30 L	0,40 L	0,50 L
	0,00	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00
estado						
1	232,50	186,00	139,50	93,00	46,50	0,00
2	185,70	148,56	111,42	74,28	37,14	0,00
3	76,80	61,44	46,08	30,72	15,36	0,00
4	208,05	166,44	124,83	83,22	41,61	0,00
5	96,72	86,64	76,56	66,48	56,40	54,48

7


Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

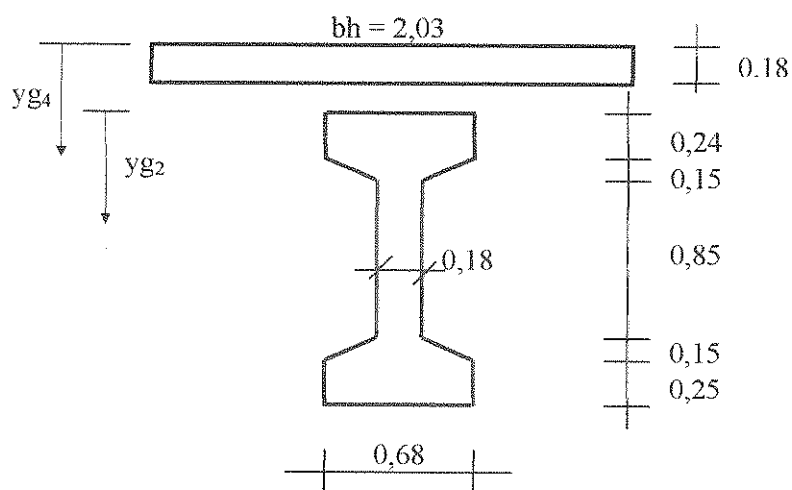
6.3 – Dimensionamiento:

* Apoyo



bh: ancho de losa de tablero homogenizada

* Tramo



bh: ancho de losa de tablero homogenizada

Sección 1: apoyo – sección simple

Sección 2: tramo – sección simple

Sección 3: apoyo – sección compuesta

Sección 4: tramo – sección compuesta

* Características geométricas y mecánicas:

* seccion simple:	apoyo	$F_1 =$	1,1152	m^2
	tramo	$F_2 =$	0,6152	m^2
* seccion compuesta:	apoyo	$F_3 =$	1,4806	m^2
	tramo	$F_4 =$	1,0205	m^2
* seccion simple:	apoyo	$J_1 =$	0,2500	m^4
	tramo	$J_2 =$	0,2073	m^4
* seccion compuesta:	apoyo	$J_3 =$	0,4789	m^4
	tramo	$J_4 =$	0,4173	m^4
* seccion simple:	apoyo	$e_1 =$	0,0000	m
	tramo	$e_2 =$	0,7200	m
* seccion compuesta:	apoyo	$e_3 =$	0,0400	m
	tramo	$e_4 =$	1,0600	m
* seccion simple:	apoyo	$W_{1s} =$	0,3000	m^3
		$W_{1i} =$	0,3000	m^3
	tramo	$W_{2s} =$	0,2516	m^3
		$W_{2i} =$	0,2500	m^3
* seccion compuesta:	apoyo	$W^*_{3s} =$	0,6200	m^3
		$W_{3s} =$	0,8300	m^3
		$W_{3i} =$	0,4600	m^3
	tramo	$W^*_{4s} =$	0,6400	m^3
		$W_{4s} =$	0,9100	m^3
		$W_{4i} =$	0,3600	m^3

Módulos de Elasticidad de Hormigones:

- H40: 29725 Mpa
- H30: 25743 MPa

Módulos de Elasticidad de Aceros:

- Armadura pasiva Adn 420: 210000 Mpa
- Cordones Siete Alambres - Grado 270 - Baja Relajación: 195000 MPa

7


Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

6.3.1- Dimensionamiento del tensor:

Se considera Pretensado tipo T (transición): $0,70 * \sqrt{f'c} < f_t \leq \sqrt{f'c}$

Se adopta limite superior: $\sqrt{f'c} = \sqrt{40} \text{ MPa} = 6,32 \text{ MPa}$

- Tensión admitida por el acero de tesado:

$$0,74 * f_{pu} = 0,74 * 1900 \text{ MPa} = 1406 \text{ MPa}$$

$$0,82 * f_{py} = 0,82 * 1700 \text{ MPa} = 1394 \text{ MPa}$$

- Esfuerzo de tesado inicial: $P_{po} = 4000,00 \text{ KN}$

- Se adoptan cordones de Siete (7) alambres $\varnothing 5/8''$: sección $140,00 \text{ mm}^2$

$$n^\circ \text{ de cordones: } \frac{4000 \text{ KN}}{1394 \text{ MPa} * 140,00 \text{ mm}^2} * 1000 = 20,49 \text{ cordones}$$

→ se adoptan Veinticuatro (24) cordones en Dos (2) vainas

6.3.2- Trazado del cable medio:

0,00 L	0,10 L	0,20 L	0,30 L	0,40 L	0,50 L
0,00	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00
0,8200	1,0792	1,2808	1,4248	1,5112	1,5400

yo	f	A	B	α_0
m	m	1 / m		radianes
0,8200	0,7200	-0,003200	0,096000	0,095707

6.3.3- Determinación de las perdidas de tesado:

$$P_{po} = 4300 \text{ KN} \rightarrow f_{po} = \frac{4300 \text{ KN}}{24 * 140,00 \text{ mm}^2} = 1280 \text{ MPa}$$

- Perdida por fricción en vaina: F

$$\Delta P_{px} = P_{po} - P_{px} = P_{po} * [1 - e^{-(\mu_p * \alpha + k * x)}]$$

Tabla CIRSOC 201 C.18.6.2

$$\mu_p = 0,2500$$

$$k = 0,0016$$

$$\text{para: } x = 15,00 \text{ m (L / 2) } \rightarrow \alpha = 0,095707 \text{ radianes}$$

$$\rightarrow \Delta P_{pL/2} = 4300 \text{ KN} * (1 - 0,9531) = 201,67 \text{ KN}$$

$$\rightarrow F = \frac{201,67 \text{ KN}}{24 * 1,40 * 10^{-4} \text{ m}^4} = 60,02 \text{ MPa}$$

- Perdida por acortamiento elástico: ES

$$ES = E_s * \left(\frac{f_{cp} / 2 - f_{cg}}{E_{ci}} \right) (\text{MPa}) (\text{dos cordones})$$

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

$$E_{sp} = 195000,00 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = 4700 \cdot \sqrt{f'_{ci}}; \text{ se considera } f'_{ci} = 40 \text{ MPa (H40)}$$

$$\rightarrow E_{ci} = 29745 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_{cp}}{2} - f_{cg} = -\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{P_i}{A_2} - \frac{P_i \cdot e_{o2}^2}{J_2} \right) + \frac{M_1}{J_2} \cdot e_{o2}$$

$$P_i = 4098,33 \text{ KN} \rightarrow \frac{f_{cp}}{2} - f_{cg} = -2,40 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow ES = -5,29 \text{ MPa}$$

- Perdida por retracción del H°: SH

$$SH = 8,20 \cdot 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_{sp} \cdot \left(1 - 0,024 \cdot \frac{V}{S} \right) \cdot (100 - RH) \text{ (MPa)}$$

$$K_{sh} = 0,58 \text{ (H° postesado - 30 dias)}$$

$$E_{sp} = 195000,00 \text{ MPa}$$

$$V = 0,6152 \text{ m}^2 / S = 5,206 \text{ m} \rightarrow \frac{V}{S} = 0,1182 \text{ m} = 11,82 \text{ cm}$$

$$RH = 70 \% \text{ (al aire libre)}$$

$$\rightarrow SH = -19,93 \text{ MPa}$$

- Perdida por fluencia lenta del H°: CR

$$CR = K_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot ((f_{cp} - f_{cg}) - f_{cgd})$$

$$K_{cr}: 2,00 \text{ (se adopta idem H° postesado)}$$

$$E_{sp} = 195000,00 \text{ MPa}$$

$$E_c = 29725 \text{ MPa (H° H40)}$$

$$f_{cp} - f_{cg} = -10,85 \text{ MPa (compresión)}$$

$$f_{cgd} = \frac{M_2}{J_2} \cdot e_{o2} + \frac{M_3}{J_4} \cdot e_{o4} = 6,30 \text{ MPa (tracción)}$$

$$\rightarrow CR = -59,70 \text{ MPa}$$

- Perdida por relajamiento del acero: RE

$$RE = (K_{re} - J \cdot (SH + CR + ES)) \cdot C$$

p / cordón siete alambres, baja relajación:

$$K_{re} = 35$$

$$J = 0,04$$

$$\rightarrow \frac{f_{po}}{f_{pu}} = \frac{1280 \text{ MPa}}{1900 \text{ MPa}} = 0,67$$

$$\rightarrow C = 0,61$$

$$\rightarrow RE = -12,94 \text{ MPa}$$

- Totalidad de las perdidas:

$$\text{Instantaneas: } F + ES = -65,29 \text{ MPa} \rightarrow 5,10 \% \approx 5 \%$$

$$\text{Diferidas: } SH + CR + RE = -97,44 \text{ MPa} \rightarrow 7,61 \% \approx 10 \%$$

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

6.3.4- Verificación de las tensiones en L / 2:

estado	tension	MPa
1	$\sigma_{1,s}$	-1,88
	$\sigma_{1,i}$	-11,43
2	$\sigma_{2,s}$	-7,43
	$\sigma_{2,i}$	-5,86
3	$\sigma_{3,s}^*$	-1,03
	$\sigma_{3,s}$	-8,13
	$\sigma_{3,i}$	-2,57
4 + 5	$\sigma_{4,s}^*$	-4,16
	$\sigma_{4,s}$	-10,68
	$\sigma_{4,i}$	3,86

$$\sigma_{4,s}^* = 4,16 \text{ MPa} < 0,60 * f'_{ci} = 0,60 * 30 \text{ MPa} = 18 \text{ MPa}$$

borde superior de tablero (H30)

$$\sigma_{4,s} = 10,68 \text{ MPa} < 0,45 * f'_{ci} = 0,45 * 40 \text{ MPa} = 18 \text{ MPa}$$

borde superior de viga (H40)

$$\sigma_{4,i} = 3,86 \text{ MPa} \approx \sqrt{f'_{ci}} = \sqrt{40} = 6,32 \text{ MPa}$$

borde inferior de viga (H40)

6.3.5 - Verificación de la seguridad a rotura en flexión:

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} * \left(\rho_p * \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{dp} * (\omega - \omega') \right) \right)$$

$$f_{pu} = 1900 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_p: 0,28 \left(\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0,90 \right)$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \frac{f'_c - 30 \text{ MPa}}{7} = 0,85 \text{ (H30)}$$

$$\rho_p: \text{cuantía geométrica de la armadura de tesado: } \frac{A_{ps}}{b * d_p}$$

$$\rho_p = \frac{24 * 140 * 10^{-6} \text{ m}^2}{2,34 \text{ m} * 1,54 \text{ m}} = 0,00093$$

$$\omega = 0,00$$

$$\omega' = 0,00$$

$$\rightarrow f_{ps} = 1863 \text{ MPa}$$

7

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

$$\begin{aligned} - T &= \text{Asp} * f_{ps} = 24 * 140 * 10^{-6} * \text{m}^2 * 1863 \text{ MPa} = 6,25 \text{ MN} \\ - a &= \frac{6,25 \text{ MN}}{2,34 \text{ m} * 0,85 * 30 \text{ MPa}} = 0,1049 \text{ m} \\ - M_n &= T * (h_p - \frac{a}{2}) = 6,25 \text{ MN} * (1,72 \text{ m} - \frac{0,1049 \text{ m}}{2}) = 10,42 \text{ MNm} \\ - M_u &= 1,20 * (1,74 + 1,39 + 0,57) \text{ MNm} + 1,60 * (1,56 + 0,76) \text{ MNm} = 8,15 \text{ MNm} \\ - 0,90 * M_n &= 9,38 \text{ MNm} > M_u = 8,15 \text{ MNm} \end{aligned}$$

→ Buenas Condiciones

6.3.5 – Armadura mínima:

$$\begin{aligned} - 0,90 * M_n &= 8,36 \text{ MNm} > 1,20 * M_{cr} = \\ &= \frac{b * h^2}{6} * f_r = \frac{2,34 \text{ m} * 1,82^2 \text{ m}^2}{6} * 0,625 * \sqrt{50} \text{ MPa} = 5,70 \text{ MNm} \\ &\rightarrow \text{Buenas Condiciones} \end{aligned}$$

6.3.6 – Dimensionamiento al corte:

- En apoyo (0,00 * L):

$$\begin{aligned} V_u &= 1,20 * (232,50 + 185,70 + 76,80) \text{ KN} + 1,60 * (208,05 + 96,72) \text{ KN} \\ &= 1081,63 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$M_u = 0,00 \text{ KNm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= (\frac{\sqrt{f'c}}{20} + 5 * \frac{V_u * dp}{M_u}) * b_w * d = (\frac{\sqrt{40}}{20} + 5) \text{ MPa} * 0,68 \text{ m} * 1,72 \text{ m} = \\ &= 6217 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b_w * d &= \frac{1}{6} * \sqrt{40} \text{ MPa} * 0,68 \text{ m} * 1,72 \text{ m} = \\ &= 1233 \text{ KN} < V_c \end{aligned}$$

$$0,40 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 2959 \text{ KN} < V_c$$

$$\begin{aligned} V_{cw} &= 0,30 * (\sqrt{f'c} + f_{pc}) * b_w * d + V_p = \\ &= 0,30 * (\sqrt{40} + (3,30 - 0,32)) \text{ MPa} * 0,68 \text{ m} * 1,72 \text{ m} = \\ &= 3265 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \text{se adopta } V_n = 0,75 * 2959 \text{ KN} > V_u$$

→ armadura de estribos mínima:

$$\begin{aligned} \frac{A_{vmin}}{s} &= \frac{1}{16} * \sqrt{f'c} * \frac{b_w}{f_{yv}} = \frac{1}{16} * \sqrt{40} \text{ MPa} * \frac{0,68 \text{ m}}{420 \text{ MPa}} = \\ &= 6,40 * 10^{-4} \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \end{aligned}$$

[Handwritten signature]

[Handwritten signature]
Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

$$\text{Separacion: } s = 0,20 \text{ m} \rightarrow 6,40 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 0,20 \text{ m} = 1,28 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\frac{A_{sp} * f_{pu} * s}{80 * f_v * d} * \sqrt{d / b_w} =$$

$$= \frac{24 * 1,40 * 10^{-4} * \text{m}^2 * 1900 \text{ MPa} * 0,20 \text{ m}}{80 * 420 \text{ MPa} * 1,72 \text{ m}} * \sqrt{1,72 / 0,68} =$$
$$= 0,35 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

Se adopta: Ø 12 mmm dos ramas c / 0,20 m

- En $0,10 * L$:

$$V_u = 1,20 * (186,00 + 148,56 + 61,44) \text{ KN} + 1,60 * (166,44 + 86,64) \text{ KN}$$
$$= 880,13 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,20 * (627,75 + 501,39 + 207,36) \text{ KNm} +$$
$$+ 1,60 * (561,74 + 272,16) \text{ KNm} = 2938,04 \text{ KNm}$$

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'c}}{20} + 5 * \frac{V_u * d_p}{M_u} \right) * b_w * d =$$

$$= \left(\frac{\sqrt{40}}{20} + 5 * \frac{880,13 \text{ KN} * 1,72 \text{ m}}{2938,04} \right) \text{ MPa} * 0,18 \text{ m} * 1,72 \text{ m} =$$

$$= 895 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{40} \text{ MPa} * 0,18 \text{ m} * 1,72 \text{ m} =$$

$$= 326 \text{ KN} < V_c$$

$$0,40 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 783 \text{ KN} < V_c$$

$$V_{cw} = 0,30 * (\sqrt{f'c} + f_{pc}) * b_w * d + V_p =$$

$$= 0,30 * (\sqrt{40} + (3,30 + 0,69)) \text{ MPa} * 0,18 \text{ m} * 1,72 \text{ m} =$$

$$= 958 \text{ KN} < V_c$$

$$\rightarrow \text{se adopta } V_n = 0,75 * 783 \text{ KN} = 587 < V_u$$

$$0,75 * V_s = V_u - 0,75 * V_c = 293 \text{ KN} \rightarrow V_s = 391 \text{ KN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{d * f_v} = \frac{391 \text{ KN}}{1,72 \text{ m} * 420 \text{ MPa}} = 5,41 * 10^{-4} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'c} * \frac{b_w}{f_{yv}} = \frac{1}{16} * \sqrt{40} \text{ MPa} * \frac{0,18 \text{ m}}{420 \text{ MPa}} =$$
$$= 1,69 * 10^{-4} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Separacion: } s = 0,20 \text{ m} \rightarrow 5,41 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 0,20 \text{ m} = 1,081 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

7

Manuel Alvarez
Ingeniero Civil

Obra: Ruta Provincial n° 12
Progresiva 1154
Puente sobre Arroyo Santa Maria
Provincia de Corrientes



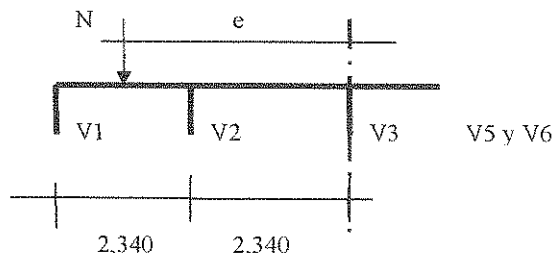
$$\frac{A_{sp} * f_{pu} * s}{80 * f_v * d} * \sqrt{d / b_w} =$$
$$= \frac{24 * 1,40 * 10^{-4} * m^2 * 1900 MPa * 0,20 m}{80 * 420 MPa * 1,72 m} * \sqrt{1,72 / 0,18} =$$
$$= 0,68 * 10^{-4} m^2$$

Se adopta: Ø 10 mmm dos ramas c / 0,20 m

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

7 - Vigas de arriostramiento:

* Aplanadora excéntrica respecto del eje del puente:



$N = 300$ KN (peso de 1 aplanadora)

$e = 2,90$ m

$$V_i = \frac{N}{n^{\circ} \text{vigas}} + \frac{N * e}{x_i^2} * x_i$$

$N = 300$ KN (peso de 1 aplanadora)

$e = 2,90$ m

$$x_i^2 = 2 * (4,68^2 \text{ m}^2 + 2,34^2 \text{ m}^2) = 54,76 \text{ m}^2$$

Cargas en las vigas:

$$V1 = \frac{300 \text{ KN}}{5} + \frac{300 \text{ KN} * 2,90 \text{ m}}{54,76 \text{ m}^2} * 4,68 \text{ m} = 134,35 \text{ KN}$$

$$V2 = \frac{300 \text{ KN}}{5} + \frac{300 \text{ KN} * 2,90 \text{ m}}{54,76 \text{ m}^2} * 2,34 \text{ m} = 97,18 \text{ KN}$$

$$V3 = \frac{300 \text{ KN}}{5} = 60,00 \text{ KN}$$

$$V4 = \frac{300 \text{ KN}}{5} - \frac{300 \text{ KN} * 2,90 \text{ m}}{54,76 \text{ m}^2} * 2,34 \text{ m} = 22,82 \text{ KN}$$

$$V5 = \frac{300 \text{ KN}}{5} - \frac{300 \text{ KN} * 2,90 \text{ m}}{54,76 \text{ m}^2} * 4,68 \text{ m} = -14,35 \text{ KN}$$

Momento flector M:

- bajo **V1**: 0,00 KNm

- bajo **Aplanadora**: 239,14 KNm

- bajo **V2**: 146,38 KNm

- bajo **V3**: - 13,84 KNm

- bajo **V4**: - 33,66 KNm

- bajo **V5**: 0,00 KNm

Esfuerzo de corte V:

- bajo **V1**: 134,35 KN

- bajo **Aplanadora**: 134,35 KN / -165,66 KN

- bajo **V2**: -165,65 KN / - 68,47 KN

- bajo **V3**: - 68,47 KN / - 8,47 KN

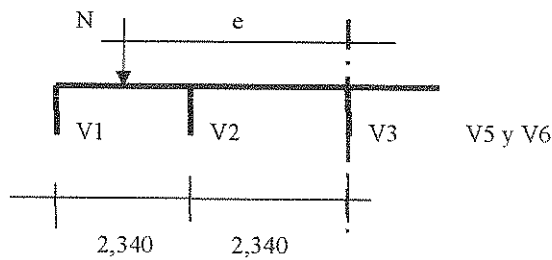
- bajo **V4**: - 8,47 KN / - 14,35 KN

- bajo **V5**: - 14,35 KN

W

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Caminos del Paraná S.A.

