

Universidad Nacional de Rosario
Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura



Proyecto de Grado
Carrera de Ingeniería Civil

DISEÑO E IMPLEMENTACIÓN DE PROYECTO URBANÍSTICO EN LA CIUDAD DE EL TRÉBOL PCIA. SANTA FE - ARGENTINA

ESTUDIANTES

CHIABRANDO, LUCAS C-6783/1

MATTER, JULIÁN M-6726/1

SALOMÓN, ILÁN S-5361/9

DIRECTORES:

ING. LUQUE, ANALÍA

ASESORES:

ARQ. CERVERA, CRISTINA

ING. CAUHAPE CASAUX, MARINA

ING. FORESTIERI, CLAUDIA

ING. NAVARRO, RAÚL

ING. PORTAPILA, MARGARITA

TITULAR DE CÁTEDRA: ING. RUBÉN LÓPEZ

*Trabajo presentado en la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura,
en cumplimiento parcial de los requisitos para optar al título de*

Ingeniero Civil

FEBRERO 2024

Agradecimientos

No queríamos dejar pasar la oportunidad para agradecer a todas las personas que, de diferentes formas, contribuyeron a la elaboración del presente proyecto final de carrera.

Este trabajo busca ser una conclusión integradora de largos años de formación académica, donde los profesionales pertenecientes a la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de la Universidad Nacional de Rosario siempre nos brindaron un gran apoyo y nos lograron transmitir tanto conocimiento como amor por esta profesión. Queremos dejar plasmado en esta sentencia, un gran afecto a todos ellos, y en particular, a la Cátedra de Proyecto IV por su colaboración en cada etapa de este trabajo final.

No queremos dejar de mencionar la gran contribución que hemos recibido por parte de las autoridades de la Municipalidad de la ciudad de El Trébol, quienes se pusieron cien por ciento a disposición para que nosotros podamos llevar adelante este desarrollo.

Agradecemos también a nuestros compañeros, con quienes compartimos muchos momentos durante toda nuestra formación, y no tenemos dudas de que seguiremos compartiendo durante nuestra vida profesional.

Y finalmente, pero no por ello menos importante, a nuestras familias y amigos, las personas que durante tantos años nos brindaron su amor incondicional y nos impulsaron a cumplir nuestros sueños. Es gracias a ellos que hoy podemos decir que somos Ingenieros Civiles, y que este logro no es solo nuestro, sino de todos los que nos acompañaron en este camino.

Gracias por creer en nosotros.

ÍNDICE

1. Introducción.....	5
1.1. Objetivos.....	5
2. Descripción de la situación actual.....	5
2.1. Ubicación geográfica y desarrollo urbano.....	5
2.2. Clima y suelo.....	8
2.3. Dinámica hídrica.....	9
2.4. Población y vivienda.....	11
2.5. Estado de infraestructuras y servicios.....	12
2.5.1. Agua potable.....	12
2.5.2. Desagües cloacales.....	13
2.5.3. Gas natural.....	13
2.5.4. Desagües pluviales.....	14
2.6. Sistema Vial.....	15
2.6.1. Estado de calles.....	16
3. Análisis Hidrológico e Hidráulico - Estado Actual.....	17
3.1. Trazado y aportes de cuencas urbanas.....	17
3.1.1. Intensidad de lluvia.....	21
3.1.2. Coeficiente de escurrimiento.....	22
3.1.3. Área de la cuenca analizada.....	22
3.2. Estudio hidráulico de canales existentes.....	22
3.4. Dinámica Hídrica.....	23
4. Proyecto Urbanístico.....	24
4.1. Indicadores urbanísticos.....	24
4.2. Loteo y trazado de calles.....	25
4.2.1. Trazado de calles.....	26
4.2.1.1. Trazado planimétrico de las calles proyectadas.....	27
4.2.1.2. Trazado altimétrico de las calles proyectadas.....	28
4.2.2 Loteo.....	29
5. Proyección de la Población.....	31
6. Infraestructura.....	32
6.1. Diseño estructural de las calles del sector.....	32

6.2. Diseño de la red de distribución de agua potable del sector.....	33
6.2.1 Caudal de diseño.....	33
6.2.2 Presión y diámetro mínimo.....	34
6.2.3 Consideraciones para el trazado de la red.....	35
6.2.4 Dimensionamiento de la red mediante el programa EPANET.....	35
6.2.5 Instalaciones contra incendios.....	36
6.2.6 Caudal y presión en puntos de conexión C1 y C2.....	37
6.3. Diseño de la red cloacal del sector.....	37
6.3.1 Caudal de diseño.....	38
6.3.2 Normativas contempladas en el dimensionamiento.....	39
6.3.3 Diámetros y pendientes.....	39
6.3.4 Red existente.....	40
6.3.5 Estación elevadora.....	40
6.4. Diseño de la red de gas del sector.....	41
6.4.1 Caudal de diseño.....	41
6.4.2 Presión y diámetro mínimo.....	42
6.4.3 Consideraciones para el trazado de la red.....	43
6.4.4 Dimensionamiento de la red de gas natural proyectada.....	44
6.4.5 Cierre de la malla principal y homogeneización de diámetros.....	44
6.4.6 Válvulas de cierre.....	45
6.4.7 Parámetros en conexiones existentes.....	45
6.5. Diseño de la red de desagües pluviales del sector.....	46
6.5.1 Diseño de la red de escurrimiento superficial.....	46
6.5.2 Diseño de la red de escurrimiento entubado.....	47
6.5.3 Diseño de albañales.....	48
6.5.4 Intervención en canales existentes.....	49
6.5.5 Reservorio.....	51
6.5.6 Obras de descarga.....	53
7. Dimensión del impacto ambiental del proyecto.....	60
7.1 Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS).....	60
7.1.1. Objetivo 6: Agua limpia y saneamiento.....	61
7.1.2. Objetivo 11: Ciudades y comunidades sostenibles.....	62
7.1.3. Objetivo 13: Acción por el clima.....	62

7.1.4. Objetivo 4: Educación de calidad.....	62
7.1.5. Objetivo 1: Fin de la pobreza.....	63
7.2 Actividades que provocan Gases de Efecto Invernadero (GEI).....	63
7.2.1. Energía.....	64
7.2.2. Procesos industriales y uso de productos.....	64
7.2.3. Residuos.....	64
8. Conclusiones y recomendaciones.....	65
ANEXOS.....	66
ANEXO 1: CURVAS I-D-R.....	67
ANEXO 2: CUENCAS DE APORTE Y PUNTOS DE DESCARGA DE CAUDAL.....	70
ANEXO 3: CAPACIDAD HIDRÁULICA DE CANALES EXISTENTES.....	74
ANEXO 4: POBLACIÓN DE DISEÑO.....	79
ANEXO 5: ZONA 2.2 - LOTEOS PARA PROPIEDAD HORIZONTAL.....	83
ANEXO 6: CAUDALES PUNTUALES Y DOTACIONES DE DISEÑO, AGUA POTABLE.....	84
ANEXO 7: MODELIZACIÓN Y RESULTADOS - RED DE AGUA POTABLE EN EPANET.....	88
ANEXO 8: CÁLCULO DE CAÑERÍAS DE LA RED CLOACAL PROYECTADA.....	94
ANEXO 9: CAUDALES PUNTUALES Y CONSUMOS DE DISEÑO, GAS NATURAL.....	96
ANEXO 10: ITERACIONES DE CÁLCULO PARA LA RED DE GAS NATURAL PROYECTADA.....	98
ANEXO 11: CÁLCULO CAPACIDAD HIDRÁULICA DE CALLE TIPO Y ÁREA MÁXIMA DE APORTE.....	104
ANEXO 12: DISEÑO DE CAPTACIONES DE DESAGÜE PLUVIAL.....	108
ANEXO 13: DISEÑO ALBAÑALES Y ALCANTARILLAS.....	114
ANEXO 14: RECANALIZACIONES.....	126
ANEXO 15: DISEÑO VOLUMEN DE RESERVORIO.....	131
ANEXO 16: ANTECEDENTES DEL PROYECTO.....	135
PLANOS.....	142
BIBLIOGRAFÍA.....	171

1. Introducción

En el presente informe, se llevará a cabo el desarrollo de una solución a nivel de ante proyecto de la implementación de un nuevo barrio abierto en la localidad de El Trébol, ciudad ubicada al Sur-Oeste de la provincia de Santa Fe.

El proyecto de barrio que se quiere llevar a cabo, busca integrar espacios relacionados a ámbitos tanto públicos como privados.

Actualmente, el terreno a intervenir pertenece al dominio de un privado, el cual firmó un acuerdo contractual con el objetivo que la venta de los terrenos sea una posibilidad exclusiva reservada para la Municipalidad de El Trébol.

Es por eso que, la Municipalidad de la ciudad, tiene como objetivo planificar el desarrollo de un barrio en este sector, para luego realizar la compra de este suelo consensuado.

Los datos de partida, corresponden a antecedentes obtenidos de la cooperación con entidades y profesionales de la ciudad de El Trébol.

1.1. Objetivos.

Debido a que el objetivo principal del estudio es académico, se busca llegar a soluciones proyectuales que abarquen diferentes enfoques de la Ingeniería Civil.

Los alcances de este trabajo son los siguientes:

- Diseño de la urbanización con loteo de las parcelas y definición del trazado de calles (considerando la materialidad de las mismas).
- Anteproyecto de la red de agua potable.
- Anteproyecto de la red cloacal.
- Anteproyecto de la red de gas.
- Estudio hidrológico de la implantación del barrio y propuestas de soluciones hidráulicas.

2. Descripción de la situación actual

2.1. Ubicación geográfica y desarrollo urbano.

El Trébol es una ciudad ubicada al Sur-Oeste de la provincia de Santa Fe. La ciudad se encuentra aproximadamente a 150 km de la ciudad de Rosario y actualmente cuenta con un estimado de 13.500 habitantes (número obtenido de proyecciones a futuro, partiendo de datos censales anteriores).



Figura 1 - Ubicación de El Trébol con respecto a Rosario.

Actualmente, la ciudad se encuentra “circunvalada” parcialmente por la Ruta Provincial N° 13. La parte restante de la urbanización permanece lindera a caminos rurales que conectan diversos terrenos orientados a la actividad agrícola-ganadera.

La ruta provincial N° 40-S cuenta con una parte materializada con pavimento flexible (al Oeste de El Trébol) y otra parte siendo todavía un camino rural sin pavimentar, cruzando también por entre medio de la localidad.

Otro punto importante que se visualiza en la figura siguiente es que se encuentra la planta de residuos y tratamiento de efluentes cloacales¹ de la ciudad sobre la zona rural, pero no hay que descartar su influencia ya que es necesario considerar su cercanía con respecto a los lotes, siendo evaluado más adelante².

¹La planta se encuentra existente hoy en día.

²Se indica en el apartado 4.2.2, dentro de la Zona de reservorios adaptada.

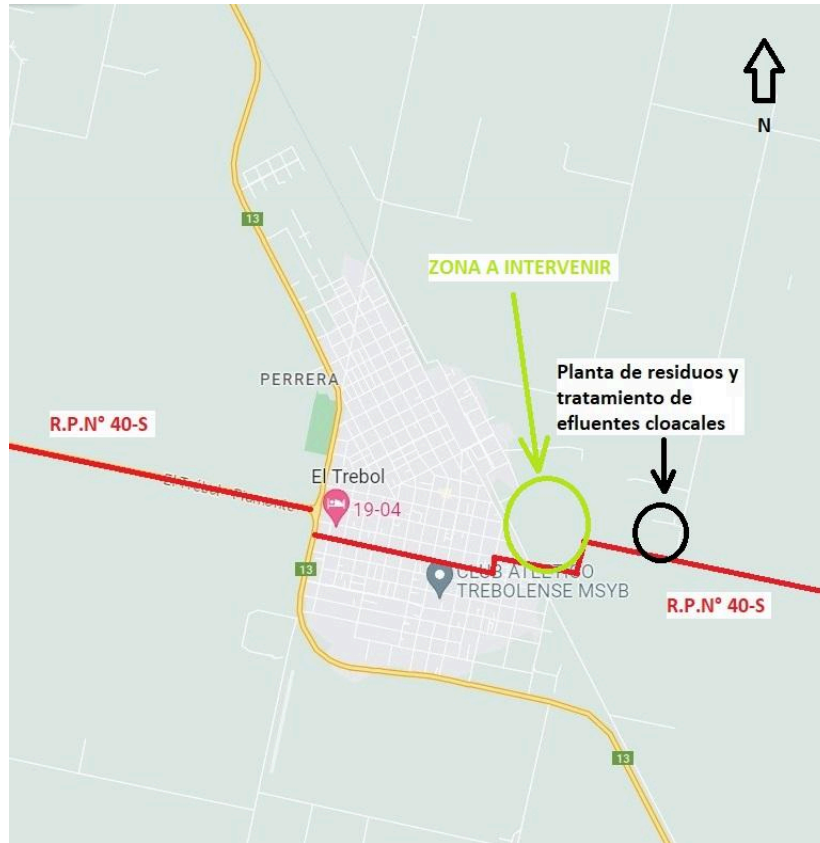


Figura 2 - Ciudad de El Trébol.

Una problemática de la ciudad respecto al crecimiento urbano, es que se fue expandiendo demográficamente hacia el Norte, y a causa de ello, los terrenos residenciales donde sus habitantes implantan viviendas quedan relativamente alejados de los sectores donde se encuentra la mayor densidad de infraestructura de servicios públicos.

En cambio, al Este de la ciudad, hay presencia de terrenos todavía no urbanizados en los cuales se podrían desarrollar barrios residenciales.

Estos, si bien se encuentran más cercanos a la infraestructura de servicios públicos existente y tienen un valor de adquisición menor, cuentan con la problemática de no tener infraestructura para el asentamiento de las personas. Es por ello que, de parte de la municipalidad de la ciudad, se propone adquirir este predio y proveer de infraestructura de servicios públicos, con el objetivo de formar barrios residenciales al Este de El Trébol.



Figura 3 - Barrios residenciales proyectados.

Como puede verse en la Figura 3, hay 3 barrios residenciales planificados a futuro en este sector de la ciudad:

- Barrio 1: Terreno de 20 ha aproximadamente, adquirido por la Municipalidad de El Trébol, planificado a futuro con el objetivo de integrar escuelas existentes.
- Barrio 2: Barrio residencial proyectado a futuro por el Club Atlético Trebolense, perteneciente a la ciudad de El Trébol.
- Barrio 3: Terreno de 8,5 ha aproximadamente, sobre el cual se va a centrar este proyecto.

Puede observarse que un gran sector de suelo queda regulado por políticas públicas³ para desarrollar barrios residenciales. De esta forma, se busca que el ordenamiento urbano crezca demográficamente hacia el Este de la ciudad, evitando que se desarrollen otros usos de suelo como podría ser el Industrial.

2.2. Clima y suelo.

El clima de la zona es templado y húmedo, lo cual permite que se desarrollen de manera bastante eficiente las actividades agropecuarias. La temperatura promedio anual es de 17° C. Anualmente, se registra un promedio de 960 mm en cuanto a las precipitaciones⁴.

³ Políticas públicas establecidas en la ordenanza municipal N° 1257/22 "Código de ordenamiento territorial y planificación urbana".

⁴ Dato obtenido de la "Cooperativa de Provisión de Agua Potable y otros servicios públicos" de la ciudad.

Con respecto al suelo, los estratos se caracterizan por ser en su mayoría del tipo cohesivo (mayormente arcilla).

Finalmente, el valor del nivel freático varía según la zona que se esté estudiando, pero se puede tener un valor medio estimado general de 3 metros de profundidad con respecto al nivel del terreno natural.

2.3. Dinámica hídrica.

En el siguiente inciso se procederá a describir, en términos generales, la dinámica hídrica rural a la cual se somete la ciudad de El Trébol. Estos lineamientos permitirán entender el funcionamiento de la cuenca sobre la cual se desarrolla la ciudad para luego poder hacer un estudio más detallado en el terreno a intervenir. Cabe aclarar que la localidad se encuentra situada sobre la Cuenca Cañada Carrizales⁵.

A nivel regional, se pueden observar escurrimientos provenientes de la zona rural situada al oeste de la ciudad. Estos escurrimientos, son bajos inundables, que conducen el agua en sentido NO=SE. Se resaltan los mismos en la siguiente figura:

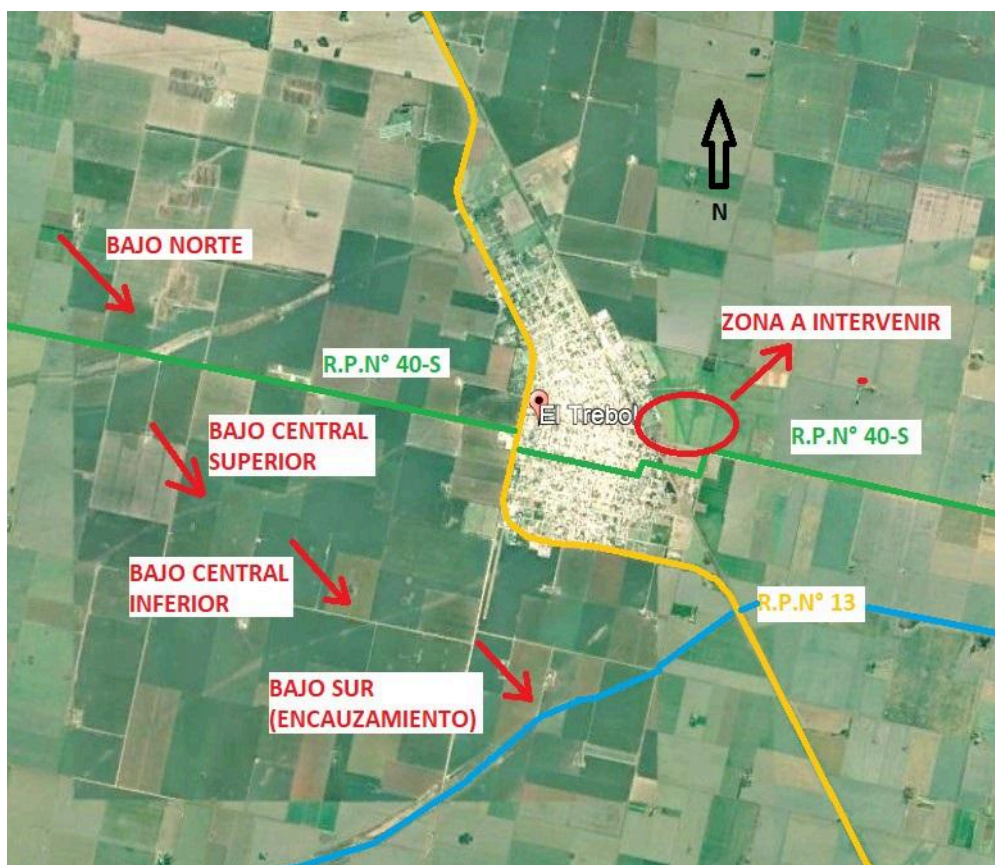


Figura 4 - Dinámica hídrica en las proximidades de El Trébol.

La traza de la Ruta Provincial N° 13 circunvala la ciudad formando un terraplén que interrumpe el sentido natural del escurrimiento de los bajos "Norte" y "Centro". Para abarcar esta

⁵ Según se indica en el sitio web de Infraestructura de Datos Especiales de la Provincia de Santa Fe (IDESF).

situación, se encuentra desarrollado el canal "12 de Octubre", que encauza el flujo y lo conduce desde la RP 13 hacia el Norte del "Reservorio de la cooperativa de Agua Potable"⁶. Luego, cruza la RP 13, y paralelo a la misma, continúa hasta la calle "Canal 12 de Octubre" donde cambia el rumbo hacia el Noroeste de la ciudad alcanzando la Cañada Carrizales.



Figura 5 - Sector Norte El Trébol - Canal 12 de Octubre.

En el sector sur de la localidad se tienen dos cauces importantes. Por un lado, el bajo sur, fue canalizado por el Comité de Cuencas Las Turbias que pasa por el Sur-este de la ciudad, sin ingresar a la zona urbana. Este encauzamiento toma el nombre de Canal María Susana-Las Bandurrias. Y por otro lado, el bajo central inferior, que llega a la Ruta Provincial 32-S y el escurrimiento del agua continúa por la zanja al oeste de la misma hasta un intersección en donde se divide la escorrentía en dos direcciones.

⁶ Dicho reservorio se ubica en el predio de la Cooperativa de provisión de Agua Potable y otros servicios públicos de la ciudad de El Trébol, prestadora del servicio.

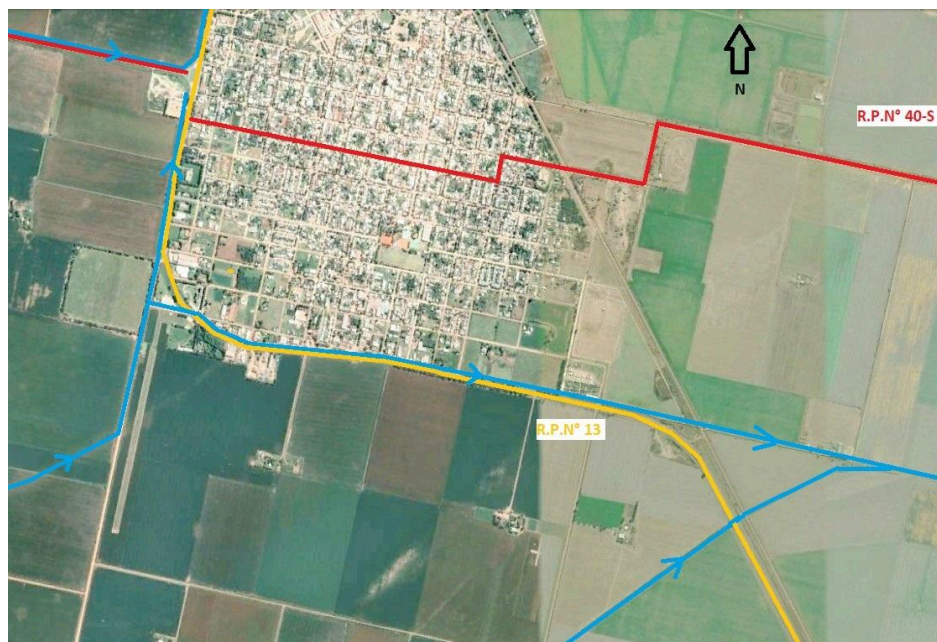


Figura 6 - Sector Sur El Trébol.

Haciendo este análisis, se puede concluir que a partir de la Ruta Provincial N°13 y ciertas canalizaciones realizadas en su cercanía, el escurrimiento de agua superficial se da hacia el este, desviándose de la zona urbana de la ciudad.

Entonces, los terrenos sobre los cuales se va a intervenir, no tendrán aportes de escorrentía superficial proveniente de los terrenos ubicados al Oeste y Sur Oeste de la Ruta Provincial N° 13.

Es por ello que, el estudio hidrológico que se llevará a cabo para poder implantar la urbanización en cuestión será realizado mediante el análisis de cuencas urbanas⁷, las que se delimitan según el contenido del **PLANO N°2: “Estudio Hidrológico de Situación Actual”**.

2.4. Población y vivienda.

Dado que en el presente trabajo se proyectarán viviendas, entre otras cosas, es de importancia establecer y dar a conocer cuál es la población existente hoy en día, como también algunas condiciones.

Según el Censo Nacional realizado en el año 2010, El Trébol, cuenta con una cantidad de 11.086 habitantes.

Actualmente, un porcentaje relevante de los habitantes de El Trébol tienen la necesidad de vivienda.

Durante los últimos años, el régimen urbano de la ciudad se expandió en direcciones de tal, que ciertos barrios residenciales quedaron alejados del casco céntrico de la ciudad (donde se encuentra desarrollada la mayor infraestructura de servicios públicos).

⁷ Análisis realizado en el inciso 3.1.

De esta forma, es que los nuevos barrios residenciales planificados a futuro por el desarrollo urbano de la ciudad buscan resolver esta problemática.

En el inciso 4.1 del presente informe, puede verse el plano de la planificación urbana de la ciudad en cuanto a los usos de suelo.

2.5. Estado de infraestructuras y servicios.

2.5.1. Agua potable.

Actualmente, la ciudad de El Trébol cuenta con abastecimiento de agua proveniente de 3 pozos subterráneos profundos (con toma a 100 metros) y 6 perforaciones más superficiales (con toma a 40 metros), siendo el ente prestador la “Cooperativa de Provisión de Agua Potable y otros servicios públicos” de la ciudad. Entonces, el agua subterránea es extraída, y luego sufre un proceso de potabilización en una planta de ósmosis inversa para almacenarse en un único tanque de distribución.

Es importante destacar que, hoy en día, el agua potable de la ciudad, cuenta con ciertos inconvenientes respecto a su contenido en sales. Sin embargo, El Trébol se encuentra dentro de la planificación del sistema de acueductos para la provincia de Santa Fe (precisamente el ramal “Acueducto Interprovincial Santa Fe-Córdoba”). En un futuro, la materialización de esta obra podría, no solo mejorar la calidad y cantidad del agua potable de la ciudad (al provenir de una fuente de agua superficial), sino que también traer consigo modificaciones en la red existente de la ciudad.

Desde el tanque de almacenamiento de la ciudad, se abastece de agua potable a toda la población, con la siguiente red existente de cañerías:

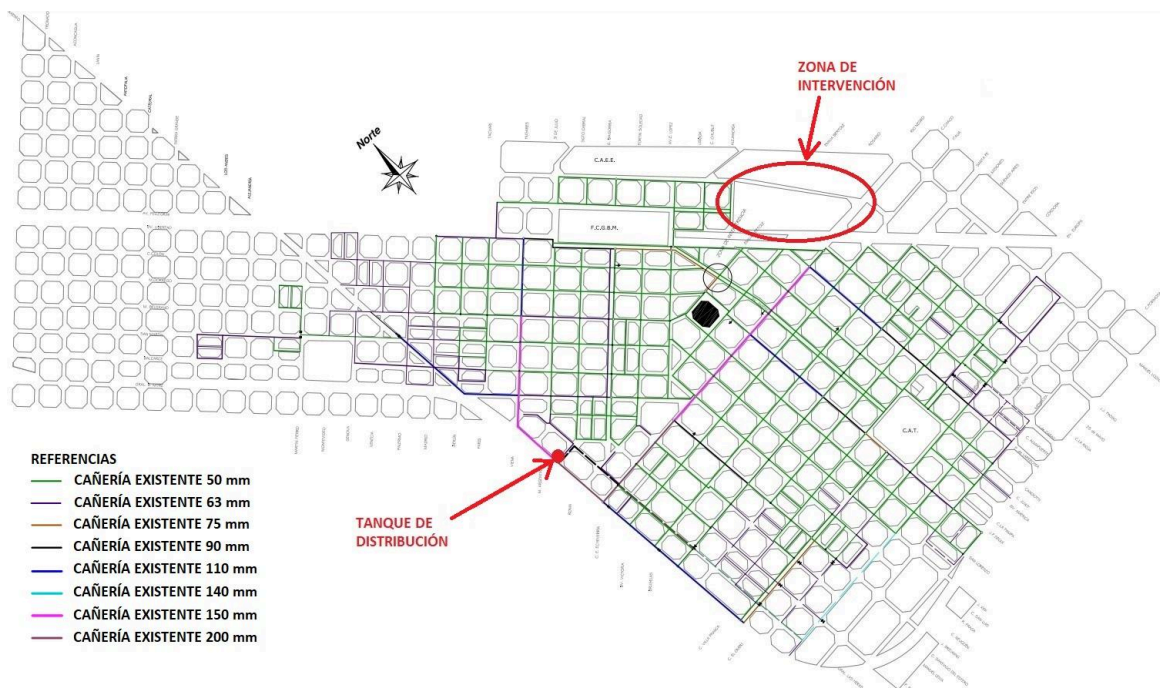


Figura 7 - Red existente de agua potable, ciudad de El Trébol.

Un dato no menor a tener en cuenta, es que, según antecedentes de un estudio de pérdidas de esta red de agua potable (donde se estudiaron micromediciones y macromediciones), en el año 2018, la red contaba con aproximadamente un 70% de A.N.C. (agua no contabilizada).

2.5.2. Desagües cloacales.

La red actual existente de este servicio en la actualidad puede verse a continuación:

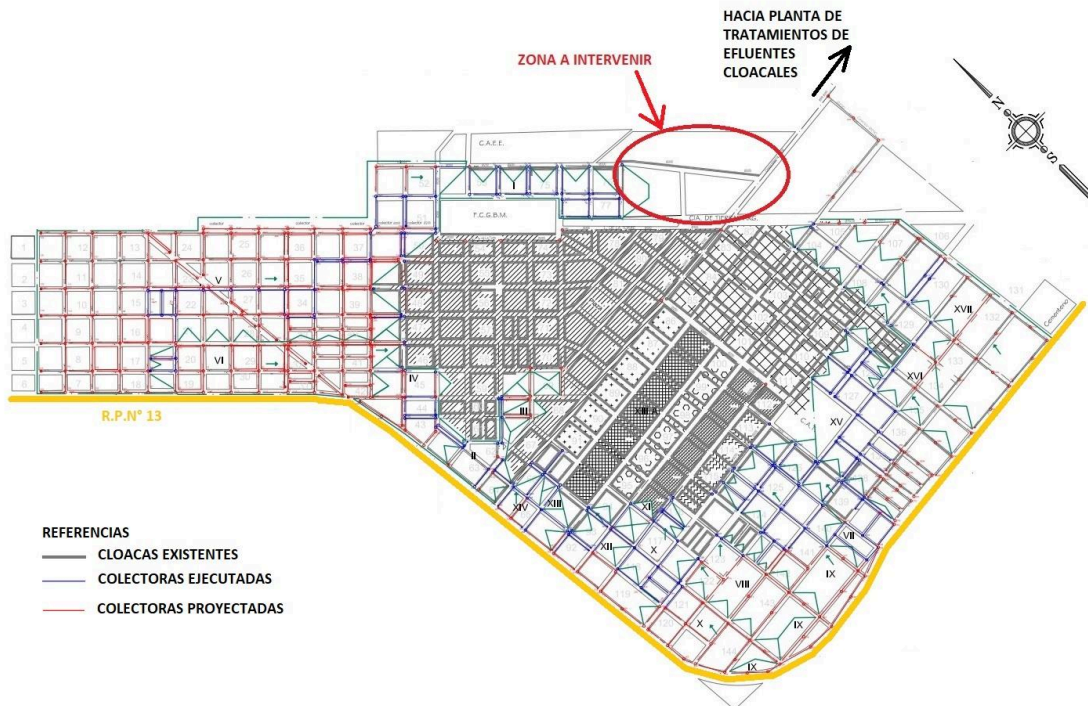


Figura 8 - Red existente de sistema cloacal, ciudad de El Trébol.

Además de ello, El Trébol cuenta con un sistema de tratamiento cloacal realizado mediante lagunas de estabilización, ubicadas geográficamente como se indica en la *Figura 2* del apartado 2.1.

2.5.3. Gas natural.

En cuanto a la provisión de gas natural, el servicio de la ciudad está bajo el control de *Litoral Gas*. La empresa cuenta con una estación reguladora de presión, a través de la cual abastece a la ciudad. La red actual de gas natural se puede ver en la siguiente imagen:

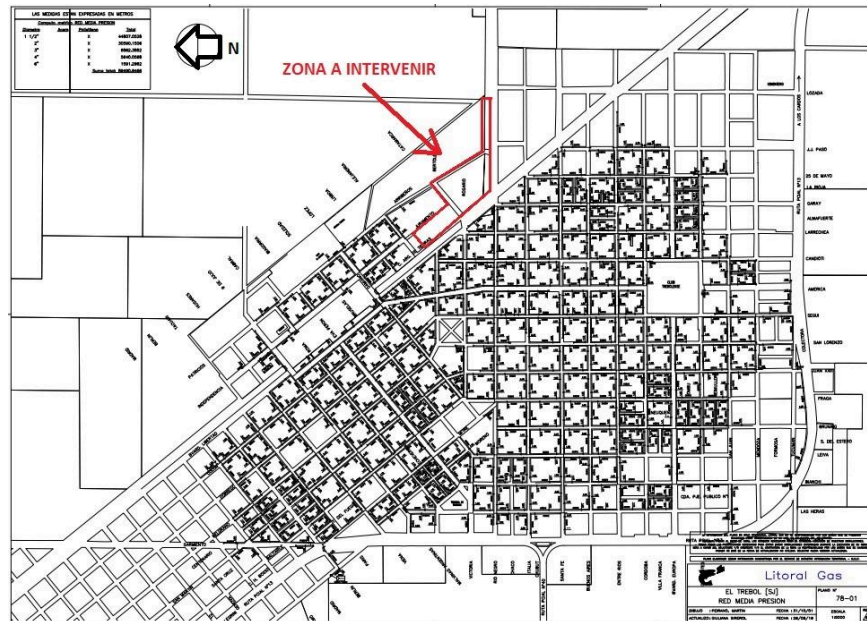


Figura 9 - Red existente de gas natural, ciudad de El Trébol.