- Aplanadora centrada respecto del eje del puente:



$N = 300 \text{ KN}$ (peso de 1 aplanadora)
 $e = 0,00 \text{ m}$

Cargas en las vigas:

$$V1 = V2 = V3 = V4 = V5 = V6 = \frac{300 \text{ KN}}{5} = 60,00 \text{ KN}$$

Momento flector M :

- bajo V1: 0,00 KNm (idem V5)
- bajo V2: 140,40 KNm (idem V4)
- bajo V3: 421,20 KNm

Esfuerzo de corte V :

- bajo V1: 60,00 KN (idem V5)
- bajo V2: 60,00 KN / 120,00 KN (idem V4)
- bajo V3: 150,00 KN / 150 KN

- Dimensionamiento a flexion:

Hormigón: H 30 (Exposicion A3)
Acero Adn 420

- Armadura superior:

$b_o = 0,30 \text{ m}$; $h = 1,57 \text{ m}$; $d = 1,50 \text{ m}$

$$M_u = \phi * 1,60 * \min M = 1,20 * 1,60 * 33,66 \text{ KNm} = 64,63 \text{ KNm}$$

$$\rightarrow M_n = \frac{64,63 \text{ KNm}}{0,90} = 71,81 \text{ KNm} \rightarrow F_{e_{nec}} = 1,16 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\frac{1,40 * b_w * d}{f_y} = \frac{1,40}{420} * 0,30 \text{ m} * 1,50 \text{ m} = 15,00 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$\rightarrow 3 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm arriba}$

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

- Armadura inferior:

$$b_o = 0,30 \text{ m} ; h = 1,57 \text{ m} ; d = 1,50 \text{ m}$$

$$M_u = \phi * 1,60 * \max M = 1,20 * 1,60 * 421,40 \text{ KNm} = 809,09 \text{ KNm} / \text{m}$$

$$\rightarrow M_n = \frac{809,09 \text{ KNm}}{0,90} = 898,99 \text{ KNm} / \text{m} \rightarrow F_{e_{nec}} = 14,70 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$\rightarrow 3 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm}$ abajo

- Dimensionamiento al corte:

$$V_u = \phi * 1,60 * \max V = 1,20 * 1,60 * 165,66 \text{ KN} / \text{m} = 318,07 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_n = \frac{318,07 \text{ KN}}{0,75} = 424,09 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{30} \text{ MPa} * 0,30 \text{ m} * 1,50 \text{ m} = 410,79 \text{ KN}$$

$$V_n \approx V_c$$

$$\frac{A_v \min}{s} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w}{f_y} = \frac{1}{16} * \sqrt{30} * \frac{0,30}{420} = 2,44 * 10^{-4} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Separacion: } s = 0,20 \text{ m} \rightarrow 2,44 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 0,20 \text{ m} = 0,49 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

Se adopta: $\varnothing 10 \text{ mm}$ dos ramas c / $0,20 \text{ m}$

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

8 - Losa de aproximación:

8.1 - Análisis de cargas:

Hº en el lugar :	$0,25 \text{ m} * 25,0 \text{ KN} / \text{m}^3 =$	$6,25 \text{ KN} / \text{m}^2$
Carpeta de rodamiento:	$0,09 \text{ m} * 20,0 \text{ t} / \text{m}^3 =$	$1,80 \text{ KN} / \text{m}^2$
multitud compacta:	$1,40 * 6,00 \text{ KN} / \text{m}^2 =$	$8,40 \text{ KN} / \text{m}^2$
aplanadoras: tren delantero:	$1,40 * 130,00 \text{ KN} =$	$182,00 \text{ KN}$
tren trasero:	$1,40 * 170,00 \text{ KN} =$	$238,00 \text{ KN}$

8.2 - Solicitaciones:

- Peso propio mas multitud compacta:

$$Mu = (1,20 * 8,05 \text{ KN} / \text{m}^2 + 1,60 * 8,40 \text{ t} / \text{m}^2) * \frac{6,00^2 \text{ m}^2}{8} = 103,95 \text{ KNm} / \text{m}$$

$$Vu = 69,30 \text{ KN} / \text{m}$$

- Peso propio más aplanadoras:

- cargas permanentes:

$$Mu = 1,20 * 8,05 \text{ KN} / \text{m}^2 * \frac{6,00^2 \text{ m}^2}{8} = 43,47 \text{ KNm} / \text{m}$$

$$Vu = 28,98 \text{ KN} / \text{m}$$

- tren delantero:

Flexión: (tren delantero en $L / 2$)

$$b_1 = t + 2 * s + 2,00 \text{ m} = 1,20 \text{ m} + 2 * 0,09 \text{ m} + 2,00 \text{ m} = 3,38 \text{ m}$$

$$\rightarrow N = 182,00 \text{ KN} / b_1 = 53,85 \text{ KN} / \text{m}$$

$$Mu = 1,60 * 53,85 \text{ KN} / \text{m} * 6,00 \text{ m} / 4 = 129,24 \text{ KNm} / \text{m}$$

Corte:

$$\text{junto al apoyo: } b_1 = t + 5 * d = 1,20 \text{ m} + 5 * 0,25 \text{ m} = 2,45 \text{ m}$$

$$\rightarrow N = 182,00 \text{ t} / b_1 = 74,29 \text{ KN} / \text{m}$$

$$Vu = 1,60 * 74,29 \text{ KN} / \text{m} = 118,86 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{en } L / 2: b_1 = t + 2 * s + 2,00 \text{ m} = 3,38 \text{ m}$$

$$\rightarrow N = \frac{182 \text{ KN} / \text{m}}{2 * b_1} = 26,92 \text{ KN} / \text{m}$$

$$Vu = 1,60 * 26,92 \text{ KN} / \text{m} = 43,07 \text{ KN} / \text{m}$$

- tren trasero:

Flexión: (tren trasero en $L / 2$)

$$b_1 = t + 2 * s + 2,00 \text{ m} = 2,10 \text{ m} + 2 * 0,09 \text{ m} + 2,00 \text{ m} = 4,28 \text{ m}$$

$$\rightarrow N = 238,00 \text{ KN} / b_1 = 55,61 \text{ KN} / \text{m}$$
$$Mu = 1,60 * 55,61 \text{ KN} / \text{m} * 6,00 \text{ m} / 4 = 133,46 \text{ KNm} / \text{m}$$

Corte:

$$\text{junto al apoyo: } b_1 = t + 5 * d = 2,10 \text{ m} + 5 * 0,25 \text{ m} = 3,35 \text{ m}$$

$$\rightarrow N = 238,00 \text{ t} / b_1 = 71,04 \text{ KN} / \text{m}$$

$$Vu = 1,60 * 71,04 \text{ KN} / \text{m} = 113,66 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{en } L / 2: b_1 = t + 2 * s + 2,00 \text{ m} = 4,28 \text{ m}$$

$$\rightarrow N = \frac{238 \text{ KN} / \text{m}}{2 * b_1} = 27,80 \text{ KN} / \text{m}$$

$$Vu = 1,60 * 27,80 \text{ KN} / \text{m} = 44,48 \text{ KN} / \text{m}$$

8.3 - Dimensionamiento:

$$d = 0,25 \text{ m}; h = 0,21 \text{ m} \text{ (recubrimiento: 3 cm, grado exposición A3)}$$

$$Mu = 43,47 \text{ KNm} / \text{m} + 133,46 \text{ KNm} / \text{m} = 176,93 \text{ tm} / \text{m}$$

$$\rightarrow Mn = \frac{176,93 \text{ KNm} / \text{m}}{0,90} = 196,59 \text{ KNm} / \text{m} \rightarrow Fe = 24,71 * 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}$$

$\rightarrow$ se adopta 1 Ø 20 mm c / 0,10 m abajo
repartición: 1 Ø 12 mm c / 0,15 m abajo

$$Vu = 28,98 \text{ KN} / \text{m} + 118,86 \text{ KN} / \text{m} = 147,84 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\rightarrow Vn = \frac{147,84 \text{ KN} / \text{m}}{0,75} = 197,12 \text{ KN} / \text{m}$$

$$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{30} \text{ MPa} * 1,00 \text{ m} * 0,21 \text{ m} =$$
$$= 191,70 \text{ KN} / \text{m} \approx Vn$$

$\rightarrow$ no es necesaria armadura de corte

7



Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

9 - Dimensionamiento de los apoyos de vigas:

- Cargas actuantes en cada apoyo:

$$\text{cargas permanentes: } 33,00 \text{ KN / m} * \frac{30,80\text{m}}{2} = 508,20 \text{ KN}$$

multitud compacta con impacto:

$$15,79 \text{ KN / m} * \frac{30,80\text{m}}{2} = 243,17 \text{ KN}$$

multitud compacta sin impacto:

$$13,48 \text{ KN / m} * \frac{30,80\text{m}}{2} = 207,57 \text{ KN}$$

aplanadora con impacto:

$$60,00 \text{ KN} + 40,80 \text{ KN} * \frac{30,00\text{m} - 3,00\text{m}}{30,00\text{m}} = 96,72 \text{ KN}$$

$$\text{aplanadora sin impacto: } \frac{96,72\text{m}}{1,20} = 80,60 \text{ KN}$$

- Reaccion maxima con impacto: 848,09 KN

- Reaccion maxima sin impacto: 796,37 KN

- Reaccion minima sin impacto: 508,20 KN

- Diferencia térmica estimada: 30 °C ($\alpha = 1 * 10^{-5} \frac{\text{mm}}{\text{mm} * ^\circ\text{C}}$)

- Retracción y fluencia 0,00015 $\frac{\text{mm}}{\text{mm}}$

- Acortamiento o alargamiento máximo estimado por temperatura, retracción y fluencia:

$$d = (30 \text{ } ^\circ\text{C} * 1 * 10^{-5} \frac{\text{mm}}{\text{mm} * ^\circ\text{C}} + 0,00015 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}) * 30000 \text{ mm} = 13,50 \text{ mm}$$

- Placas adoptadas: se adoptan placas de 250 mm * 300 mm de lado y 10 mm de espesor (250 mm según el eje del puente)

- Cantidad de placas:

$$\text{se usa la expresión: } n^\circ * e = \frac{d}{0,50}$$

n°: numero de placas

e: espesor de cada placa: 10 mm

d: acortamiento o alargamiento: 13,50 mm

$$\rightarrow n^\circ = \frac{13,50\text{mm}}{0,50 * 10\text{mm}} = 1,68 \rightarrow \text{se adoptan 2 placas en c/ apoyo}$$



- Verificaciones:

a - distorsión:

por temperatura, retracción y fluencia el desplazamiento en c / apoyo:

$$d = \frac{13,50mm}{2} = 0,675 \text{ cm}$$

por frenado:

$$H' = \frac{0,15 * 600KN}{2apoyos * 5vigas} = 9,00 \frac{KN}{apoyo} \rightarrow \text{se adopta}$$
$$= \frac{2 * 207,57KN / 25}{2apoyos * 5vigas} = 1,66 \frac{KN}{apoyo}$$

$$\rightarrow d' = \frac{H / A}{G} * e = \frac{9,00KN / 750cm^2}{0,16KN / cm^2} * 2 * 1,00 \text{ cm} = 0,15 \text{ cm}$$

desplazamiento total: $dt = d + d' = 0,825 \text{ cm}$

$$\rightarrow \text{distorsión: } \frac{dt}{e} = \frac{0,825cm}{2 * 1,00cm} = 0,41 < 0,70 \rightarrow \text{buenas condiciones}$$

b - desplazabilidad:

fuerza horizontal en c / apoyo generada en por temp., retrac. y fluencia:

$$H = \frac{d * G * A}{e} = \frac{0,675cm * 0,08KN / cm^2 * 750cm^2}{2 * 1,00cm} = 20,25 \text{ KN}$$

fuerza horizontal total: $H_t = H + H' = 29,25 \text{ KN}$

$$\text{Para reacción máxima sin impacto: } \frac{29,25KN}{796,37KN} = 0,04 < 0,40$$

$$\text{Para reacción mínima sin impacto: } \frac{20,25KN}{508,20KN} = 0,04 < 0,40$$