2.5.4. Desagües pluviales.

El Trébol presenta, en su mayoría, escurrimiento superficial por cordón cuneta o zanja, además de que en ciertas zonas hay conductos de desagüe pluvial que descargan en cunetas y canalizaciones existentes. Estos últimos son dos ramales, los cuales poseen sus embocaduras en la intersección de las siguientes calles: una se encuentra en el cruce entre la Bv. Libertad y Bv. América, la otra en el cruce de Bv. Libertad y calle Malvinas Argentinas.

En la siguiente imagen se podrá apreciar lo comentado previamente:



Figura 10 - Embocadura en ramales de desagüe pluvial.

Uno de los inconvenientes que trae este sistema de escurrimiento superficial es que ante una lluvia extraordinaria se pueden generar importantes inundaciones, como lo ocurrido el 13 de diciembre de 2023, en donde cayeron más de 200 milímetros de agua dejando las calles

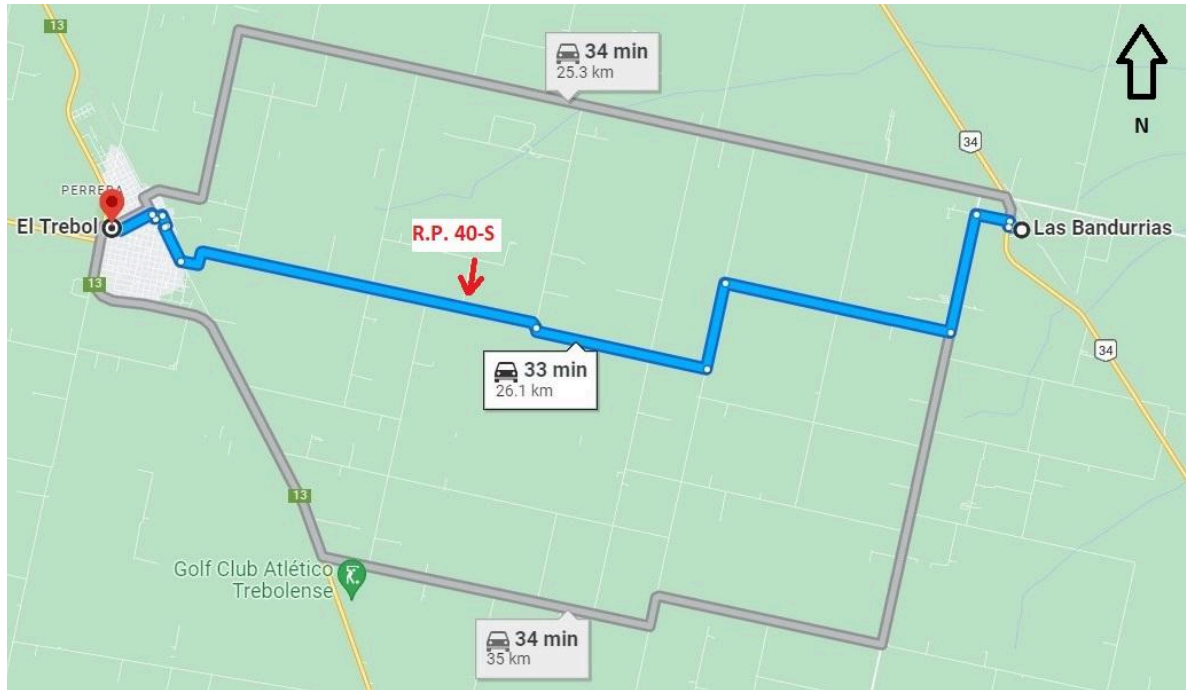


Figura 12 - Tramo de R.P.N° 40-S sin pavimentar.

2.6.1. Estado de calles.

Es posible observar en la Figura 13 que no todas las calles de la ciudad están pavimentadas, teniendo las que sí lo están dentro del núcleo central de la red urbana y extendiéndose hacia las extremidades de la misma. La materialidad de estas es, en su mayoría, de asfalto y hormigón (repartidos de manera igualitaria aproximadamente), teniendo estabilizado granular en menor proporción. Cabe aclarar que no hay ninguna calle que esté construida de pavimento intertrabado.

El ancho de calzada de las que no son avenidas o bulevares se encuentran en 8 metros, siendo de carácter similar a las que se proyectarán en la intervención tratada.

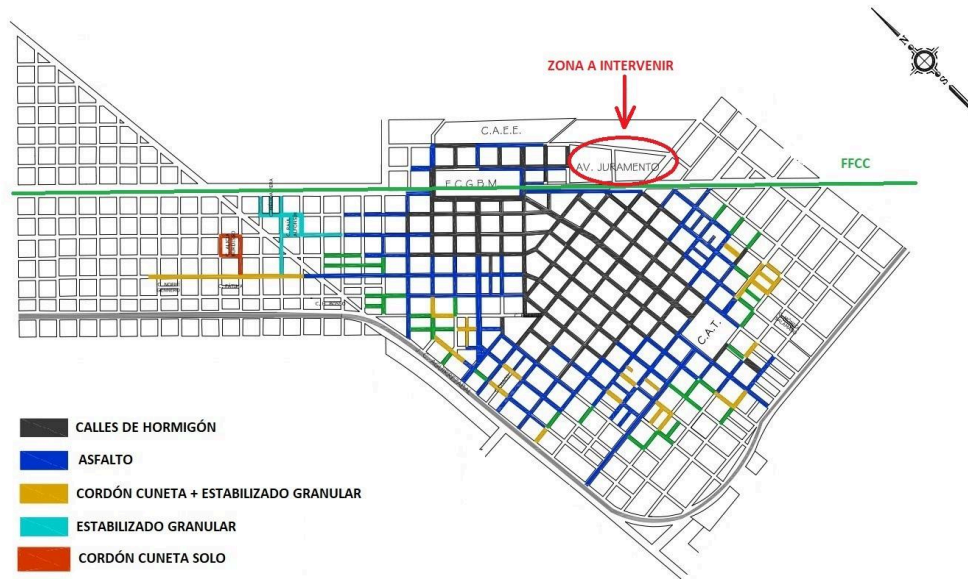


Figura 13 - Superficie pavimentada de la ciudad de El Trébol.

Con respecto al estado de las calles existentes que se encuentran tanto dentro del sector a intervenir como en los alrededores, se puede observar que ninguna de estas vías presenta pavimentación. La más cercana con superficie pavimentada es la Avenida Juramento, siendo de hormigón.

Además, se hizo una inspección visual para ver el estado actual de las calzadas pertenecientes al sector a intervenir. Hoy en día todas estas cuentan con un buen perfilado del gálibo, con cunetas o canales a sus costados.

3. Análisis Hidrológico e Hidráulico - Estado Actual

3.1. Trazado y aportes de cuencas urbanas.

Como ya se mencionó anteriormente, el estudio hidrológico del terreno a intervenir va a contar con el análisis de las cuencas urbanas que escurren hacia el mismo (es decir, externas al predio donde se emplaza la urbanización) y las que están dentro de este, siendo las que se muestran a continuación en las figuras⁹. Se encuentra su trazado y más detallado en el **PLANO N°2: "Estudio Hidrológico de Situación Actual"**.

⁹ La delimitación de las cuencas se realiza a partir del plano "Red de desagües pluviales y escurrimientos superficiales", obtenido del sitio web de la Municipalidad de El Trébol.

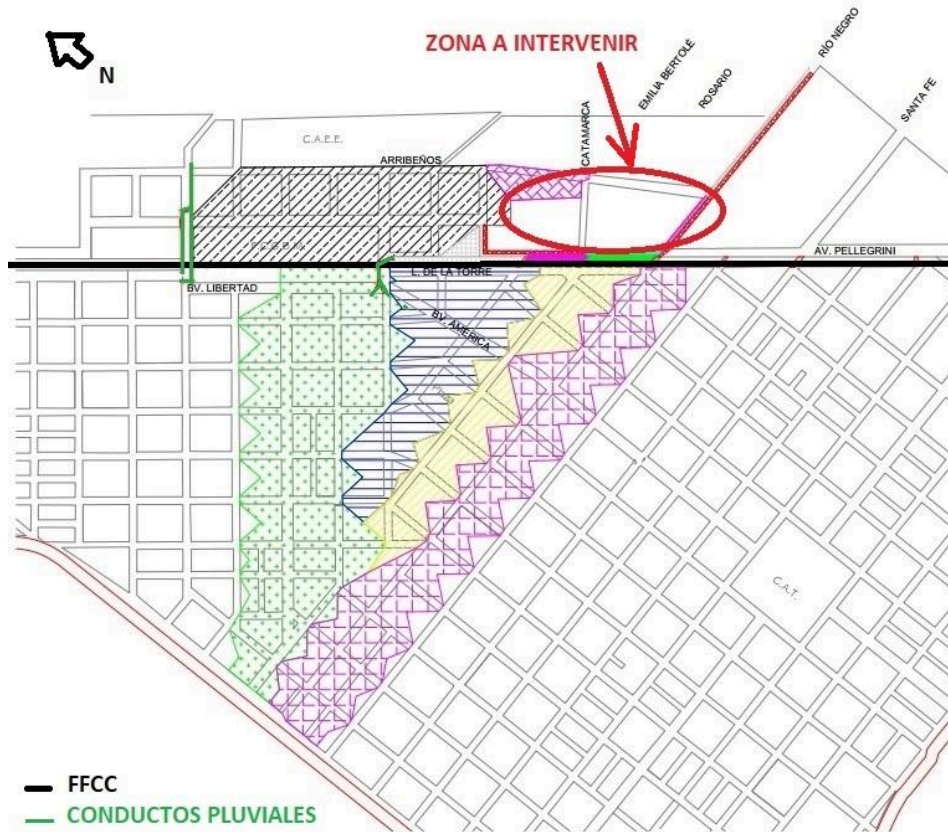


Figura 14 - Delimitación de cuencas de aporte externas al predio de la urbanización.

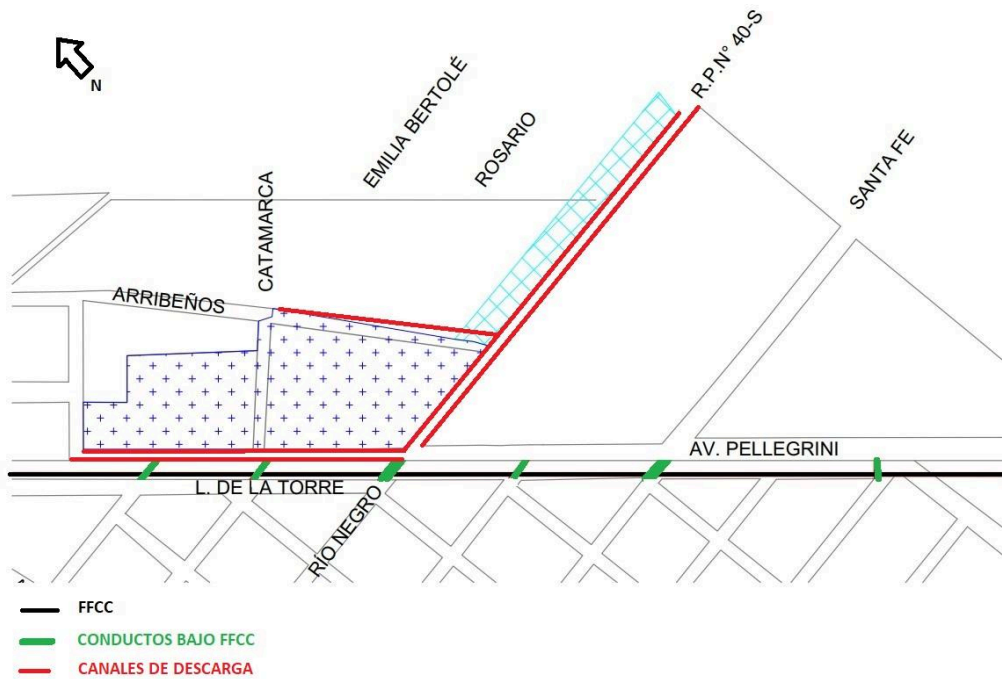


Figura 15 - Delimitación de cuencas de aporte internas, en el predio de la urbanización.

Se tiene un total de 16 cuencas analizadas, 14 de ellas externas al predio en cuestión y 2 ubicadas dentro de los límites a intervenir.

Las externas fueron trazadas según los escurrimientos superficiales que se tienen sobre la red urbana de la ciudad y considerando las canalizaciones existentes en los caminos municipales cercanos al sector tratado en el presente informe. Para las internas es importante definir cuáles son los puntos de análisis de caudales, lo que nos da los puntos de cierre a verificar más adelante, por lo que se definen 2 de estas cuencas.

Como cuestión importante, las cuencas trazadas en el núcleo urbano ya existente son demasiado grandes para que se de el escurrimiento superficial por el cordón cuneta de las calles. Esto permite deducir que es necesaria la captación de agua en distintos puntos, proyectando la correcta traza de conductos pluviales y su dimensionamiento. Lo planteado se posiciona del lado “no seguro” dado que las velocidades de escurrimiento adoptadas por el cordón cuneta¹⁰ suelen ser menores que las de los conductos (estas últimas son, como mínimo, 0.6 m/s para evitar deposiciones), lo que provoca tiempos de concentración mayores, intensidades de lluvia más bajas y caudales más pequeños. Así, se llega al predio en estudio con valores de Q menores a los que se tendrían en el caso de que se haya entubado, por lo que se requiere hacer un estudio con mayor precisión respecto a este tema y plantear un rediseño de lo dicho. Como el planteo anterior no se encuentra dentro de los objetivos nombrados al inicio del informe, queda fuera del presente trabajo.

Cabe aclarar que la traza ferroviaria es importante en este trazado, siendo una barrera de cuencas muy importante y teniendo cruces transversales a la misma que se comportan como puntos de salida, donde los mismos son:

- Intersección calle L. de la Torre con calle Emilia Bertolé.
- Intersección calle L. de la Torre con calle Rosario.
- Intersección calle L. de la Torre con calle Rio Negro.

Y también, como ya fue mencionado, se encuentra la conducción existente en la intersección de Bv Libertad y Bv América.

Los puntos en los que se calculan los caudales de las cuencas urbanas son los identificados en la imagen siguiente, detallando el canal de descarga luego:

¹⁰ Se indican en el apartado 3.1.1.

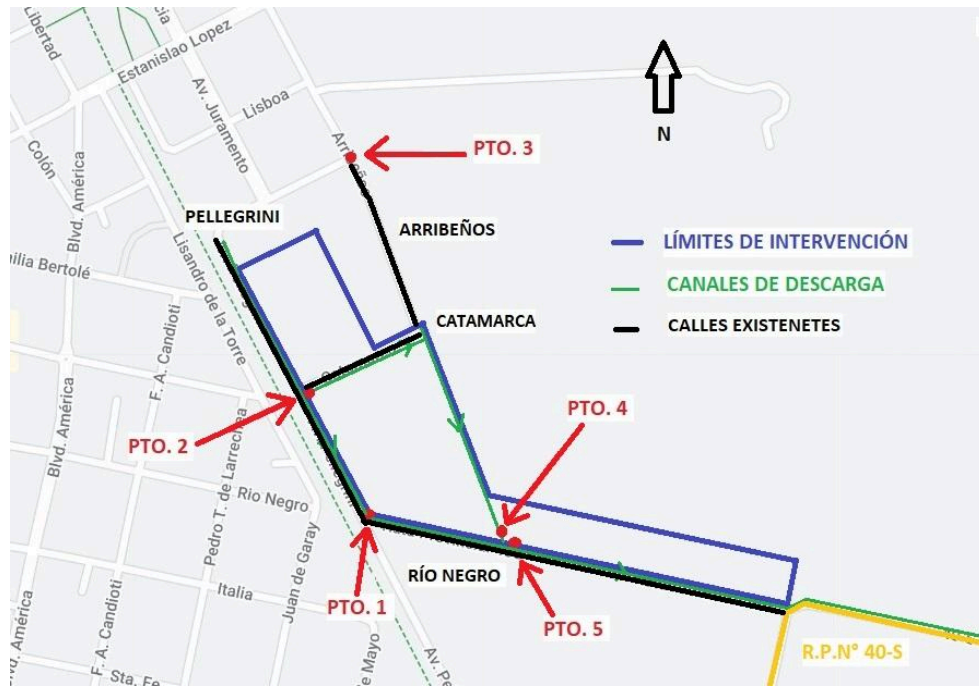


Figura 16 - Puntos de descarga calculados.

- Punto 1: Cuneta norte sobre calle Río Negro.
- Punto 2: Cuneta sur sobre calle Catamarca.
- Punto 3: Intersección calle Arribeños y Alejandría.
- Punto 4: Desembocadura del canal Arribeños.
- Punto 5: Intersección canal Arribeños y cuneta norte sobre calle Río Negro.

Se utiliza el Método Racional Modificado para calcular los caudales de aporte de cada cuenca en los puntos de descarga planteados, dado que se trata de una cuenca compuesta de otras donde el flujo encauzado tiene relevancia en el proceso de escurrimiento, siguiendo la expresión siguiente.

$$Q = \frac{I * C * A}{3.6}$$

Siendo:

- Q : Caudal de aporte de cada cuenca en su punto de cierre. En m³/s.
- I : Intensidad de lluvia adoptada para la cuenca según el tiempo de concentración calculado y una recurrencia de diseño de 5 años¹¹. En mm/h.
- C : Coeficiente de escurrimiento de la cuenca.
- A : Área de la cuenca analizada. En km².

Para la aplicabilidad del método se tienen algunas consideraciones necesarias:

- La intensidad de lluvia es constante en el tiempo.
- La intensidad de lluvia es constante en el área de cada una de las cuencas.
- La relación entre el caudal que entra y el que sale de la cuenca es constante en el tiempo.

¹¹ Recurrencia adoptada según criterios de proyectistas.

Estas se relacionan más con el tiempo que con el espacio, pero en cuencas urbanas se tienen tiempos de baja permanencia del agua, lo que permite obtener resultados satisfactorios.

Ahora se procede a describir la obtención de los parámetros mencionados en la ecuación de caudal.

3.1.1. Intensidad de lluvia.

Se utiliza la parametrización de las curvas IDR de la Ciudad de El Trébol, según lo redactado en el Anexo 1. Para esto es necesario realizar el cálculo de los tiempos de concentración de cada una de las cuencas, teniendo en consideración el tipo de cauce que permite cada una.

Previo al valor del tiempo de concentración se deben adoptar velocidades de escurrimiento del agua dentro de la cuenca, por lo que es importante identificar dos tipos de flujos: el encauzado por las cunetas de la zona urbana y el mantiforme. Para esto se siguen los lineamientos del Decreto Provincial 4841/13 de la ley 13246¹², particularmente el art 17.12, en el cual se indican los valores recomendados de velocidad máxima promedio a adoptar para los escurrimientos existentes, que son:

- Flujo no concentrado en campos, zonas verdes, parques y jardines: 0,1 m/s.
- Flujo en cordón - cuneta: 0,6 m/s.

Así, es posible calcular el tiempo de concentración T_c de la siguiente manera, siendo estos individuales de cada una de las cuencas:

$$T_c = \frac{L_{\text{cordón-cuneta}}}{0,6 \frac{m}{s}} + \frac{L_{\text{no concentrado}}}{0,1 \frac{m}{s}}$$

Entonces, se deben obtener los tiempos de concentración en los puntos a calcular los caudales según sea el mayor (considerando las cuencas que aportan caudal aguas arriba, en todos los caminos que recorre la gota de agua) para tener a todas las zonas de las cuencas realizando aporte. Este T_c mayor es el que se debe ingresar en la ecuación dada en el anexo correspondiente para 5 años de recurrencia, resultando las intensidades de lluvia a utilizar en cálculo del caudal según el método.

Se habla de 5 años de recurrencia dado que usualmente para diseñar los componentes del sistema menor de escurrimiento pluvial urbano se utilizan periodos de retorno que van entre 2 y 5 años. La adopción de recurrencias bajas obedece a razones de orden económico y a limitaciones del espacio físico. Como para este proyecto no se tiene ninguna de dichas limitaciones, se adoptó el valor mencionado estando, de esta manera, del lado de la seguridad.

¹² Ley dictada por el Poder Legislativo de la Pcia. de Santa Fe, con el objetivo de la estabilización de los aportes originados por escurrimientos superficiales procedentes de precipitaciones en la Cuenca del Arroyo Ludueña.

3.1.2. Coeficiente de escurrimiento.

Aquí se tiene que caracterizar el escurrimiento en función de la permeabilidad del suelo, debiendo estudiar las condiciones del mismo a partir de información obtenida y de su uso e impermeabilizaciones, lo cual sale de analizar imágenes satelitales. Con esto, se vuelven a utilizar los lineamientos del decreto mencionado en el ítem inmediatamente anterior pero, en esta ocasión, acudiendo al art 17.10. En él se detallan los coeficientes a adoptar según la recurrencia de análisis (5 años para el caso) y el tipo de terreno. A continuación se describe la situación particular para el proyecto, dado que hay cuencas urbanas con gran superficie impermeable y otras con mucho suelo permeable (hacia las afueras de la ciudad).

Primero se caracterizan los coeficientes utilizados en las cuencas pertenecientes al núcleo urbano, aclarando que en ellas se considera un 60% de la superficie impermeable y el restante 40% permeable¹³.

- Áreas impermeables¹⁴: $C = 0,77$
- Áreas permeables¹⁵: $C = 0,40$

Luego, se tienen las cuencas con un aspecto similar a zonas rurales, por lo que en las mismas es considerada en su totalidad como suelo permeable y con el coeficiente de escurrimiento $C = 0,40$.

Dicho todo esto, se debe calcular un coeficiente de escurrimiento ponderado de la cuenca.

$$C_{cuenca} = C_{perm} * \%_{perm} + C_{imp} * \%_{imp}$$

Por último, según sea el punto de descarga del cual se trate, se debe realizar otra ponderación del coeficiente en función de las áreas que tengan las cuencas de aporte aguas arriba de cada descarga y sus escurrimientos, quedando lo siguiente.

$$C_{ponderado} = \frac{\sum(C_i * A_i)}{A_{tot}}$$

Ahora si, este parámetro se debe ingresar en la ecuación del Método Racional Modificado para calcular el caudal de aporte de las cuencas en las descargas analizadas.

3.1.3. Área de la cuenca analizada.

Esta variable es extraída mediante la ayuda de un programa de Diseño Asistido por Computadora, teniendo un trazado previo con las consideraciones ya mencionadas (escurrimientos superficiales, puntos de descarga, traza del FFCC, etc).

3.2. Estudio hidráulico de canales existentes.

Como fue mencionado anteriormente, los terrenos a intervenir son adyacentes a varios canales de tierra excavada. Los mismos, pueden verse en la siguiente figura:

¹³ Los porcentajes adoptados surgen de la visualización de imágenes satelitales.

¹⁴ Dentro de "Áreas desarrolladas", como "Superficie asfáltica".

¹⁵ Dentro de "Zonas Verdes", como "Condición pobre" y pendiente "Promedio (2%-7%)".

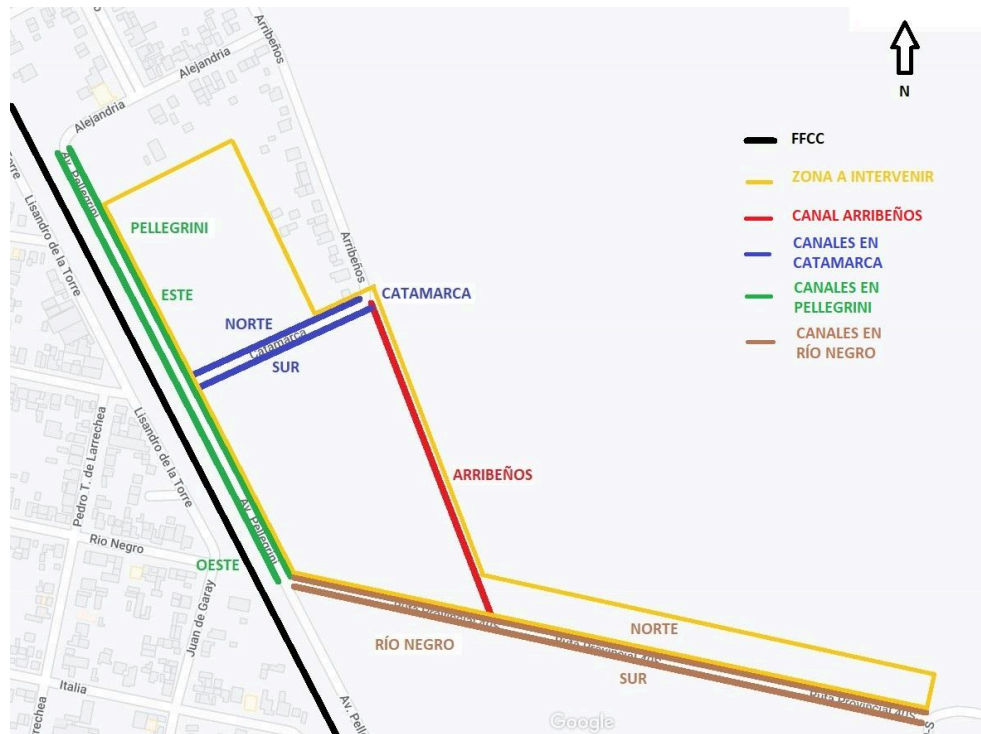


Figura 17 - Canales existentes.

Con el objetivo de conocer en más detalle, la situación hidráulica actual de los terrenos a intervenir, se calculó la capacidad de estos canales y se los comparó con el caudal hidrológico calculado en inciso 3.1.

La información geométrica de los canales a cielo abierto fue obtenida de relevamiento de cotas en el sitio, como se menciona en el Anexo 16.

Para el cálculo de la capacidad de estos canales se utilizó la ecuación de Chezy - Manning:

$$Q_{canal} = \frac{1}{n} * R^{(2/3)} * I^{(1/2)}$$

Donde,

- n : Coeficiente de Manning (para tierra excavada = 0,03).
- R : Radio hidráulico de la sección transversal. En m.
- S : Pendiente longitudinal del canal. En %.

Este análisis se puede ver con más detalle en el Anexo 3.

Algunos de estos canales van a requerir algunas modificaciones respecto de su estado actual, dado que la dinámica del lugar se modificará producto de la intervención. Esto podrá verse con más detalle en el inciso 6.5.4.

3.4. Dinámica Hídrica.

La última tarea para terminar de relevar la situación hidráulica actual de los terrenos a intervenir fue la de detectar bajos topográficos analizando la dinámica hídrica de la cuenca en estudio.

Mediante un análisis de las curvas de nivel del terreno obtenidas a partir de la nivelación (**PLANO N° 3: “Topografía y Curvas de Nivel”**) se detectaron tres bajos en la zona de loteos, de origen natural y los cuales tienen una superficie de 1481 m² en su totalidad:

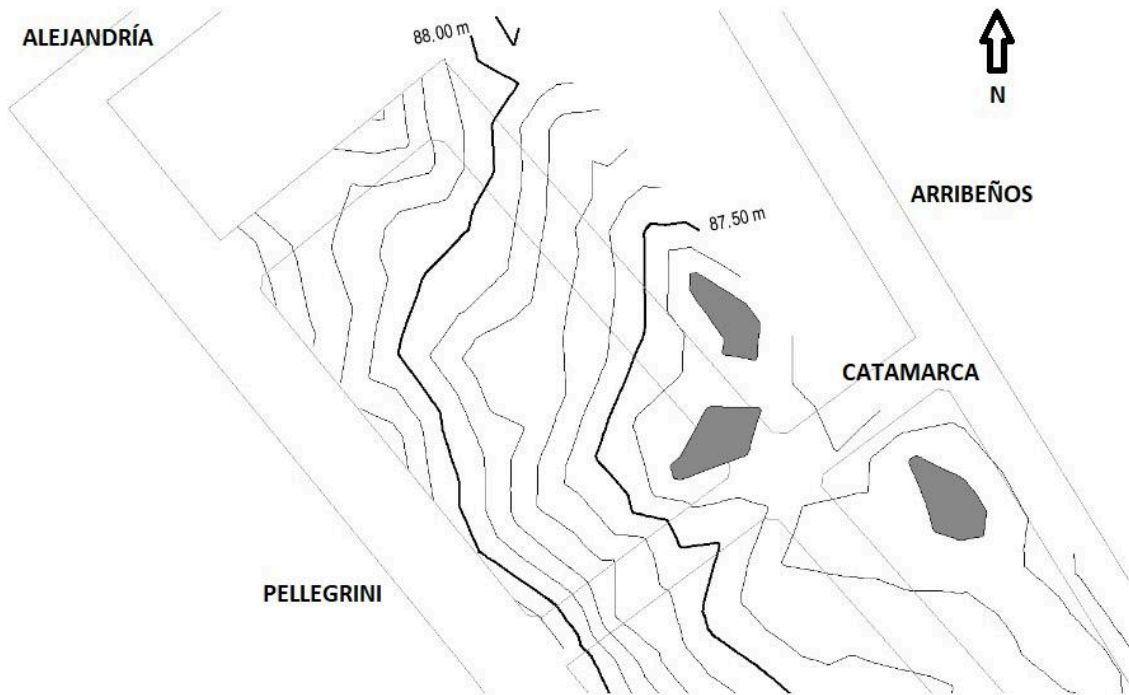


Figura 18 - Bajos naturales en zona de loteos.

Con respecto a esta situación, se decidió hacer un relleno con tierra natural en los mismos, con el objetivo de favorecer el desagüe de los terrenos hacia el cordón cuneta más cercano, evitando la inundación de terrenos habitables.

Es importante destacar que, estos bajos actúan como reservorios naturales de la cuenca a intervenir. Como se va a modificar el funcionamiento hidráulico de la misma, se compensan estos bajos rellenados proyectando un reservorio que permita almacenar los caudales excedentes producto de la intervención (subzona 2.6).

4. Proyecto Urbanístico

A partir de un trabajo de nivelación y antecedentes de mensura del sector, se obtuvieron los datos de los límites del terreno, indicados por los alambrados existentes en el mismo.

Con esta información base, se proyecta la distribución planimétrica del barrio.

4.1. Indicadores urbanísticos.

Según la Ordenanza N° 1257 (Código de Ordenamiento Territorial de la ciudad de El Trébol), la ciudad se divide según las siguientes zonas y perímetros:



Figura 19 - Perímetros y zonas urbanas de la ciudad.

El terreno sobre el cual se proyecta la intervención se sitúa en el **perímetro C** y la **zona 2**.

En la ordenanza, se especifican los usos recomendados para las diferentes zonas. Para este caso particular, la misma establece que preferencialmente el uso de suelo tiene que inclinarse hacia lo habitacional. Sin embargo, permite complementar con comercios, instituciones y equipamientos.

Dicho esto, se muestran a continuación los indicadores urbanos más importantes relacionados con la superficie a intervenir:

- FOS = 0,65.
- FOT = 1,3.
- Altura Máxima = 7 metros.

4.2. Loteo y trazado de calles.

Para comenzar a definir la planimetría del sitio, es necesario definir los lotes que va a presentar el mismo y el trazado de calles (compuesto por calles existentes y proyectadas).

En esta instancia es de importancia remarcar que se cuenta con antecedentes, según se indica en el Anexo 16, realizados por el Arquitecto Marcelo Ranzini en conjunto con la municipalidad de la localidad. En estos se tiene una distribución preliminar de edificaciones en el terreno que es mostrada a continuación:



Figura 20 - Antecedente de distribución de edificaciones¹⁶.

Este antecedente, fue contemplado para proyectar la planimetría del sitio.