→ buenas condiciones

c - rotación admisible: $4,80 \text{ ‰} / \text{placa} * 2 \text{ placas} = 9,80 \text{ ‰} > 6 \text{ ‰}$

→ buenas condiciones

d - carga admisible: $1050 \text{ KN} > 848 \text{ KN}$

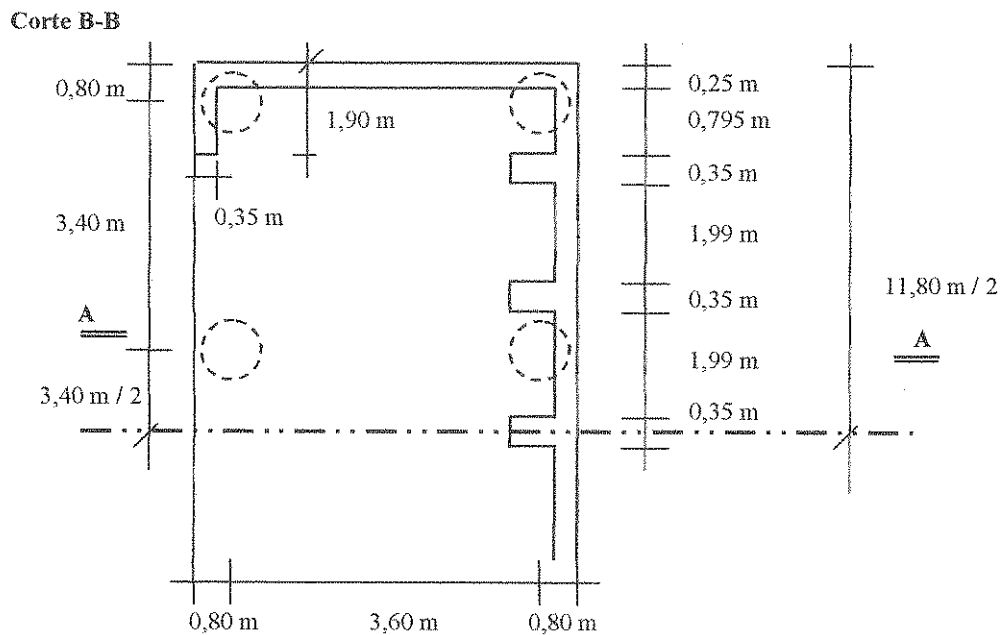
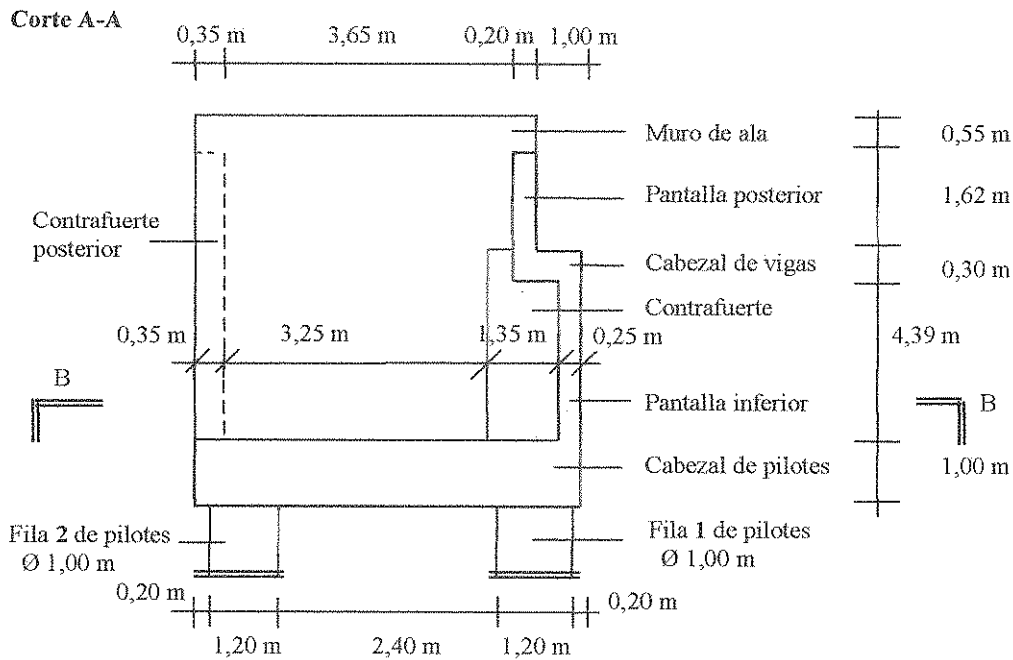
→ buenas condiciones

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

10 - Dimensionamiento de los estribos:

Se adopta el criterio de estribo cerrado con muro de frente, con contrafuertes coincidentes con los apoyos de las vigas del tablero, y muros de ala laterales.

Para la fundación se adoptan dos filas de pilotes con los siguientes datos que provienen del Informe correspondiente al Estudio de Suelos.



Nivel inferior del cabezal de pilotes: + 59,00

Diámetro de pilotes: 1,20 m

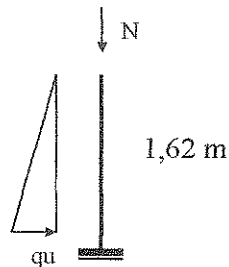
Nivel de punta de pilotes: +37,00

Capacidad admisible del suelo por la punta: 1900 KN / m²

Capacidad admisible del suelo por el fuste: 20 KN / m² a partir de +53,30

a – Pantalla posterior a las vigas:

Se dimensiona como mensula empotrada en el cabezal de apoyo de vigas



- qu: empuje de suelos: $qu = K \cdot h$

$K = 0,70$ (según método semiempírico Terzaghi)

$$qu = 1,60 \cdot 0,70 \cdot 20,00 \frac{KN}{m^3} \cdot 1,62 m = 36,29 \frac{KN}{m^2}$$

- N: peso propio y descarga de la losa de aproximación:

$$Nu = 1,20 \cdot 0,20 m \cdot 1,62 m \cdot 25,00 \frac{KN}{m^3} + \\ + (1,20 \cdot 8,05 \frac{KN}{m^2} + 1,60 \cdot 6,00 \frac{KN}{m^2}) \cdot \frac{6,00m}{2} = 67,50 \frac{KN}{m}$$

$$Mu = 15,87 KNm / m$$

$$Nu = 67,50 KN / m$$

$$Vu = 29,39 KN / m$$

* Dimensionamiento a flexión:

$$bo = 1,00 m$$

$$h = 0,20 m$$

$$d = 0,155 m \text{ (recubrimiento: 3 cm , grado exposición A3)}$$

$$Mu = 6,45 KNm / m + 67,50 KN / m \cdot (0,155 - \frac{0,20}{2}) m = 10,16 KNm / m$$

$$\rightarrow Mn = \frac{10,16 KNm / m}{0,90} = 11,29 KNm / m ; Nn = \frac{67,50 KN / m}{0,90} = 75,00 KN / m$$

$$\rightarrow A_{nec} = 0,34 \cdot 10^{-4} m^2 = A_{min} = \frac{1,40 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,40}{420} \cdot 1,00 m \cdot 0,155 m = \\ = 5,17 \cdot 10^{-4} m^2$$

→ se adopta: 1 Ø 10 mm c / 0,20 m vertical en las dos caras

reparticion: 1 Ø 10 mm c / 0,20 m horizontal en las dos caras

* Dimensionamiento al corte:

$$V_u = 29,39 \text{ KN / m}$$

$$\rightarrow V_n = \frac{29,39 \text{ KN / m}}{0,75} = 39,19 \text{ KN / m}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{30} \text{ MPa} * 1,00 \text{ m} * 0,155 \text{ m} =$$
$$= 141,50 \text{ KN / m} > V_n$$

→ no es necesaria armadura de corte

b – Pantalla inferior:

Se dimensiona como placa apoyada en los contrafuertes y en los muros de ala laterales.

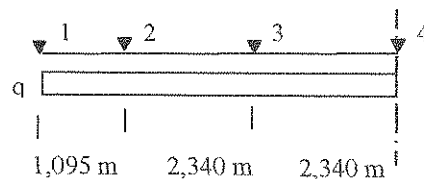
- Empuje de suelos:

según método empírico Terzaghi:

$$K = 0,80$$

Tomando una franja de losa, de ancho unitario, en el extremo inferior de la pantalla, se mide la carga del suelo:

$$- p / z_{\max} = 1,62 \text{ m} + 0,30 \text{ m} + 4,39 \text{ m} - 0,50 \text{ m} = 5,81 \text{ m}$$



$$q_u = 1,60 * 0,70 * 20,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 5,81 \text{ m} = 130,14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \approx 130 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Momentos flectores:

$$M_u = - 63,33 \text{ KNm / m (tracción adentro en el apoyo 3)}$$

$$M_u = 34,92 \text{ KNm / m (tracción afuera en tramo 2 - 3)}$$

Esfuerzos cortantes:

$$V_u = 159,82 \text{ KN / m (tramo 2 - 3 junto al apoyo 3)}$$

Reacciones:

$$R_u = 314,50 \text{ KN / m (en el apoyo 3)}$$

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

* Dimensionamiento a flexión:

$$b_o = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

$$d = 0,215 \text{ m (recubrimiento: 3 cm, grado exposición A3)}$$

- armadura interior:

$$M_{eu} = 34,69 \text{ KNm / m}$$

$$\rightarrow M_n = \frac{63,33 \text{ KNm / m}}{0,90} = 70,37 \text{ KNm / m}$$

$$\rightarrow Fe_{nec} = 8,02 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

- armadura exterior:

$$M_{eu} = 19,32 \text{ KNm / m}$$

$$\rightarrow M_n = \frac{34,92 \text{ KNm / m}}{0,90} = 38,80 \text{ KNm / m}$$

$$\rightarrow Fe_{nec} = 4,38 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

→ se adopta: 1 Ø 12 mm c / 0,10 m horizontal en las dos caras

reparticion: 1 Ø 10 mm c / 0,20 m vertical en las dos caras

* Dimensionamiento al corte:

$$V_u = 159,82 \text{ KN / m} - 130,00 \text{ KN / m} * \frac{0,215 \text{ m}}{2} = 143,57 \text{ KN / m}$$

$$\rightarrow V_n = \frac{143,57 \text{ KN / m}}{0,75} = 191,43 \text{ KN / m}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{30} \text{ MPa} * 1,00 \text{ m} * 0,215 \text{ m} = 196,27 \text{ KN / m} > V_n$$

→ no es necesaria armadura de corte

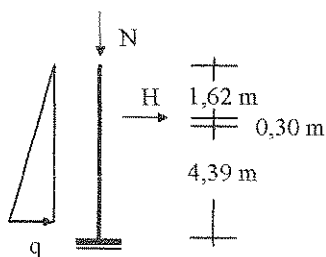
c – Contrafuertes:

Se dimensionan como mensulas apoyadas en el cabezal de pilotes.