4.2.1. Trazado de calles.

Con respecto al trazado planimétrico de las calles, las mismas serán ubicadas siguiendo los lineamientos del anteproyecto ya nombrado. Sin embargo, podemos enumerar ciertas salvedades respecto a este criterio para la ubicación de las vías, en correspondencia con la siguiente figura:

¹⁶ Fuente: Municipalidad de la ciudad de El Trébol.

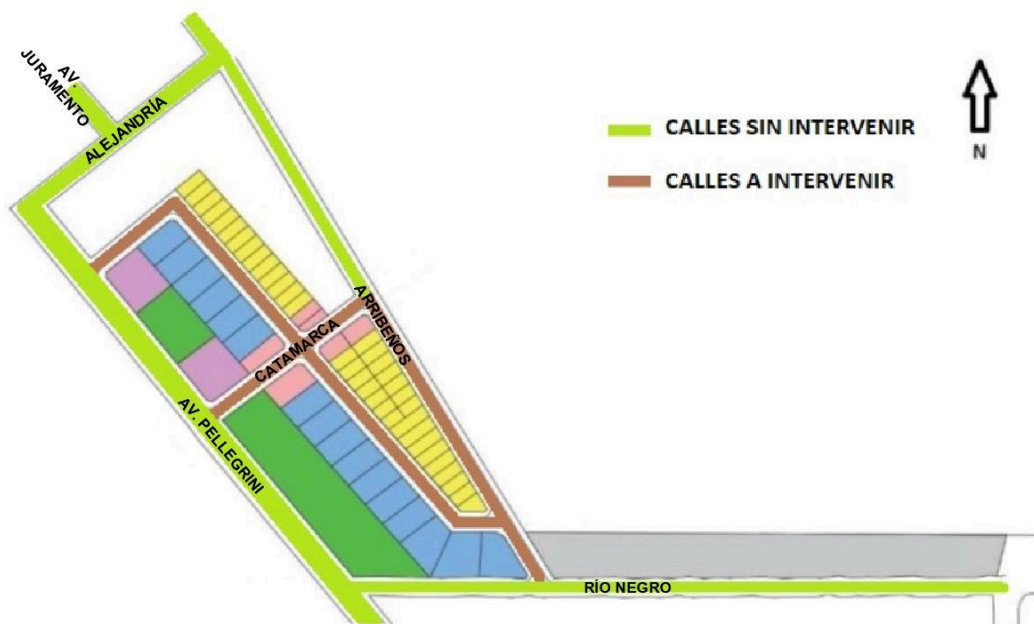


Figura 21 - Planimetría con trazado de calles.

- La calle Río Negro, en las cercanías del sector, tiene a ambos lados canales profundos (excavados de tierra estabilizada en el tiempo). Al canal norte se lo atravesará una única vez, con el objetivo de interrumpir lo menos posible el flujo de agua encauzado.
- Se propone el diseño de una calle interna “central” en el sector, la misma es de vital importancia para darle acceso a los vecinos interrumpiendo lo menos posible la dinámica hídrica actual de la zona.

Las calles a intervenir serán la calle Catamarca, una parte de la calle Arribeños y se abrirá una calle interna “central” para el sector en estudio. Las calles Pellegrini y Río Negro no serán intervenidas en el presente proyecto, salvando los casos en los que se intersectan con las involucradas dentro del mismo.

4.2.1.1. Trazado planimétrico de las calles proyectadas.

A la hora de realizar el trazado planimétrico de las calles, se tuvieron en cuenta los siguientes lineamientos:

- El ancho de calzada adoptado es de 8 metros, intentando mantener el ancho de las calles existentes cercanas (inciso 2.6.1).
- Se adoptó el ancho de zona de camino mínimo de 20 metros exigido por el Código de Ordenamiento Territorial (Artículo N° 27, inciso 6).
- Las veredas se diseñan con un ancho de 6 metros, cumpliendo con el ancho mínimo exigido exigido por el Código de Ordenamiento Territorial (Artículos N° 45 y N° 46).

Estas dimensiones proyectuales pueden verse con mayor detalle en el **PLANO N° 5: “Perfiles Tipo de Obra Básica y Pavimentos”**.

Además de la definición de cada uno de los anchos de la zona de camino, es necesario adoptar los radios de giros internos para el diseño de las intersecciones, para ello, se adoptó un radio de 10 m, coincidente con el mínimo que exige el Código de Ordenamiento Territorial (Artículo 20, inciso 2).

Por último, también se diseñaron las ochavas, respetando las dimensiones mínimas que reglamenta el Código de Edificación (Artículo N° 41). En este se detallan dos casos según el ángulo de la misma:

- 85° o mayores: En intersecciones de calles con anchos oficiales de treinta metros, algunas de ellas, se establece una ochava mínima de tres metros y medio. Para el caso de cruce de calles con anchos oficiales de veinte metros o menores, alguna de ellas, la ochava mínima será de dos metros y medio.
- Menores de 85°: En estos casos, los lados iguales del triángulo isósceles cuya base es la ochava, tendrá dos metros y medio cada uno como mínimo.

Con todas estas cuestiones definidas se procedió al trazado planimétrico de las calles, el cual puede observarse en el **PLANO N° 4: “Loteo y Zonificación Zona Interna”**.

4.2.1.2. Trazado altimétrico de las calles proyectadas.

Se tuvieron en cuenta aspectos de movimiento de suelos en el sector, y en conjunto con esto, aspectos hidráulicos. Es por ello que, el procedimiento realizado para definir la altimetría de estas calles, va a tener un impacto directo en el diseño del sistema de desagüe pluvial del barrio (inciso 6.5).

El paso previo al trazado de la rasante fue el de determinar el perfil longitudinal del terreno natural (TN). Para ello, el equipo se apoyó en la información proveniente de la nivelación del terreno¹⁷ (**PLANO N° 3: “Topografía y Curvas de Nivel”**) y en cotas conocidas en relación a alcantarillas o pavimentos existentes.

Para comenzar con el trazado de las rasantes se debe cumplir con el siguiente ítem, exigido por el Código de Ordenamiento Territorial de la ciudad (Artículo N° 20, inciso 1):

- Pendiente longitudinal mínima: 0,4% (en casos donde la topografía del terreno no lo permita alcanzar se puede tomar un valor de 0,25%).

Conociendo los valores de pendiente mínima y los puntos de cota fija, se intentó “seguir” de cierta manera la forma del terreno natural, con el objetivo de generar el menor movimiento de suelos posible. Es importante destacar que, se realizaron varias iteraciones hasta alcanzar la solución definitiva.

La solución ideal, sería no tener que excavar para colocar la caja que contiene la estructura del pavimento, sin embargo, fue necesario realizar excavaciones en ciertos sectores para garantizar cotas de umbrales mínimas sin requerir mucho volumen de terraplén de relleno en veredas.

¹⁷ En el Anexo 16 se indican cuáles son los datos obtenidos de la nivelación del terreno.

Además del criterio antes mencionado, se tuvieron en cuenta cuestiones hidráulicas referidas al escurrimiento superficial sobre la calzada debido a las pendientes longitudinales del trazado.

En conjunto con esto, también se trazaron los perfiles transversales del terreno natural y de la zona de camino, en distintas secciones sobre las calles a intervenir (**PLANOS N° 7.1, 7.2, 7.3 y 7.4: “Secciones Transversales”**).

A la hora de realizar los perfiles transversales de la zona de camino, se tuvieron en cuenta los siguientes lineamientos:

- Se adoptaron pendientes transversales de calzada de 2%, asegurando un correcto drenaje hacia el cordón cuneta.
- Se adoptó una altura de cordón de 15 cm, no montable, según los antecedentes constructivos brindados por la Municipalidad de El Trébol.
- Se contempló una pendiente transversal mínima en veredas del 2% (según Artículo N° 47 del Código de Edificación).

Finalmente, es importante destacar una decisión proyectual que tuvo gran influencia en la solución final definitiva. Se optó por demoler la alcantarilla existente en la intersección de Catamarca y Arribeños.

Las planialtimetrías de las vías intervenidas se encuentran en el **PLANO N° 6.1: “Planialtimetrías Calle Interna y Calle Catamarca”** y **PLANO 6.2: “Planialtimetría Calle Arribeños”**.

4.2.2 Loteo.

Para definir las dimensiones de los lotes a proyectar en el terreno, se establecen zonas con su respectivo uso de suelo. Las mismas se detallan a continuación, pudiendo observarse la zonificación interna del barrio y su loteo en el **PLANO N° 4: “Loteo y Zonificación Zona Interna”**.

Zona 2.1 : Viviendas unifamiliares.

La zona 2.1 fue proyectada para lotes que permitan la construcción de viviendas unifamiliares. Los indicadores urbanos establecidos por la ordenanza de la ciudad favorecen principalmente este tipo de edificaciones, permitiendo que puedan tener hasta un máximo de 2 plantas.

Se distinguen tres tipologías en la zona:

- Lotes de 12 m de frente x 30 m de fondo.
- Lotes de 12,5 m de frente y fondo variable entre 20 y 30 metros.
- Lotes de 12,5 m de frente y fondo variable entre 40 y 25 metros.

Zona 2.2 : Propiedad horizontal

La zona 2.2 fue proyectada apuntando a la construcción de viviendas bajo el régimen de propiedad horizontal.

Las dimensiones de las parcelas se proyectaron a partir de los indicadores urbanos de la zona y superficies recomendadas de departamentos.

De esta manera, se deduce que con lotes de 25 metros de frente y 45 metros de fondo, será factible la construcción de este tipo de edificación. En el Anexo 5, se estudia más detalladamente las posibilidades de explotación de este uso de suelo.

Zona 2.3 : Zona comercial

La zona 2.3 fue proyectada apuntando a la construcción de locales comerciales. Sin embargo, las dimensiones de los lotes siguen el ordenamiento de los lotes en cercanía.

Zona 2.4 : Parques

La zona 2.4 fue proyectada apuntando a la construcción de equipamientos públicos, preferencialmente espacios verdes que permitan la recreación de los habitantes del barrio y de la ciudad.

Para definir las parcelas se estableció una franja que es limítrofe con un parque existente de la ciudad, con el objetivo de unificar ambos espacios.

Luego, se disponen diferentes medidas para poder desarrollar diversos espacios dentro del parque.

Cabe destacar que se pensó en sectores más verdes y otros un poco más intervenidos por el accionar del hombre.

Zona 2.5 : Instituciones públicas

La zona 2.5 fue proyectada apuntando a la construcción de instituciones públicas, como se citó anteriormente en este mismo informe, el anteproyecto del profesional interviniente planificaba la existencia de un Polo Tecnológico y un Polo Educativo en el barrio¹⁸.

Es por ello que este espacio se divide para la implementación de estas dos instituciones de carácter público.

Se piensa a estas dos edificaciones como “edificios gemelos”, ya que, la idea es que en un futuro ambas convivan y se complementen. Entonces, se definen dos lotes de 50 metros de frente x 45 metros de fondo aproximadamente.

Zona 2.6 : Zona de reservorios adaptada

Existe una porción del terreno a intervenir que presenta cierto conflicto respecto al Art 11.10.4 de las normativas del ENOHSA¹⁹. Dicha normativa recomienda no proyectar usos de suelos residenciales a distancias menores de 1000 metros de distancia respecto a las lagunas de estabilización para el tratamiento de líquidos cloacales.

Por lo tanto, la solución que se le encontró a esta limitación, fue la de establecer una zona de reservorios adaptada. En esta superficie, se proyectó todo el sistema de reservorio y obras de descarga. Todo lo referido al proyecto del sistema de reservorio se detalla más adelante en el inciso 6.5.5.

¹⁸ Mencionado en el Anexo 16.

¹⁹ ENOHSA: Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento.

Adyacente a esta zona, se deja espacio libre para establecer sectores de recreación y la posible instalación de una estación elevadora.

Zona 2.7 : Zona de frentistas adyacentes

Actualmente, en terrenos adyacentes al tratado, se encuentran emplazadas varias viviendas unifamiliares. Si bien estas no forman parte de la superficie sobre la cual se va a proyectar, algunas no cuentan con ciertos servicios públicos. Es por ello que los mismos serán tenidos en cuenta en el cálculo de ciertos servicios, con el objetivo de incorporarlos al nuevo trazado de servicios públicos.

5. Proyección de la Población

Las normas del ENOHSA recomiendan proyectar la infraestructura de servicios de agua potable y cloacas hacia un horizonte de 20 años al futuro, pudiendo dividir el proyecto en 2 subperíodos de 10 años.

Como ya es sabido, existen modelos matemáticos que emulan el crecimiento demográfico. Sin embargo, para poder poner en práctica estos métodos, es necesario contar con información base, la cual se extrae de datos censales que se pueden obtener de los organismos públicos.

Al momento de realizar este trabajo, los datos del CENSO de 2022 realizado en Argentina no están disponibles en su totalidad, por lo que una estimación con estos métodos, teniendo tantos años de diferencia sin información, podría ser bastante grosera.

Sin embargo, como en este caso se presenta la situación particular de urbanización sobre un terreno en el cual actualmente no hay viviendas, tendremos que estimar cuántos habitantes se instalarán en los lotes proyectados.

La hipótesis fundamental de las aproximaciones es que el barrio urbano estará lleno en su totalidad en los futuros 20 años. Esto permite calcular la “población de saturación del barrio”, y con ella, proyectar los servicios públicos para el mismo.

Haciendo foco en esto, es posible determinar que dicha hipótesis no está tan alejada de la realidad. Se está interviniendo una superficie no tan grande (aproximadamente 8,5 Has), y además, el crecimiento de este sector será acompañado por políticas urbanas de la ciudad. Por último, otra consideración a tener en cuenta, es que no todo el uso de suelo será ocupado con destino residencial, por lo que la población de saturación no es tan elevada, siendo altamente factible esta hipótesis.

Finalmente, el la población de diseño obtenida es la siguiente:

$$\text{Población de Diseño} = 1.021 \text{ habitantes}$$

La estimación de la población de diseño para la cual se van a proyectar los servicios públicos se muestra en el Anexo 4.

6. Infraestructura

Una vez determinada la demanda para la cual queremos proyectar los servicios públicos, estamos en condiciones de realizar el desarrollo de esta infraestructura en el sector.

En este apartado se contemplarán:

- El diseño estructural de las calles del sector.
- El diseño de la red de distribución de agua potable del sector.
- El diseño de la red cloacal del sector.
- El diseño de la red de gas del sector.
- El diseño de la red de desagües pluviales del sector.

6.1. Diseño estructural de las calles del sector.

A la hora de analizar la materialidad de la estructura del pavimento proyectado en el sector, se tuvieron en cuenta las siguientes cuestiones:

- En la actualidad, las calles de la ciudad están materializadas con mezcla asfáltica, hormigón y estabilizado granular.
- Las últimas calles ejecutadas, se realizaron con pavimento rígido.

Se considera que no es necesaria una pavimentación de las calles del sector a corto plazo, sino que, podría brindarse una solución con estabilizado granular al principio y pensar en una pavimentación a futuro.

Es por esto que las que se van a intervenir se diseñarán con estabilizado granular. El paquete estructural se compondrá de dos capas por encima de la subrasante. Estas son: la primera, una subbase de suelo estabilizado con cal de 20 cm de espesor y, la otra, una capa de rodamiento (o base) de estabilizado granular de 15 cm. Al perfil de la calzada se lo complementa con cordones cunetas de hormigón, donde para darle las dimensiones correspondientes se siguieron lineamientos técnicos brindados por la Municipalidad de El Trébol.

Es la siguiente figura, puede verse un esquema tipo del paquete estructural proyectado:

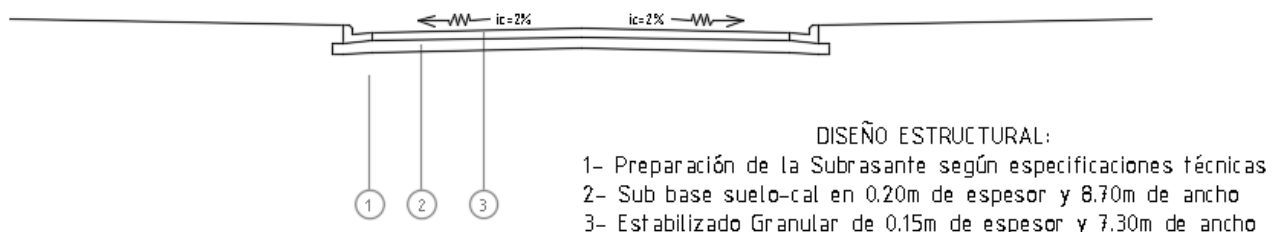


Figura 22 - Paquete estructural proyectado.

A largo plazo, deberán verificarse las condiciones existentes y se proyectará sobre esa base un pavimento rígido.

6.2. Diseño de la red de distribución de agua potable del sector.

Al momento de diseñar la red de agua potable para el barrio a intervenir, se tomó la decisión de que la mejor opción es conectarse a la red existente en el sector más cercano, teniendo presente que el prestador actual del servicio debe contar con los requisitos de presión y caudal en los puntos de conexión propuestos.

Es por ello que, nuestra red proyectada se conectará a la red existente en dos los siguientes dos puntos:

- Punto C1: Intersección entre calles Alejandría y Arribeños.
- Punto C2: Intersección entre calles Alejandría y Av. Juramento.

Ambos puntos son abastecidos por la Cooperativa del Agua Potable de la ciudad de El Trébol.

Debido a que este proyecto tiene fines académicos, quedará pendiente el estudio de factibilidad de conectar esta red proyectada a estos puntos. La finalidad de este diseño será realizar un predimensionamiento de las cañerías en el sector, y llegar a un valor de caudal y presión requerida en el punto de conexión con la red existente.

Para el diseño de la nueva red proyectada, se optó por la tipología de “redes cerradas”, con el objetivo de aprovechar la ventaja de eficiencia y garantía de servicio de este sistema. No es dato menor que, la red existente de la ciudad está, en su mayoría, diseñada con esta configuración de red.

A continuación, se detalla el procedimiento utilizado para el diseño de la red y el cálculo de diámetros, utilizando el software EPANET, que se describe más adelante.

6.2.1 Caudal de diseño.

Para obtener el caudal de diseño de la red se utiliza la siguiente expresión matemática:

$$Q_{dis} = P_{dis} \cdot \delta_{dis} \cdot \alpha_i + \sum Q_{puntuales}$$

Donde:

- P_{dis} : Población de diseño [hab] (ver Anexo 4).
- α_i : Coeficiente pico (según población a abastecer).
- δ_{dis} : Dotación de diseño [L/hab.día] (ver Anexo 6).

El coeficiente pico, se adopta considerando la población que se va a servir. Como este coeficiente contempla el comportamiento de toda una población, se deben considerar la totalidad de los habitantes de la ciudad de El Trébol para obtenerlo.

Entonces, según recomendaciones del ENOHSA:

Población servida	α_1	α_2	α	β_1	β_2	β
500 h < P _s ≤ 3.000 h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000 h < P _s ≤ 15.000 h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000 h < P _s	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

Tabla 1 - Coeficiente pico según población a servir.

Se estima mediante métodos de proyección que, la población de la ciudad, en el horizonte de diseño, superará los 15.000 habitantes.

El análisis de los consumos puntuales a considerar en el sector, se encuentra detallado en el Anexo 6. Se presenta a continuación una tabla resumen con los caudales puntuales obtenidos:

Consumos de Cálculo		
01. Edificios Públicos		
Nombre	Q [lts/día]	Q [lts/s]
1.1. Polo Tecnológico	12500	0,14468
1.2. Polo Educativo	20000	0,23148
1.3. Parque	194,48	0,00225

Tabla 2 - Resumen de caudales puntuales.

Finalmente, el caudal total de diseño del sector es el siguiente:

$$Q_{dis} = P_{dis} \cdot \delta_{dis} \cdot \alpha_i + \sum Q_{puntuales}$$

$$Q_{dis} = 1.057 \text{ hab} \cdot 235 \text{ L/hab. día} \cdot 1,95 + 32.694 \text{ L/día}$$

$$Q_{dis} = 517.065 \text{ L/día} = 5,985 \text{ L/s}$$

(*) Dentro de la población de diseño, se tuvieron en cuenta los frentistas adyacentes mencionados en el inciso 4.2.2.

6.2.2 Presión y diámetro mínimo.

El diseño de la red se realizará con cañerías de Polietileno de Alta Densidad (PEAD), debido a que al momento de realizarse este informe, es el material más utilizado en Argentina para el desarrollo de estas infraestructuras.

El diámetro mínimo recomendado (por el ENOHSA) en relación con la población de diseño que estamos analizando es de Ø63 mm (medida comercial).

En cuanto a la presión mínima, el ENOHSA recomienda 12 mca y 8 mca en puntos aislados. Además, A.S.S.A permite 7 mca.

Para nuestro caso, tomaremos una presión mínima admisible de 7 mca²⁰.

²⁰ Si bien esta empresa no es el prestador de servicio en la localidad se adoptaron los valores sugeridos por A.S.S.A.

6.2.3 Consideraciones para el trazado de la red.

Como se expuso anteriormente, se adoptó una configuración de red "cerrada". Siguiendo este lineamiento, se tuvieron en cuenta las siguientes recomendaciones para el trazado de la red:

- Trazado de Cañerías Maestras: Se propuso una red cerrada de cañerías maestras que recorra en la periferia al sector (en los lugares donde el consumo sea necesario).
- Se buscó que los tramos de cañerías maestras se mantengan entre 300 m y 600 m.
- Los frentistas que no fueran abastecidos por las cañerías maestras, serían abastecidos por cañerías secundarias de diámetro mínimo, que se conectan entre cañerías maestras.

El diseño de la red se muestra en el siguiente esquema:

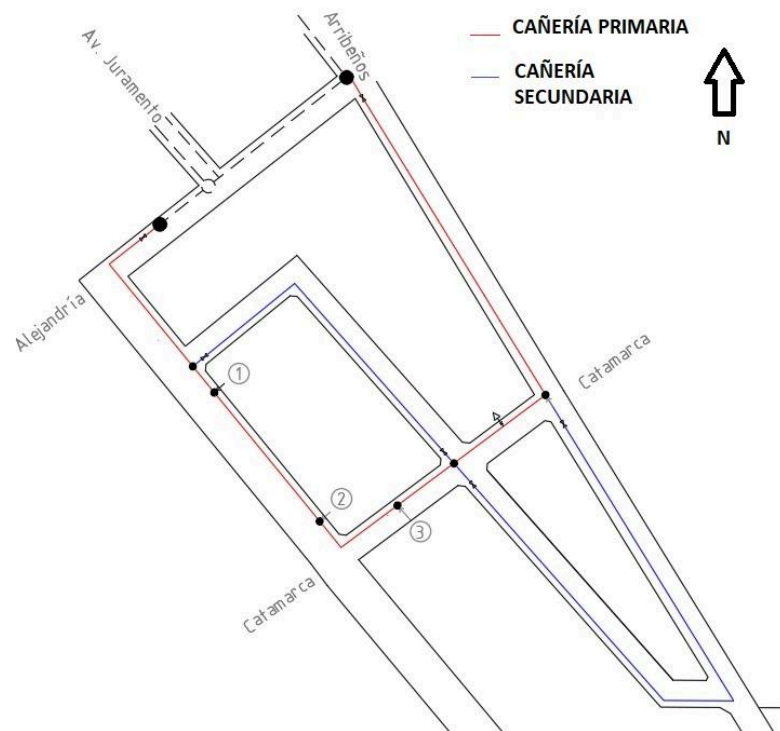


Figura 23 - Trazado red cerrada de agua potable.

6.2.4 Dimensionamiento de la red mediante el programa EPANET.

El software EPANET nos permite analizar el comportamiento hidráulico de cañerías a presión. El programa es efectivo para modelar sistemas de distribución de agua a través de un conjunto de líneas conectadas en sus extremos por nodos. Estos nodos son puntos de conexión entre cañerías con o sin demanda de consumos.

Entonces, en este software, vamos a realizar un trazado esquemático de la red y vamos a introducir las propiedades de nuestro sistema real: longitud de tramos de cañerías, diámetro interno, rugosidad (William - Hazen) y cotas de nodos.

En los nodos, se pueden ingresar consumos puntuales de agua. Para nuestro caso, como realizamos un estudio bastante detallado de los consumos que vamos a tener en el sector, vamos a ingresar caudales puntuales en los siguientes puntos de la red:

- En los lugares donde se encuentren situados consumos puntuales.

- En los lugares donde se conectan cañerías secundarias a las primarias.
- En los lugares donde los frentistas se conecten a las cañerías primarias.

Es de importancia destacar que, este software se utiliza para el dimensionamiento de cañerías primarias, y las para las cañerías secundarias se adopta la solución trivial de diámetros mínimos.

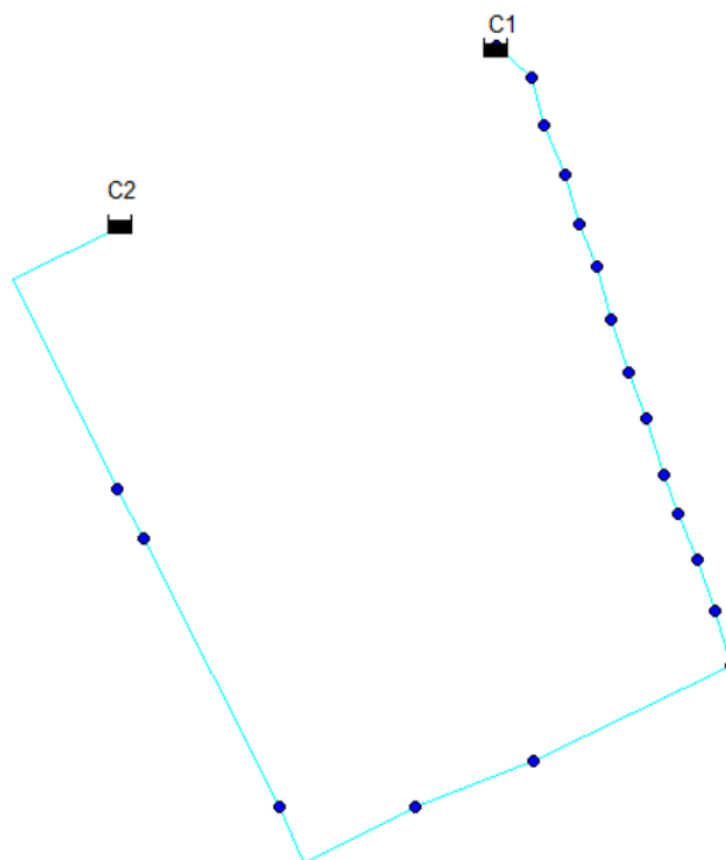


Figura 24 - Trazado de la red primaria en EPANET.

Las iteraciones que se realizaron en el EPANET y los resultados obtenidos, se pueden ver con más detalle en el Anexo 7.

6.2.5 Instalaciones contra incendios.

Complementando la red de distribución de agua potable del sector, se integró un sistema de extinción de incendios.

Se establece que es necesario colocar un hidrante cada 8 Has, por lo que en nuestro caso, con la integración de uno solo es suficiente. Las características del mismo son las siguientes:

- Radio de Cobertura: 250 m.
- Caudal del Hidrante: 16 lts/s (Población > 3.000 hab).
- Tiempo de Extinción: 4hs.

Se debe garantizar en la conexión con el hidrante, una presión mínima de 2,5 m.c.a (lo cual se garantiza).

6.2.6 Caudal y presión en puntos de conexión C1 y C2.

Como se comentó anteriormente, queda pendiente el estudio de factibilidad de la conexión de la red proyectada a la red existente. Sin embargo, mediante la modelización de la red proyectada, se pueden obtener ciertas conclusiones útiles a nivel informativo, tales como:

- Con los diámetros propuestos, se necesitaría un caudal disponible de 2,51 lts/s en el punto C1 y 3,47 lts/s en el punto C2.
- Para el cálculo, se supuso una presión en los puntos de conexión de 12 mca (presión mínima recomendada en puntos alejados por ENOHSA). Sin embargo, con el diseño realizado, se obtiene cierta holgura en esta situación. Así, la red podría funcionar correctamente con una presión de 11,5 mca.

Concluyendo, la solución adoptada para la red de distribución de agua potable del sector se puede ver gráficamente en el **PLANO N° 8.2: “Red de Agua Potable Proyectada”**.

6.3. Diseño de la red cloacal del sector.

Como fue mencionado anteriormente, la ciudad de El Trébol cuenta con una red existente de desagües cloacales que transportan el fluido a tratar hacia lagunas de estabilización²¹.

Los planos de esta red existente, cuentan con valores de cotas en ciertas esquinas y con información inexistente en otras.

De manera similar al caso de la red de potable, una vez estimado el caudal a conectar con la red cloacal existente, se deberá solicitar al prestador de servicio la factibilidad de conexión, con los caudales y cotas calculadas.

Los terrenos a intervenir, son adyacentes a una de las cañerías maestras (Ø400 mm) ubicada en la calle Río Negro. El punto de vuelco de la nueva red proyectada se va a dar sobre esta misma.

²¹ Como se indica anteriormente en el apartado 2.1., Figura 2.

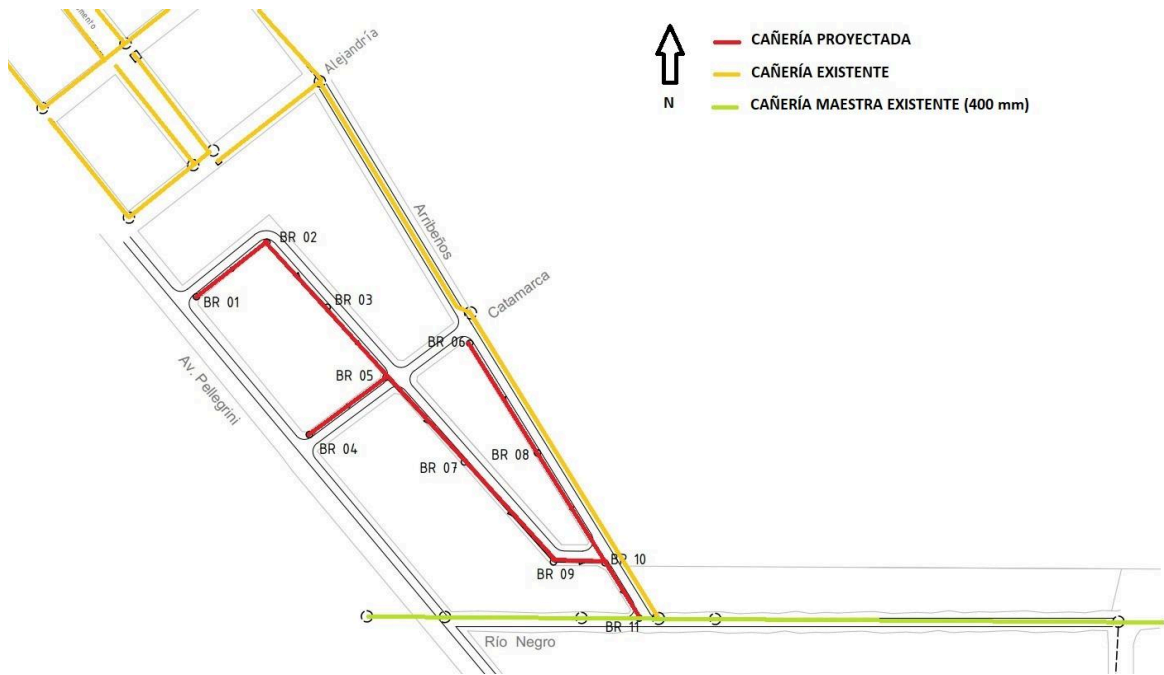


Figura 25 - Red de desagüe cloacal.

En este informe, se buscará detallar el procedimiento realizado para definir un dimensionamiento de la red (a nivel de anteproyecto).

Se comenzó el cálculo estableciendo un trazado previo, sobre la cual se establecen las siguientes salvedades:

- La mayoría de las conexiones serán dobles (cortas y largas).
- La cañería se dispondrá por debajo de la zona de vereda de servicios.
- Los frentistas adyacentes mencionados en el inciso 4.2.2, ya cuentan con este servicio, por lo que no se tuvieron en cuenta para el trazado de la red proyectada.
- Las bocas de registros se ubican cuando es necesario realizar cambios de dirección en planta, cambios de pendientes de cañerías y cambios de diámetros comerciales, teniendo en cuenta que la separación entre ellas no puede ser mayor a una distancia de 150 m en un mismo tramo de conducto cloacal.
- Es necesario contemplar el trazado existente en las cercanías al terreno, para poder unir lo proyectado sobre la misma de manera adecuada.