Las cargas actuantes son el peso propio, las descargas de la losa de transición y de las vigas principales del tablero del puente y el empuje de suelo actuantes sobre los muros del frente del estribo.

7

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Caminos del Paraná S.A.



- qu: empuje de suelos:

según método empírico Terzaghi:

$$K = 0,70$$

$$- p / z_{\max} = 1,62 \text{ m} + 4,69 \text{ m} = 6,31 \text{ m}$$

$$qu = 1,60 * 0,70 * 20,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 6,31 \text{ m} * 2,34 \text{ m} = 330,75 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$(\text{sin coeficiente de mayoracion: } 206,72 \frac{\text{KN}}{\text{m}})$$

- N: peso propio, descarga de la losa de aproximación y vigas:

$$- \text{peso propio: } 1,20 * 1,60 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 4,39 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 73,75 \text{ KN}$$

$$(\text{sin coeficiente de mayoracion: } 61,46 \frac{\text{KN}}{\text{m}})$$

- peso propio cabezal de apoyo de vigas:

$$1,20 * 1,20 \text{ m} * 2,34 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 25,27 \text{ KN}$$

$$(\text{sin coeficiente de mayoracion: } 21,06 \text{ KN})$$

$$- \text{descarga pantalla posterior: } 67,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 2,34 \text{ m} = 157,95 \text{ KN}$$

$$(\text{sin coeficiente de mayoracion: } 50,25 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 2,34 \text{ m} = 117,59 \text{ KN})$$

- descarga de viga de tablero:

$$(1,20 * 508,20 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 1,60 * (207,57 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 80,60 \text{ KN})) = 1070,91 \text{ KN}$$

(Reaccion maxima sin impacto)

$$(\text{sin impacto y sin coeficiente de mayoracion: } 796,37 \text{ KN})$$

$$Nu = 1057,88 \text{ KN}$$

$$(\text{sin coeficiente de mayoracion: } N = 996,47 \text{ KN})$$

- H: fuerza de frenado, fluencia y retracción:

$$- \text{temperatura, retracción y fluencia: } 1,20 * 20,25 \text{ KN} = 24,30 \text{ KN}$$

$$- \text{frenado: } 1,60 * 9,00 \text{ KN} = 14,40 \text{ KN}$$

$$Hu = 38,70 \text{ KN}$$

$$(\text{sin coeficiente de mayoracion: } H = 29,25 \text{ KN})$$

Handwritten signature

Handwritten signature
Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

$$M_u = 2376,37 \text{ KNm}$$

$$N_u = 1057,88 \text{ KN}$$

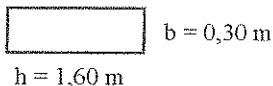
$$V_u = 1082,22 \text{ KN}$$

* Dimensionamiento a flexocompresion:

$$b = 0,35 \text{ m}$$

$$h = 1,60 \text{ m}$$

$$d = 1,50 \text{ m (recubrimiento: 3 cm, grado exposición A3)}$$



- dimensionado según h:

→ $k = 1,00$ (se adopta)

$$r = h / 3,46 = 1,60 \text{ m} / 3,46 = 0,462 \text{ m}$$

$$l_u = 4,39 \text{ m} \rightarrow \lambda = \frac{k * l_u}{r} = 9,49 < \lambda_{lim} = 34 - 12 * \frac{M_1}{M_2} = 34$$

→ se dimensiona a flexocompresion: $M_c = M_u = 2376,37 \text{ KNm}$

$$M_{eu} = 2,38 \text{ MNm} + 1,06 \text{ MN} * (1,50 \text{ m} - \frac{1,60 \text{ m}}{2}) = 3,12 \text{ MNm}$$

$$M_n = \frac{3,12 \text{ MNm}}{0,90} = 3,47 \text{ MNm}$$

$$\rightarrow A_s = 33,01 * 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow 8 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm en dos capas en cara interior}$$

h = 1,60 m

$$b = 0,35 \text{ m}$$



- dimensionado según b:

→ $k = 1,00$ (se adopta)

$$r = h / 3,46 = 0,35 \text{ m} / 3,46 = 0,101 \text{ m}$$

$$l_u = 4,39 \text{ m} \rightarrow \lambda = \frac{k * l_u}{r} = 43,40 \approx \lambda_{lim} = 34 - 12 * \frac{M_1}{M_2} = 34$$

→ $M_c \approx 0,00 \text{ KNm}$

En CIRSOC 201, tablas columna 7.3.1

$$\gamma = 0,25 \text{ m} / 0,35 \text{ m} = 0,71$$

$$\rho_g = 0,01 \text{ (min) } \rightarrow A_s = A_g * \rho_g = 56,00 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

En cada cara mayor se agregan 6 $\varnothing 16 \text{ mm}$

7/11

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

* Dimensionamiento al corte:

$$V_u = 1082,22 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_n = \frac{1082,22 \text{ KN}}{0,75} = 1442,96 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{30} \text{ MPa} * 0,35 \text{ m} * 1,50 \text{ m} = 479,26 \text{ KN / m} < V_n$$

$$V_s = V_n - V_c = 1442,96 \text{ KN} - 479,26 \text{ KN} = 963,70 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{963,70 \text{ KN}}{420 \text{ MPa} * 1,50 \text{ m}} = 15,30 * 10^{-4} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Sección necesaria para anclar la pantalla del frente a la viga:

$$\rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{314,50 \text{ KN / m}}{0,90 * 420 \text{ MPa}} = 8,32 * 10^{-4} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

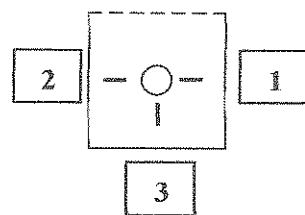
$$\rightarrow \frac{A_v t}{s} = 23,62 * 10^{-4} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Separación entre estribos: } s = 10 \text{ cm} \rightarrow A_v = 2,37 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

→ estribos Ø 12 mm dos ramas c / 10 cm

$$\begin{aligned} \rightarrow A_{v_{\min}} &\geq \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_y} = \frac{1}{16} * \sqrt{30} * \frac{0,35 * 0,10}{420} = \\ &= 0,29 * 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{estribo} \\ &< 2,26 * 10^{-4} \text{ m}^2 (2 \text{ Ø } 12 \text{ mm}) \rightarrow \text{buenas condiciones} \end{aligned}$$

d – Muros de ala:



$$\begin{aligned} L_y &= 1,62 \text{ m} + 0,30 \text{ m} + 4,39 \text{ m} = \\ &= 6,31 \text{ m} \approx 6,30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5,20 \text{ m (medida exterior)} \\ L_x = 5,00 \text{ m} \end{aligned}$$

1: muro de frente

2: contrafuerte posterior

3: cabezal de pilotes

- q: empuje de suelos:

según método empírico Terzaghi:

$$K = 0,70$$

$$- p / z_{\max} = 6,30 \text{ m}$$

7

Ing. CHRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

$$q_u = 1,60 * 0,70 * 20,00 \frac{KN}{m^3} * 6,30 m = 141,34 \frac{KN}{m^2}$$

* Solicitaciones:

$$M_{ux} = 128,00 \text{ KNm} / m \text{ (traccion afuera horizontal)}$$

$$M_{uy} = 44,10 \text{ KNm} / m \text{ (traccion afuera vertical)}$$

$$V_{ux} = 140,28 \text{ KN} / m \text{ (en apoyo vertical)}$$

$$V_{uy} = 87,56 \text{ KN} / m \text{ (en apoyo horizontal)}$$

* Dimensionamiento a flexion:

$$b_o = 1,00 \text{ m} / h = 0,25 \text{ m} / d_x = 0,215 \text{ m} / d_y = 0,205 \text{ m}$$

(recubrimiento: 3 cm , grado exposición A3)

$$\text{Armadura horizontal: } M_n = \frac{128,00 \text{ KNm} / m}{0,90} = 142,22 \text{ KNm} / m$$

$$\rightarrow F_{e_{nec}} = 16,81 * 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow 1 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm} / 10 \text{ cm (horizontal afuera)}$$

$$1 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm} / 10 \text{ cm (horizontal adentro)}$$

$$\text{Armadura vertical: } M_n = \frac{44,10 \text{ KNm} / m}{0,90} = 49,00 \text{ KNm} / m$$

$$\rightarrow F_{e_{nec}} = 6,00 * 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow 1 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm} / 10 \text{ cm (vertical afuera)}$$

$$1 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm} / 10 \text{ cm (vertical adentro)}$$

* Dimensionamiento al corte:

$$V_u = 140,28 \text{ KN} / m$$

$$\rightarrow V_n = \frac{140,28 \text{ KN} / m}{0,75} = 187,04 \text{ KN} / m$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{30} \text{ MPa} * 1,00 \text{ m} * 0,215 \text{ m} =$$

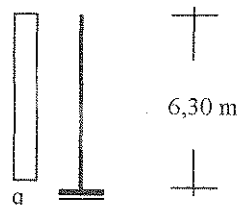
$$= 196,27 \text{ KN} / m > V_n$$

→ no es necesaria armadura de corte

e - Contrafuertes posteriores:

Se dimensionan como mensulas apoyadas en el cabezal de pilotes.