La traza antes mencionada, puede verse con más detalle los **PLANOS N° 9.1 y 9.2: "Red de Cloaca Proyectada"**.

6.3.1 Caudal de diseño.

Es necesario determinar el caudal con el cual vamos a diseñar la red. Para ello, se hizo uso de la dotación de diseño implementada en el cálculo de la red de agua potable, un coeficiente pico y un coeficiente de vuelco. Entonces, se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q_{dis} = P_{dis} \cdot \delta_{dis} \cdot \alpha_i \cdot C + \sum Q_{puntuales} \cdot C$$

$$Q_{dis} = 4,788 \frac{lt}{s}$$

Donde:

- Q_{dis} : Caudal de diseño [lts/s].
- P_{dis} : Población de diseño [hab].
- α_i : Coeficiente pico.
- C : Coeficiente de vuelco²².
- $Q_{puntuales}$: Caudales puntuales considerados.

Con este caudal y las longitudes de las cañerías (obtenidas del trazado), se puede calcular el “gasto hectométrico” y utilizarlo para dimensionar las secciones de cada tramo, lo que puede verse en el Anexo 8.

6.3.2 Normativas contempladas en el dimensionamiento.

Previo a comenzar el dimensionamiento, se tuvieron en cuenta las siguientes limitaciones establecidas por las normas ENOHSA:

- Diámetro mínimo = 160 mm.
- Pendiente mínima = 3 ‰.
- Velocidad mínima = 0,6 m/s.
- Velocidad máxima = 3 m/s.
- Fuerza tractiva = 0,1 kg/m².
- Tapada mínima = 1,2 m para cañerías con conexión doble y 0,8 m para cañerías con conexión simple.

6.3.3 Diámetros y pendientes.

Ya con el trazado realizado y los valores de gasto hectométrico (ver **PLANOS N° 9.1 y 9.2: “Red de Cloaca Proyectada”** y Anexo 8) es posible calcular el gasto de cálculo siguiendo la expresión dada a continuación.

$$G_c = G_h + G_p + G_e$$

- G_c : Gasto de cálculo. En lts/s.
- G_h : Gasto hectométrico. En lts/s.
- G_p : Gasto puntual. En lts/s.
- G_e : Gasto en extremidad. En lts/s.

El gasto en extremidad depende de los caudales de aporte aguas arriba del tramo que surgen de las cañerías que se conectan en la boca de registro correspondiente, siendo analizado según el plano en cuestión.

²² $C=0,8$ (adoptado).

En función del gasto de cálculo, la capacidad de las cañerías y el diámetro mínimo se adopta un predimensionamiento para cada tramo. Luego, las condiciones de escurrimiento del efluente deben ser verificadas en función de las velocidades y caudales, utilizando la Ley de Chezy-Manning con la sección de las cañerías trabajando en un 90%.

Es importante cumplir con la condición de que la cota de vuelco del sistema proyectado sea mayor o igual que la de la cañería existente, ya que en principio no se va a construir una estación elevadora, la cuál sería necesaria en caso de que se produzca la situación contraria.

Por otro lado, las pendientes en cada tramo están condicionadas por las tapadas mínimas y las verificaciones mencionadas, respetando siempre que sean mayores a 3 ‰.

Finalmente, se debe corroborar que los caudales acumulados en toda la red sea igual al caudal de diseño calculado anteriormente.

Los cálculos explicados pueden verse con mayor detalle en el Anexo 8.

6.3.4 Red existente.

En este apartado se busca mencionar aspectos a tener en cuenta sobre el proyecto referidos a los datos obtenidos y a los que no se ha tenido acceso. Cabe aclarar que el objetivo del trabajo realizado en este informe es académico, por lo cual se debe considerar lo siguiente:

- Algunas cotas de intradós de cañerías no se encuentran relevadas a la fecha del presente trabajo, por lo que en un proyecto ejecutivo para la construcción de la red se deberá realizar dicho relevamiento para evaluar, si fuese necesario, modificaciones al presente anteproyecto.
- Para esta etapa, las cotas de intradós de cañerías existentes sin relevar son supuestas respetando las pendientes mínimas y las longitudes trazadas (indicadas los **PLANOS N° 9.1 y 9.2: “Red de Cloaca Proyectada”** correspondiente según referencias).
- No se cuenta con la capacidad disponible de la conducción principal existente, por lo que, en esta etapa, no es posible verificar si la nueva conexión es factible con la infraestructura actual o es necesario realizar un redimensionamiento aguas abajo del punto de vuelco. Esta cuestión será necesaria de analizar con la entidad que brinda el servicio en la localidad, quedando fuera del alcance de este proyecto.

6.3.5 Estación elevadora.

Dadas las suposiciones de cotas de intradós de cañerías existentes se llega a que, en la intersección de Río Negro y R.P.N° 40-S, es necesaria la instalación de una estación elevadora (EE), ya que, se cuenta con una diferencia de cotas de 1,67 metros.

Para la instalación de la estación elevadora, se deja previsto un espacio dentro de el sector de reservorios adaptados:

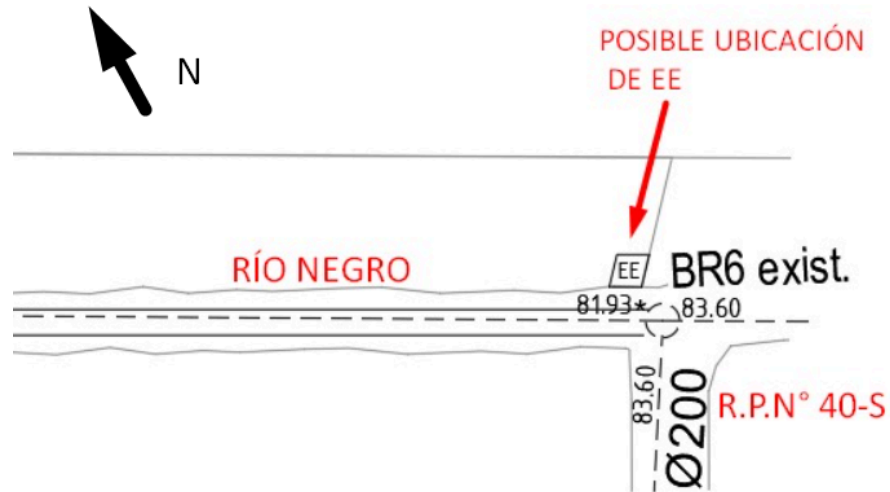


Figura 26 - Espacio previsto para EE.

Sin embargo, esta propuesta de estación elevadora no debe tomarse como definitiva, porque corresponde estudiar su viabilidad en aspectos que contemplen la conexión a una red eléctrica (existente o proyectada), dado que es un servicio fundamental para su funcionamiento.

Dicho esto, el análisis mencionado queda fuera del alcance de este informe, realizando también un estudio con las autoridades locales y los prestadores de la energía eléctrica.

6.4. Diseño de la red de gas del sector.

6.4.1 Caudal de diseño.

El caudal de diseño se determinará, en forma similar con lo propuesto para los demás servicios, para un horizonte de 20 años a futuro (para el cual se hizo la hipótesis de que el barrio alcanzará su población de saturación, especificada con mayor detalle en el inciso 5).

Según datos disponibles, una conexión domiciliaria tipo consume aproximadamente 0,8 m³/h (caudal consumido por una familia tipo). Según el estudio de densidad poblacional en El Trébol, una familia tipo, está compuesta en promedio, por 3 personas.

Partiendo de este dato, se puede estimar el caudal domiciliar de diseño del sector a intervenir de la siguiente manera:

$$q_{dom} = (P_{dis} / \delta_{familia\ tipo}) \cdot 0,8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$q_{dom} = (1.021 \text{ hab}/3 \text{ hab}/\text{dom}) \cdot 0,8 \text{ m}^3/\text{h} \cdot \text{dom}$$

$$q_{dom} = 272,3 \text{ m}^3/\text{h}$$

El análisis de los consumos domiciliarios a considerar en el sector, se encuentra detallado en el Anexo 9. Se presenta a continuación una tabla resumen con los caudales domiciliarios obtenidos:

02. Caudal Domiciliario				
Zona Interna	δ [m3/h]	Habitantes [hab]	Conexiones Equivalentes	q_{dom} [m3/h]
2.1 Viviendas Unifamiliares	0,8	111	37	29,6
2.2 Propiedad Horizontal	0,8	880	293,3	234,7
2.3 Zona Comercial	0,8	30	10	8,0
Totales		1021	340,33	272,27

Tabla 3 - Caudales domiciliarios de la red de gas.

Luego, es necesario adicionarle a este valor, los caudales puntuales presentes en el sector.

El análisis de los consumos puntuales a considerar en el sector, se encuentra detallado en el Anexo 9. Se presenta a continuación una tabla resumen con los caudales puntuales obtenidos:

01. Edificios Públicos (Caudales Puntuales)				
1.1 Polo Tecnológico			Q (1.1) [m3/h] =	10,2
Artefacto	Consumo Tipo [m3/h]	Cant [unid]	Qi puntual [m3/h]	Total [m3/h]
Estufa	0,27	20	5,4	10,2
Cocina 4Q + H	0,92	1	0,92	
Calefón 12 L	1,94	2	3,88	
1.2 Polo Educativo			Q (1.2) [m3/h] =	16,32
Artefacto	Consumo Tipo [m3/h]	Cant [unid]	Qi puntual [m3/h]	Total [m3/h]
Estufa	0,27	32	8,64	16,32
Cocina 4Q + H	0,92	1,6	1,472	
Calefón 12 L	1,94	3,2	6,208	
1.3 Parque			Q (1.3) [m3/h] =	0
			Total [m3/h]	26,52

Tabla 4 - Caudales puntuales de la red de gas.

Finalmente, el caudal total de diseño del sector es el siguiente:

$$Q_{dis} = q_{dom} + \sum Q_{puntuales}$$

$$Q_{dis} = 272,3 \text{ m3/h} + 26,52 \text{ m3/h}$$

$$Q_{dis} = 298,79 \text{ m3/h}$$

En este caso, no se tuvieron en cuenta los frentistas adyacentes mencionados en el inciso 4.2.2, debido a que los mismos cuentan con el servicio de gas natural en la actualidad.

6.4.2 Presión y diámetro mínimo.

El diseño de la red se realizará con cañerías de Polietileno de Media Densidad (PEMD), debido a que al momento de realizarse este informe, es el material actualmente utilizado en Argentina para el desarrollo de estas infraestructuras.

El diámetro mínimo recomendado para este tipo de redes es de Ø40 mm (medida comercial).

En cuanto a la presión mínima, se considera que la red en general no puede perder más del 10% de la presión registrada en la estación que presente el suministro (recomendación de la norma NAG-100). La determinación de esta presión mínima puede verse con más detalle en el Anexo 10.

6.4.3 Consideraciones para el trazado de la red.

La primera decisión tomada al momento de planificar la red de gas natural del barrio a intervenir, fue la de conectarse a la red existente en el sector más cercano (al igual que el caso de la red de agua potable y la red de desagües cloacales).

Es por ello que, nuestra red proyectada se conectará a la red existente en los siguientes puntos:

- Punto C1: Intersección entre calles Av. Juramento y Alejandría.
- Punto C2: Intersección entre calles Catamarca y Arribeños.

Ambos puntos, son abastecidos por la empresa Litoral Gas S.A. Debido a que este proyecto tiene fines académicos, quedará pendiente el estudio de factibilidad de conectar esta red proyectada a estos puntos existentes. La finalidad de este diseño será realizar un predimensionamiento de las cañerías del sector, y llegar a un valor de caudal y presión disponible en los puntos de conexión con la red existente.

Para el diseño de la nueva red proyectada, se planifica una malla principal cerrada (anexando cañerías nuevas con existentes) y redes secundarias anexadas a esta, formando anillos en las manzanas a abastecer.

La red proyectada puede verse en el siguiente esquema de cálculo:

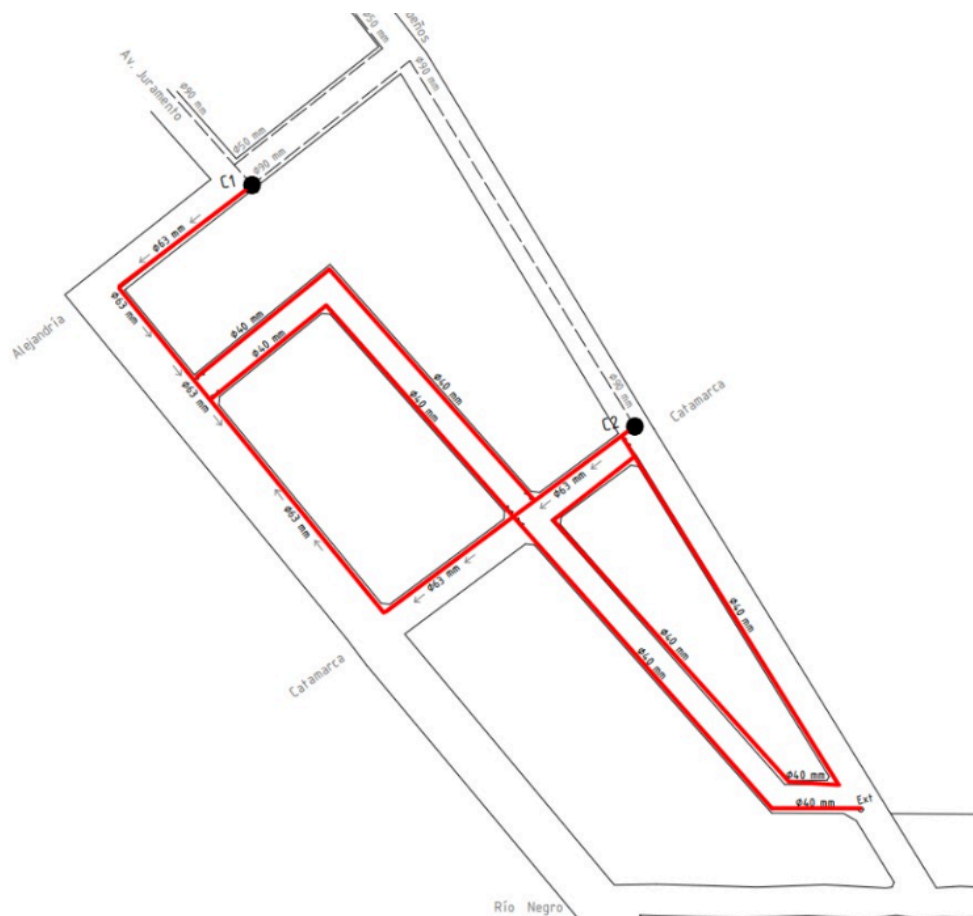


Figura 27 - Red de Gas Proyectada.

6.4.4 Dimensionamiento de la red de gas natural proyectada.

Para el dimensionamiento de la red, vamos a distinguir dos tipos de iteraciones:

- Iteración Inicial: Predimensionamiento inicial de la red, realizado con una pérdida de presión media teórica y la ecuación de Weymouth.
- Iteraciones Secundarias: Dimensionamiento final según pérdidas de carga cuadrática para cañerías de media y alta presión (Renouard).

Los procesos de cálculo realizados para ambos tipos de iteraciones y las verificaciones realizadas en todos los tramos proyectados pueden verse en el Anexo 10. A continuación, se presenta una tabla resumen con los diámetros obtenidos:

Diámetros Adoptadas	
Tramo	D comercial [mm]
C1 - 1	63
1 - 2	63
2 - 3	63
3 - P.E	63
P.E - 4	63
4 - 5	63
5 - 6	63
6 - C2	63

Tabla 5 - Resumen de diámetros de la red de gas.

6.4.5 Cierre de la malla principal y homogeneización de diámetros.

La red proyectada de gas para este sector, puede ser analizada como dos extensiones lineales partiendo desde los puntos C1 y C2. Esto es debido a que entre los puntos 3 y 4, la red no tiene consumos. Entonces, tomando un gasto nulo, obtenemos una presión nula en el tramo.