La carga actuante es la reaccion de muro de ala:



$$- q_u = 140 \text{ KN} / m$$

$$M_u = 2778,30 \text{ KNm} / V_u = 882,00 \text{ KN}$$

7

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Caminos del Paraná S.A.

$$\begin{aligned}b_o &= 0,35 \text{ m} \\h &= 1,25 \text{ m} \\d &= 1,77 \text{ m (recubrimiento: 3 cm, grado exposición A3)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{2778,30 \text{ KNm/m}}{0,90} = 3087,00 \text{ KNm/m} \rightarrow F_{e_{ncc}} = 44,30 * 10^{-4} \text{ m}^2 \\&\rightarrow 9 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm (verticales tres capas en la cara interior)}\end{aligned}$$

$$\rightarrow V_n = \frac{882 \text{ KN/m}}{0,75} = 1176,00 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{30} \text{ MPa} * 0,35 \text{ m} * 1,77 \text{ m} = \\&= 565,52 \text{ KN} < V_n\end{aligned}$$

$$V_s = V_n - V_c = 1176,00 \text{ KN} - 565,52 \text{ KN} = 610,48 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{610,48 \text{ KN}}{420 \text{ MPa} * 1,77 \text{ m}} = 8,21 * 10^{-4} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Sección necesaria para anclar la pantalla del frente a la viga:

$$\rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{140 \text{ KN/m}}{0,90 * 420 \text{ MPa}} = 3,70 * 10^{-4} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\rightarrow \frac{A_v t}{s} = 11,91 * 10^{-4} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Separación entre estribos: } s = 20 \text{ cm} \rightarrow A_v = 2,38 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \text{estribos } \varnothing 12 \text{ mm dos ramas c / 20 cm}$$

$$\begin{aligned}\rightarrow A_{v_{\min}} &\geq \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_y} = \frac{1}{16} * \sqrt{30} * \frac{0,35 * 0,20}{420} = \\&= 0,57 * 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{estribo} < 2,26 * 10^{-4} \text{ m}^2 (2 \varnothing 12 \text{ mm}) \\&\rightarrow \text{buenas condiciones}\end{aligned}$$

f – Cabezal de pilotes:

* Dimensionado según el eje longitudinal del puente :

- Como simplemente apoyado en las filas 1 y 2 de pilotes y la carga debido al peso propio del cabezal y del suelo bajo la losa de aproximación :

$$\begin{aligned}q_u &= 1,20 * 1,00 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} + 1,60 * 6,31 \text{ m} * 20,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = \\&= 231,92 \text{ KN/m}\end{aligned}$$



Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Caminos del Paraná S.A.

$$M_u = 231,92 \frac{KN}{m^2} * \frac{3,60^2 m^2}{8} = 375,71 \text{ KNm} / m$$

$$V_u = 417,46 \text{ KN} / m$$

- teniendo en cuenta el momento flector de los contrafuertes:

$$M_u = \frac{2376 \text{ KNm}}{2,34 m} = 1015,38 \text{ KNm} / m$$

$$V_u = \frac{2376 \text{ KNm}}{2,34 m * 3,60 m} = 282,05 \text{ KN} / m$$

- dimensionado a flexion:

$$b_o = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 0,95 \text{ m (recubrimiento: 3 cm, grado exposición A3)}$$

- armadura inferior:

$$M_n = \frac{375,71 \text{ KNm} / m}{0,90} = 417,42 \text{ KNm} / m \rightarrow A_s = 12,42 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y} = \frac{1,58}{420} * 1,00 \text{ m} * 0,95 \text{ m} = 35,66 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

→ se adopta: 1 Ø 20 mm c / 0,10 m

- armadura superior:

$$M_n = \frac{1015,38 \text{ KNm} / m}{0,90} = 1128,20 \text{ KNm} / m \rightarrow F_{e_{nec}} = 29,96 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

→ se adopta: 1 Ø 20 mm c / 0,10 m

- a corte:

$$\rightarrow V_n = \frac{(417,46 + 282,05) \text{ KN} / m}{0,75} = 932,67 \text{ KN} / m$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{40} \text{ MPa} * 1,00 \text{ m} * 0,95 \text{ m} = 1001,39 \text{ KN} / m > V_n$$

→ no es necesaria armadura de corte

*** Dimensionado transversal al eje longitudinal del puente :**

Como simplemente apoyado entre los pilotes de las filas debido al peso propio del cabezal y del suelo bajo la losa de aproximacion :

$$q_u = 1,20 * 1,00 \text{ m} * 25,00 \frac{KN}{m^3} + 1,60 * 6,31 \text{ m} * 20,00 \frac{KN}{m^3} = 231,92 \text{ KN} / m$$



Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

$$M_u = 231,92 \frac{KN}{m^2} * \frac{3,40^2 m^2}{8} = 335,12 \text{ KNm} / m$$

$$V_u = 394,26 \text{ KN} / m$$

$$b_o = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 0,93 \text{ m (recubrimiento: 3 cm, grado exposición A3)}$$

- a flexion:

$$M_n = \frac{335,12 \text{ KNm} / m}{0,90} = 372,36 \text{ KNm} / m \rightarrow A_s = 9,72 * 10^{-4} m^2$$

→ se adopta: 1 Ø 20 mm c / 0,10 m (Asmin)

- a corte:

$$\rightarrow V_n = \frac{394,26 \text{ KN} / m}{0,75} = 525,69 \text{ KN} / m$$

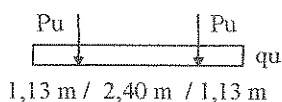
$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{40} \text{ MPa} * 1,00 \text{ m} * 0,93 \text{ m} = 980,31 \text{ KN} / m > V_n$$

→ no es necesaria armadura de corte

*** Dimensionado transversal al eje longitudinal del puente debido a las cargas de contrafuertes y pantalla delantera :**

Dada la ubicacion de las cargas y de la fila 1 de pilotes es aceptable considerar que estas cargas se transmiten directamente a sus pilotes.

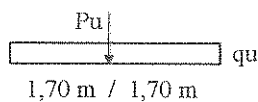
Considerando un tramo de la pantalla simplemente apoyado entre dos pilotes:



$$P_u = 1057,88 \text{ KN} \approx 1060 \text{ Kn (contrafuerte)}$$

$$q_u = 1,20 * 0,25 \text{ m} * 4,39 \text{ m} * 25,00 \frac{KN}{m^3} = 32,92 \frac{KN}{m} \approx 33 \frac{KN}{m} \text{ (pantalla)}$$

$$M_u = 663,65,65 \text{ KNm}$$



$$M_u = 948,68 \text{ KNm}$$

Se considera viga de gran altura con : $d = 1,00 \text{ m} + 4,69 \text{ m} = 5,69 \text{ m}$

$$M_n = \frac{948,69 \text{ KNm}}{0,90} = 1050,09 \text{ KNm}$$

[Firma manuscrita]

[Firma manuscrita]
Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

$$Fe = \frac{Mn}{z * fy}$$

$$z = 0,60 * L = 0,60 * 3,40 \text{ m} = 2,04 \text{ m}$$

(Cuaderno n° 240 – DIN 1045)

$$\rightarrow Fe = \frac{1050,09 \text{ KNm}}{2,04 \text{ m} * 420 \text{ MPa}} = 12,30 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

→ se cubre con 4 Ø 20 mm de la armadura inferior del cabezal

*** Verificacion de los pilotes:**

- Verificacion de la capacidad portante :

* Cargas verticales : (sin coeficientes de mayoracion)

- descarga de contrafuertes y pantalla inferior:

$$V1 = 0,25 \text{ m} * 9,55 \text{ m} * 4,39 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} + 5 * 996,47 \text{ KN} =$$
$$= 5244,38 \text{ KN}$$

- descarga de muros de ala:

$$V2 = (2 * 0,25 \text{ m} * 4,20 \text{ m} * 6,86 \text{ m} + 2 * 0,25 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 6,31 \text{ m} +$$
$$+ 2 * 1,65 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 6,31 \text{ m}) * 25,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 621,22 \text{ KN}$$

- descarga de suelo bajo cabezal de apoyo de vigas:

$$V3 = 9,55 \text{ m} * 0,95 \text{ m} * 4,39 \text{ m} * 20,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 796,55 \text{ KN}$$

- descarga de suelo bajo losa de aproximacion:

$$V4 = 11,30 \text{ m} * 4,00 \text{ m} * 6,31 \text{ m} * 20,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 5704,24 \text{ KN}$$

- descarga de cabezal:

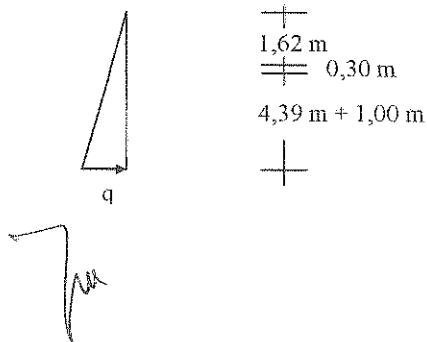
$$V5 = 11,80 \text{ m} * 5,20 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 1534,00 \text{ KN}$$

* Cargas horizontales : (sin coeficientes de mayoracion)

- descarga de fuerza de frenado, retraccion y fluencia:

$$H1 = 5 * 29,25 \text{ KN} = 146,25 \text{ KN}$$

- empuje de suelo:




Ing. ORISTIAN V. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

- q: empuje de suelos según método empírico Terzaghi:

$$K = 0,70$$

$$- p / z_{\max} = 1,62 \text{ m} + 0,30 \text{ m} + 4,39 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 7,31 \text{ m}$$

$$H2 = 0,70 * 20,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * \frac{7,31^2 \text{ m}^2}{2} * 11,80 \text{ m} = 4413,82 \text{ KN}$$

* momento respecto al baricentro de los pilotes:

$$M = V2 * (-0,792) \text{ m} + V3 * 1,875 \text{ m} + V4 * (-0,60 \text{ m}) + \\ + H1 * 4,79 \text{ m} + H2 * \frac{7,31 \text{ m}}{3} = 9180,41 \text{ KNm}$$

* descarga en la Fila 1:

$$N1 = V1 + \frac{V2 + V3 + V4 + V5 + V6}{2} + \frac{M}{3,00 \text{ m}} = 12123,20 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \text{en c / pilote: } N_{\text{pil}} = \frac{N1}{4} = 3030,80 \text{ KN}$$

* descarga en la Fila 2:

$$N2 = \frac{V2 + V3 + V4 + V5 + V6}{2} - \frac{M}{3,00 \text{ m}} = 1778,20 \text{ KN}$$

* Carga admisible del pilote: $\emptyset = 1,20 \text{ m}$

$$- \text{por la punta: } \pi * 0,60^2 \text{ m}^2 * 1900 \text{ KN} / \text{m}^2 = 2148,85 \text{ KN}$$

$$- \text{por el fuste: } \pi * 1,20 \text{ m} * 16,00 \text{ m} * 20 \text{ KN} / \text{m}^2 = 1206,37 \text{ KN}$$

$$- \text{descuento p. propio: } \pi * 0,60^2 \text{ m}^2 * 2,00 \text{ m} * 25 \text{ KN} / \text{m}^3 + \\ + \pi * 0,60^2 \text{ m}^2 * 20,00 \text{ m} * 15 \text{ KN} / \text{m}^3 = 395,84 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{\text{pil}} \text{ admisible: } 2959,74 \text{ KN} \approx N_{\text{maximo}} \rightarrow \text{buenas condiciones}$$

- Verificación de la resistencia mecánica:

$$V1 = 1,20 * 0,25 \text{ m} * 9,55 \text{ m} * 4,39 \text{ m} * 25,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} + 5 * 1057,88 \text{ KN} = \\ = 5603,83 \text{ KN}$$

$$V2 = 1,20 * 621,22 \text{ KN} = 745,46 \text{ KN}$$

$$V3 = 1,20 * 796,56 \text{ KN} = 955,87 \text{ KN}$$

$$V4 = 1,20 * 5704,24 \text{ KN} = 6845,09 \text{ KN}$$

$$V5 = 1,20 * 1534,00 \text{ KN} = 1840,80 \text{ KN}$$

$$H1 = 5 * 38,70 \text{ KN} = 193,50 \text{ KN}$$

$$H2 = 1,60 * 4413,82 \text{ KN} = 7062,11 \text{ KN}$$

$$M = V2 * (-0,792) \text{ m} + V3 * 1,875 \text{ m} + V4 * (-0,60 \text{ m}) + \\ + H1 * 4,79 \text{ m} + H2 * \frac{7,31 \text{ m}}{3} = 15229,67 \text{ KNm}$$

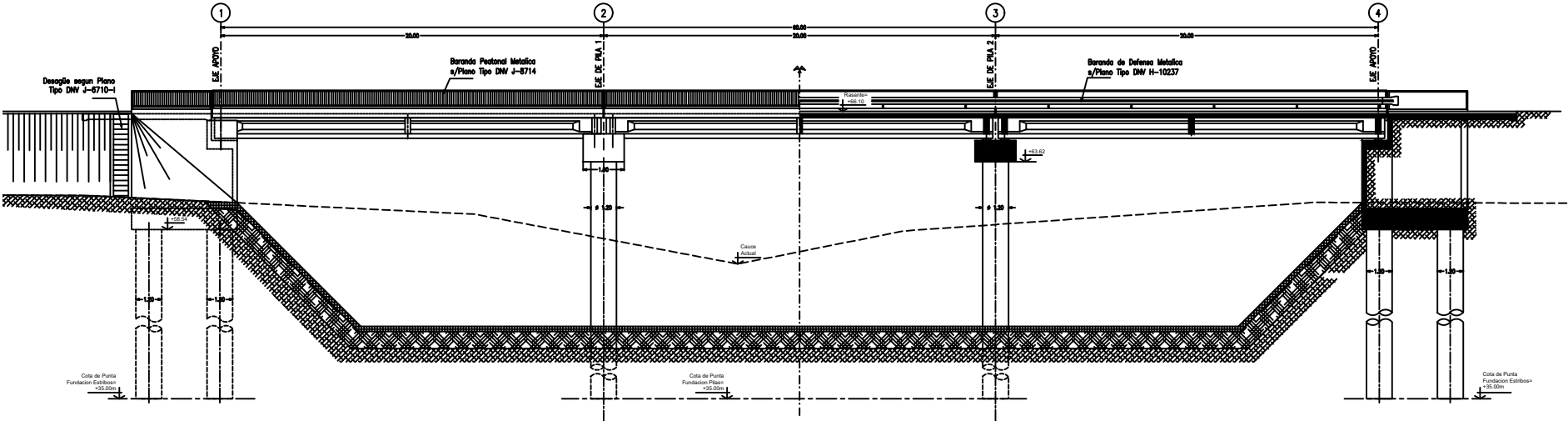
$$\rightarrow \text{en la Fila 1: } N_u = \frac{1}{4} * (V1 + \frac{V2 + V3 + V4 + V5 + V6}{2} + \frac{M}{3,00 \text{ m}}) = \\ = 3968,50 \text{ KN} / \text{pilote}$$

$$V_u = \frac{1}{8} (H1 + H2) = 906,95 \text{ KN} / \text{pilote}$$

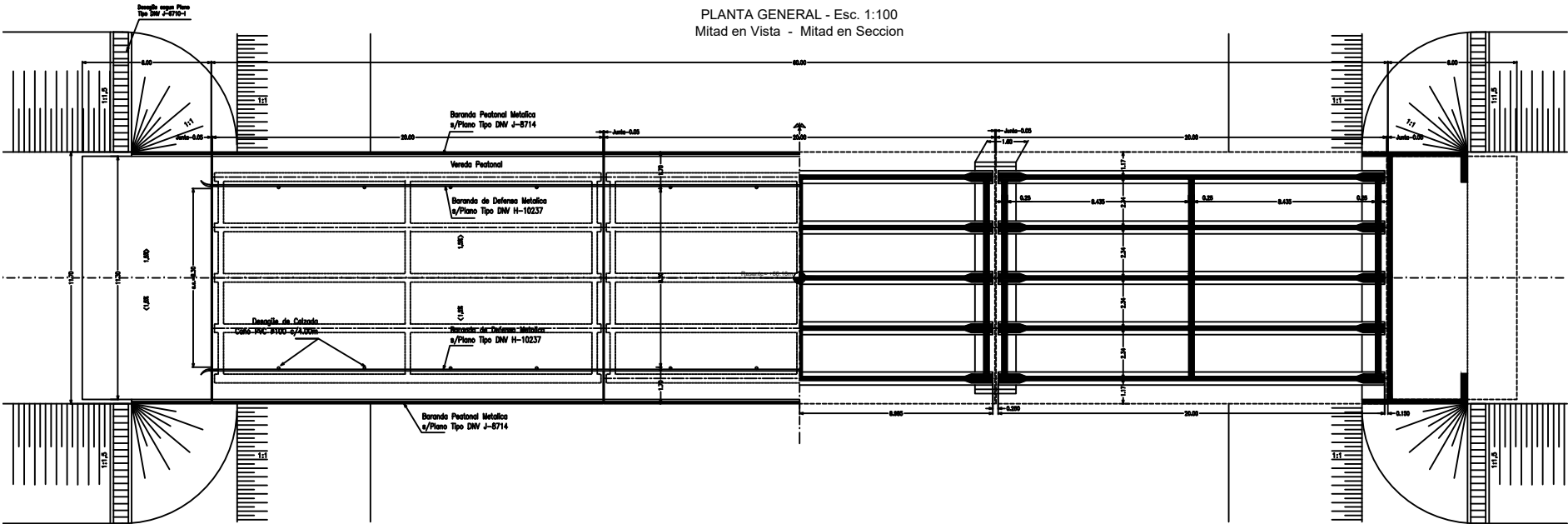
$$M_u = V_u * 2,00 \text{ m} = 1813,90 \text{ KNm} / \text{pilote}$$

Ing. CRISTIAN A. LOVRICH
Representante Técnico
Camino del Paraná S.A.

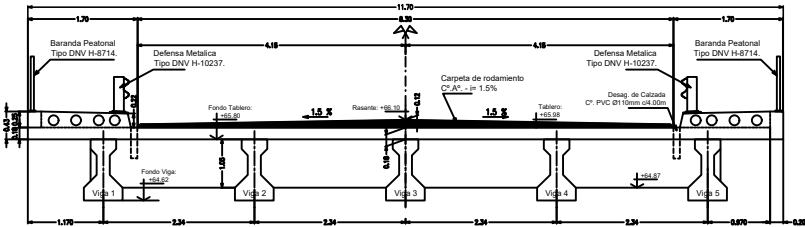
ELEVACION GENERAL - Esc. 1:100
Mitad en Vista - Mitad en Seccion



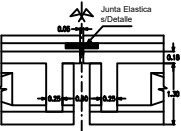
PLANTA GENERAL - Esc. 1:100
Mitad en Vista - Mitad en Seccion



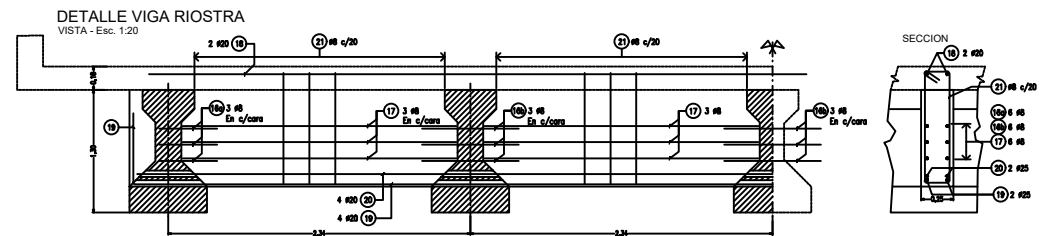
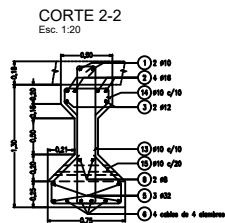
Seccion transversal tipica - Esc. 1:40



Detalle Encuentro de
Tableros



Calculo: DIEZ JUAN AGUSTIN GUTIERREZ TORRES	Obra: Ruta Nacional N°12 PUENTE SOBRE R° ARROYO SANTA MARIA	Plano: 1
TRABAJO FINAL		Lamina: 1
Escala: Varias		
Fecha: DICIEMBRE 2020		
Reemplaza:		



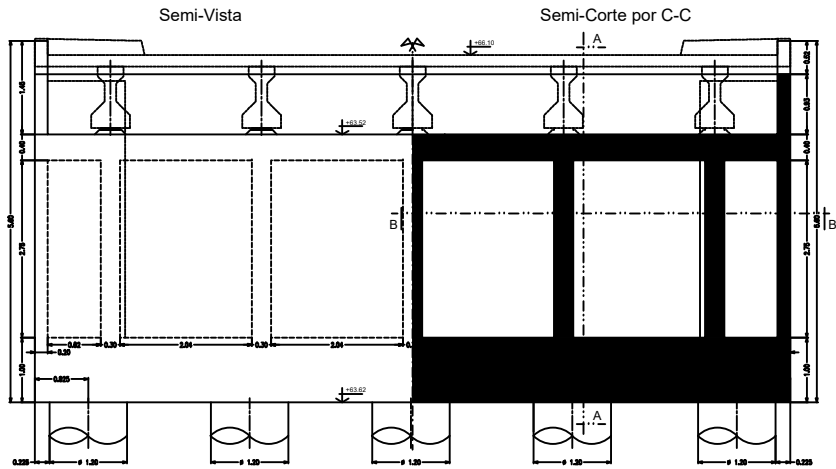
The drawing consists of two parts: 'SECCIONES' (Sections) on the left and 'VISTAS' (Views) on the right.

SECCIONES: A cross-section of a roof. The roof is gabled with a central vertical line indicating the ridge. The roof slope is indicated by a triangle with a vertical side of 0,05 and a horizontal side of 0,50. The roof height is 0,05. The roof width is 0,50. The roof is supported by four columns labeled 1, 2, 3, and 4. The columns are spaced 0,50 apart. The roof is labeled 'SECCIONES'.

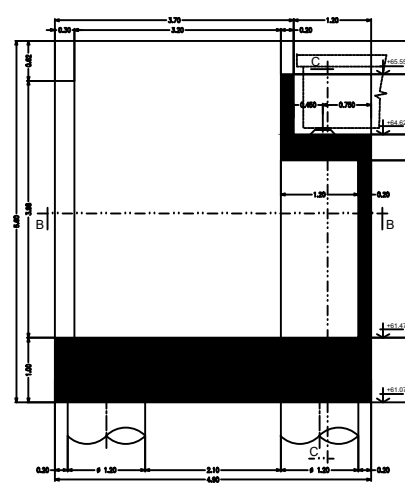
VISTAS: A plan view of the roof. The roof is rectangular with a width of 0,50 and a length of 2,00. The roof is labeled 'VISTAS'. The roof is supported by four columns labeled 1, 2, 3, and 4. The columns are spaced 0,50 apart. The roof is labeled 'Posiciones 1 a 4 - Adherencia Completa - Cant.: 4 Cordones'.

Cálculo: OSCAR JUAN AGUSTIN GUTIERREZ TOMAS Obra: Ruta Nacional N°12 UTM: Fundación Ingeniero PUENTE SOBRE R.º ARROYO SANTA MARIA Escala: Varios Fecha: DICIEMBRE 2020 Reemplaza:	Plano: 2 Lamina: 1
---	--

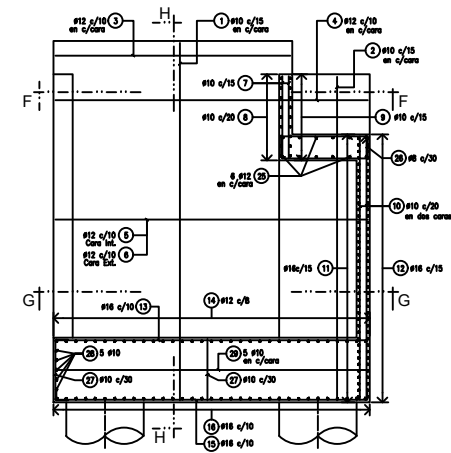
ESTRIBO - ELEVACION - Esc. 1:40



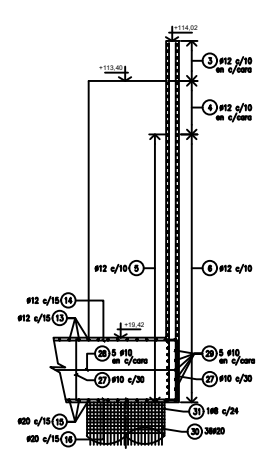
ESTRIBO - Seccion por A-A - Esc. 1:40



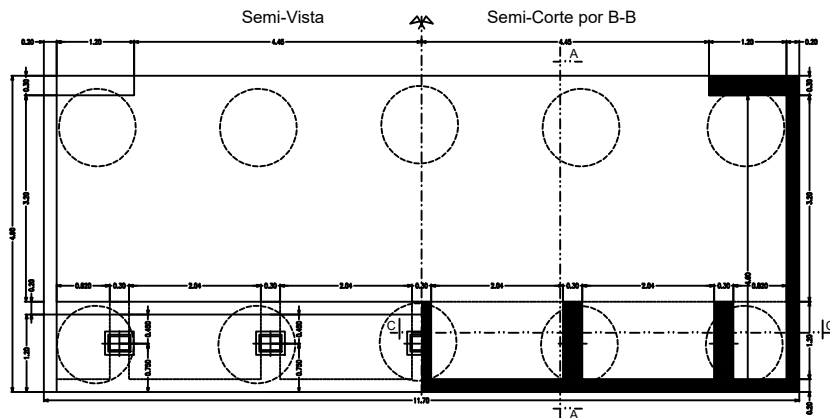
SECCION POR E-E - Esc. 1:40



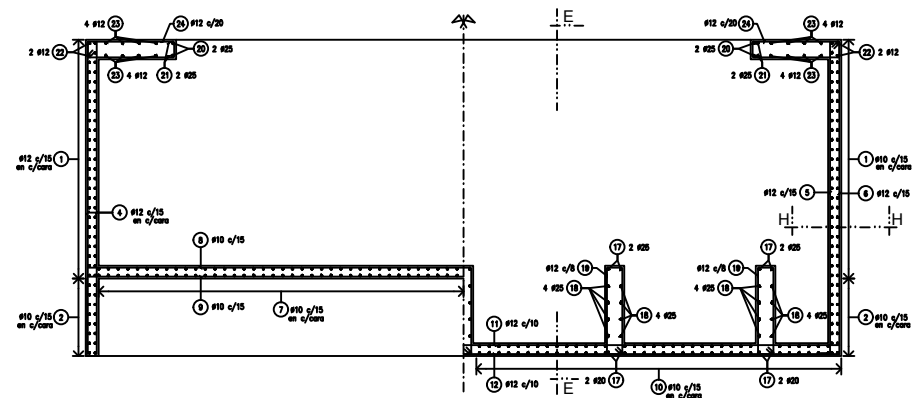
SECCION POR H-H - Esc. 1:40



ESTRIBO - VISTA EN PLANTA - Esc. 1:40

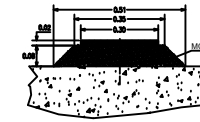


SEMI SECCION POR F-F y G-G - Esc. 1:40

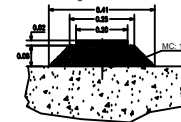


Detalle de Apoyo - Esc. 1:10

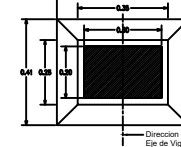
Seccion Transversal



Seccion Longitudinal



Planta

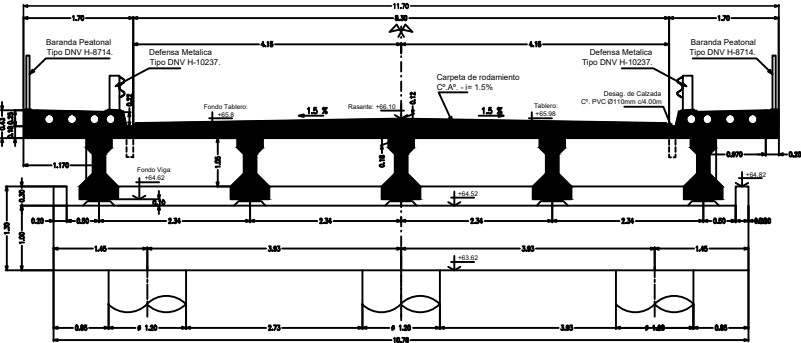


Apoyo de Neopreno Armado:
2 placas Neopreno,
dureza Shore 70, de 200x300mm.

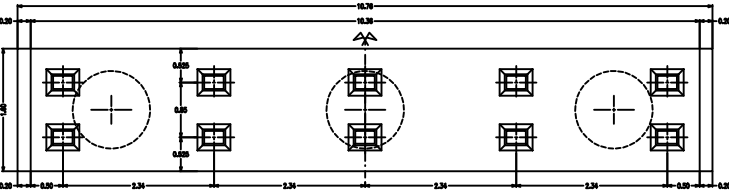
PLANO DE ESTRIBOS: Planta, Cortes y Detalles de
Armaduras

Cálculo: DIEZ JUAN AGUSTIN GUTIERREZ TORRES TRABAJO FINAL Escala: Varias Fecha: DICIEMBRE 2020 Reemplaza:	Obra: Ruta Nacional N°12 PUENTE SOBRE R° ARROYO SANTA MARIA PLANO DE ESTRIBOS: Planta, Cortes y Detalles de Armaduras	Plano: 3 Lamina: 1
--	--	-----------------------------

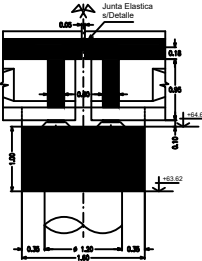
Vista de Pila Central y
Seccion transversal tipica - Esc. 1:40



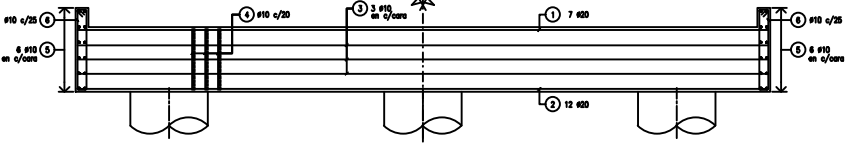
Planta Pila Central



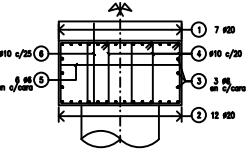
Seccion Pila Central



DETALLES DE ARMADURA
Seccion Longitudinal



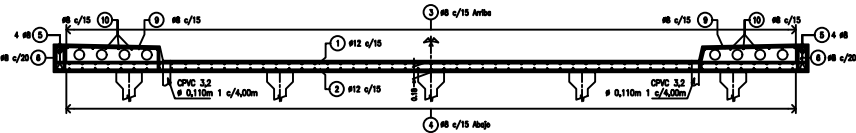
Seccion Transversal



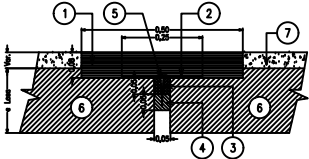
Calculo: DIEZ JUAN AGUSTIN GUTIERREZ TORRES	Obra: Ruta Nacional N°12 PUENTE SOBRE R° ARROYO SANTA MARIA	Plano: 4
TRABAJO FINAL	Escala: Varias	Lamina: 1
Fecha: DICIEMBRE 2020	PLANO DE PILAS: Planta, Cortes y Detalles de Armaduras	
Reemplazo:		

ARMADURA DE TABLERO - Esc. 1:40

Seccion Transversal



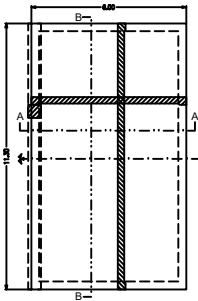
DETALLE DE JUNTA ELASTICA



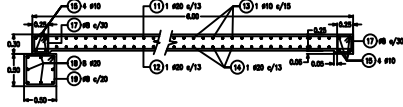
- 1 - Junta de Material Asfáltico polimerizado e inerte, e=5cm
- 2 - Fleje de Aluminio o Acero, e>3mm, ancho=25cm.
- 3 - Empastado Asfáltico, e=5cm
- 4 - Respaldo o fondo de junta de polietileno, e=5cm
- 5 - Perno de posicionamiento
- 6 - Losa de Tablero
- 7 - Carpeta de Rodamiento

ARMADURA LOSA DE APROXIMACION - Esc. 1:40

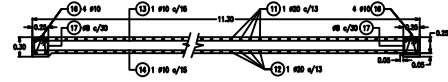
Planta - Esc. 1:100



Seccion por A-A - Esc. 1:40



Seccion por B-B - Esc. 1:40



PLANO DE LOSAS: Detalles de Armaduras

Calculo: DIEZ JUAN AGUSTIN GUTIERREZ TORRES	Obra: Ruta Nacional N°12 PUENTE SOBRE R° ARROYO SANTA MARIA	Plano:
TRABAJO FINAL		5
Escala: Varias	PLANO DE LOSAS: Detalles de Armaduras	Lamina:
Fecha: DICIEMBRE 2020		1
Reemplaza:		