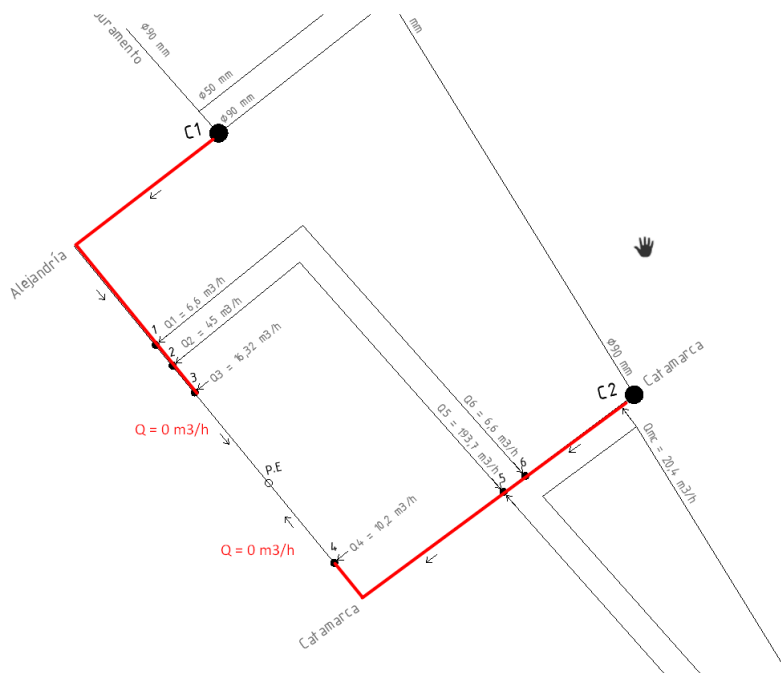


Figura 28 - Tramo de gas con gasto nulo.

Luego, la pregunta que surge de este análisis es: Si el tramo 3-4 no transporta caudal, ¿Qué función cumple?

El tramo 3-4 realiza un trabajo de *bypass* para el barrio, permitiendo abastecer a la población a servir en caso de haber algún inconveniente con la circulación más directa del flujo.

Además de ello, se optó por homogeneizar los diámetros de las tuberías en este tramo, con dos objetivos puntuales:

- Realizar una solución proyectual más simple, sin variación en los diámetros de la red principal en pocos metros.
- Preparar el tramo *bypass*, para que pueda soportar mayor demanda a la hora de actuar como rueda de auxilio de la red.

6.4.6 Válvulas de cierre.

Para finalizar con el dimensionamiento de la red de gas natural proyectada, es necesario establecer la ubicación de las válvulas de cierre de la red. Los criterios que se adoptaron para esta instancia son los siguientes:

- Se colocará una válvula de cierre en todas las uniones entre cañerías secundarias y principales.
- Se colocará una válvula de cierre en todas las intersecciones entre cañerías maestras.

Por último, toda la información de relevancia respecto a la red de gas natural proyectada en el sector puede verse en el **PLANO N° 10.1: “Red de Gas Proyectada”**.

6.4.7 Parámetros en conexiones existentes.

Como ya se mencionó anteriormente, no conocemos el valor de caudal y presión en los puntos de conexión de la red existente. Sin embargo, en base a nuestro diseño, podemos definir el caudal mínimo y la presión mínima necesarios para el buen funcionamiento de nuestra red proyectada. Estos parámetros mínimos son los siguientes:

Conexiones		
Punto	Presión [kg/cm ²]	Q [m ³ /h]
C1	2,272	67,92
C2	2,423	230,87

Tabla 6 - Valores mínimos para la conexión.

Volvemos a destacar que, este dimensionamiento está realizado con fines académicos y a nivel de anteproyecto. En caso de que este proyecto quiere llevarse a nivel ejecutivo, habrá que definir exactamente el caudal y la presión en el punto de conexión, y a partir de ahí, ver si la red proyectada en este estudio es suficiente o requiere de cambios en sus diámetros.

6.5. Diseño de la red de desagües pluviales del sector.

Esta red se va a componer de dos tipos de desagües: superficiales (mediante cordón cuneta del trazado vial) y conducidos (pudiendo ser por conductos cerrados o canales laterales a las calzadas). La misma será diseñada con una lluvia de diseño de 5 años de recurrencia²³.

Como se mencionó en los incisos 3.4 y 4.2.2, en el sector a intervenir existirá una zona de reservorios adaptada, destinada a recibir la mayor parte de los caudales del sector en estudio. Luego el reservorio realizará la descarga sobre el cuerpo receptor final, la cuneta norte de la calle Río Negro.

6.5.1 Diseño de la red de escurrimiento superficial.

Ya fue desarrollado en el inciso 4.2.1.2 el desarrollo altimétrico de las calles proyectadas en la urbanización. Siguiendo con estos lineamientos, se diseñaron los escurrimientos superficiales por cordón cuneta.

Lo primero fue determinar las cotas del cordón cunetas en las esquinas del sector. Para ello, se tuvieron en cuenta ciertas consideraciones de diferentes aspectos:

a) Consideraciones en sentido transversal:

- La cota de umbral de las viviendas debe una diferencia mínima de 25 cm con respecto a la cota de cordón cuneta (15 cm cordón + 5 cm vereda + 5 cm umbral), con el objetivo de evitar la inundación de las viviendas en relación a altas recurrencias.
- La cota de umbral de viviendas debe tener una diferencia máxima deseable de 50 a 60 cm con respecto a la cota de cordón cuneta, con el objetivo realizar un diseño confortable con respecto al acceso de vehículos y circulación peatonal.

b) Consideraciones en sentido longitudinal:

- La pendiente mínima longitudinal requerida es de 0,4 % (pudiendo adoptar 0,25 % en casos especiales).
- Con respecto a la pendiente máxima, no sería un gran limitante a nivel hidráulico. Sin embargo, el terreno es predominantemente llano, por lo que no se presentarán inconvenientes con altas pendientes.

c) Consideraciones en curvas:

- Diferencia mínima de cotas de 3 cm (deseable 5 cm), con el objetivo de permitir que el flujo cambie su dirección.
- Diferencia máxima de cotas de 30 cm, para evitar disconformidades en la circulación peatonal por esquinas.

²³ Como se menciona en el inciso 3.1.1.

d) Consideraciones de badenes:

- Diferencia mínima de cotas de 3 cm (deseable 10 cm), con el objetivo de asegurar un adecuado escurrimiento.
- Ancho de 1 m, en correspondencia con los ejecutados en la ciudad.

Combinando estos lineamientos con lo detallado en el inciso 4.2.1.2, se comenzó trabajando desde la zona más elevada determinando las cotas de cuneta al inicio y fin de cada cuadra. Se proyectó de manera que, no sea necesario elevar con relleno las cotas de umbrales de los lotes definidos.

En el **PLANO 11.1: “Red de Pavimentos Proyectada”** puede verse el escurrimiento superficial definido en el sector.

- 6.5.1.1 Cálculo de capacidad hidráulica de las calles

Lo siguiente es verificar la capacidad hidráulica de las calles. Para ello, se analizan las mismas como si fuesen canales a cielo abierto, aplicándose la ecuación de Chezy-Manning.

El análisis que se realizó (sobre la capacidad hidráulica) de una calle tipo del sector, puede verse con más detalle en el Anexo 11.

La capacidad hidráulica obtenida para una calle tipo del sector fue de 0,46 m³/s.

- 6.5.1.2 Área máxima de aporte y división de subcuencas

Luego, se busca complementar el análisis realizado con la ecuación de Chezy-Manning (inciso 6.5.1.1) con la aplicación del método racional modificado (introducido en el inciso 3).

Complementando estas dos formulaciones, se puede obtener el área máxima de aporte de cuenca que se puede abarcar sin que el agua sobrepase la altura del cordón cuneta.

El análisis numérico que se realizó, puede verse con más detalle en el Anexo 11 .

El área máxima de aporte de cuenca obtenida fue de 1,81 Ha.

Con esta área máxima y los sentidos de escurrimiento de las calles, se procedió a dividir en subcuencas la superficie de estudio verificando que el área de las mismas no exceda la calculada anteriormente (evitando el desborde de las calles para la lluvia de diseño).

Las subcuencas definitivas del sector se dejan planteadas en el **PLANO N° 11.2: “Subcuencas de Aporte”**.

6.5.2 Diseño de la red de escurrimiento entubado.

En este inciso, se abordará el diseño de las captaciones de desagüe pluvial en el sector y las conducciones realizadas.

6.5.2.1 Posicionamiento y diseño de captaciones

A partir de las subcuencas definidas en el **PLANO N° 11.2: “Subcuencas de Aporte”**, pueden definirse el posicionamiento de las captaciones. Las mismas, se ubican en los puntos de cierre de las diferentes subcuencas.

En los **PLANOS N° 11.2: “Subcuencas de Aporte”** y **N° 11.3: “Trazado de Red Pluvial”**, puede observarse la ubicación de las captaciones planteadas:

Con las captaciones posicionadas, el siguiente paso es dimensionar las mismas para que puedan recibir el caudal de diseño.

Se implementaron 2 tipos de captaciones:

- Captaciones de rejas horizontales
- Captaciones de rejas verticales

Todo lo correspondiente al cálculo de captaciones de desagües pluviales se detalla en el Anexo 12.

6.5.3 Diseño de albañales.

En ciertas calles del sector a intervenir, se decidió diseñar albañales que conduzcan el excedente hídrico hacia los cuerpos receptores.

Se decidió emplear la tipología de albañales por dos motivos puntuales:

- Brindar una accesibilidad continua a los frentistas.
- Mejorar la capacidad de las canalizaciones existentes (verificadas en malas condiciones), sin aumentar mucho las dimensiones de las mismas, evitando una potencial peligrosidad para los habitantes del sector.

En este caso particular, los cuerpos receptores son los siguientes:

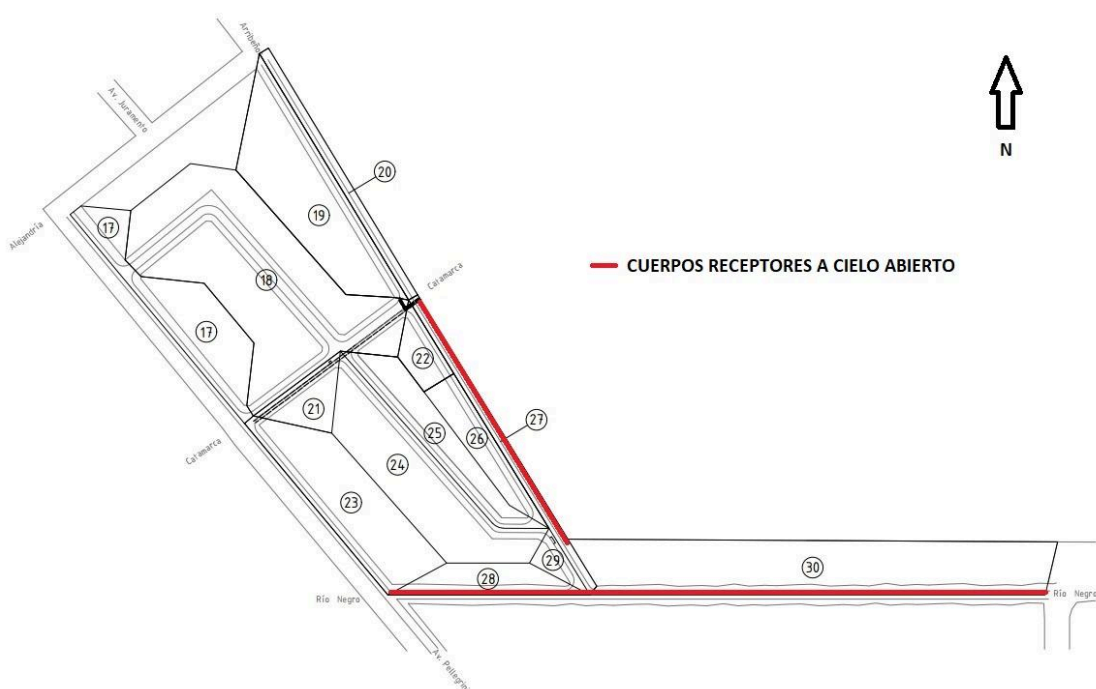


Figura 29 - Cuerpos receptores del sector.

De esta manera, los albañales reciben caudales provenientes de cuencas aguas arriba y van sumando en su recorrido, caudales captados por los sumideros (inciso 6.5.2.1).

- 6.5.3.1 Caudal hidrológico de los albañales

Como se mencionó anteriormente, mediante el uso del Método Racional Modificado²⁴, se pudo determinar los caudales de cuencas aguas arriba, los captados por los sumideros y el caudal que deben transportar cada uno de los albañales del sector. Las tablas con los resultados pertinentes se pueden observar en el Anexo 13.

- 6.5.3.2 Capacidad hidráulica de los albañales

Una vez determinado el caudal hidrológico necesario de cada albañal, lo siguiente es diseñar el mismo para que su capacidad hidráulica le permita transportar esta demanda. Para ello, se utilizó la formulación de Chezy-Manning, estudiando al albañal como un canal a cielo abierto (evitando que el mismo trabaje a presión para la recurrencia de diseño).

- 6.5.3.3 Diseño de albañales

Luego de complementar lo detallado en el inciso 6.5.3.1 y 6.5.3.2, se define el diseño geométrico del albañal.

Los cálculos realizados para los diferentes albañales del sector a intervenir pueden verse en el Anexo 13. Gráficamente, se puede observar el diseño y la ubicación de los mismos en el **PLANO N° 11.3: “Trazado de Red Pluvial”**.

6.5.4 Intervención en canales existentes.

En el inciso 3.2, se hizo un análisis hidrológico e hidráulico de los canales existentes en el sector a intervenir.

²⁴ Introducido en el inciso 3.



Figura 30 - Canales existentes en el sector a intervenir.

Lo siguiente sobre este tópico, es decidir qué medidas se tomarán sobre estos. Se implementará lo siguiente:

- Cuneta Catamarca Norte: Debido a la pavimentación con cordón cuneta de la calle Catamarca y la poca importancia de esta canalización (en términos de caudal), se decidió rellenar con tierra el mismo, permitiendo colocar una vereda que mejore el acceso y la circulación en el sector.
- Cuneta Catamarca Sur: Esta canalización si tiene relevancia en términos de caudal, sin embargo se ubica en un sector donde es primordial la accesibilidad de los frentistas. En caso de recalzar el mismo, tomaría una profundidad considerable, lo cual no es recomendable para el tránsito de personas. Es por ello que, se decidió reconvertirlo en un albañal cerrado de hormigón, facilitando el acceso y la seguridad de las personas que transitan la zona.
- Canal Arribeños: Debido a la necesidad de continuar con la calle Arribeños para dar accesibilidad hacia la calle Río Negro, el canal arribeños fue desplazado hacia el Este. A su vez, el mismo disminuye su longitud, ingresando antes al reservorio proyectado.

Además, el ancho de zona de camino no permitió continuar con un canal de tierra excavado, sino que fue necesario revestir el mismo para poder cumplir con su condición hidráulica. Además de dar beneficios en su capacidad, revestir el canal nos permitió llegar con una cota menos profunda al reservorio, permitiendo que circular cerca del mismo sea más seguro.

Para visualizar con mayor detalle estas dos calles intervenidas recurrir al **PLANO Nº 4: “Loteo y Zonificación Zona Interna”**.

- Cuneta Río Negro Norte: Como la misma es limítrofe al sector a intervenir, y la intervención aumenta los caudales sobre el mismo, se verifico su estado actual.
- Cuneta Río Negro Sur: Como la misma *no es limítrofe al sector a intervenir*, se decidió no tomar acciones sobre la misma.
- Cuneta Pellegrini Este: Como la misma es limítrofe al sector a intervenir, y la intervención aumenta los caudales sobre el mismo, se proyectó una recanalización. El principal problema de esta canalización no era su sección, sino sus contrapendientes en ciertos tramos. Entonces, la solución encontrada fue realizar una pequeña limpieza dándole las pendientes mínimas necesarias para su buen funcionamiento.
- Cuneta Pellegrini Oeste: Como la misma *no es limítrofe al sector a intervenir*, se decidió no tomar acciones sobre la misma.

Para ver con mayor detalle estas dos cunetas limítrofes al sector recurrir a los planos:

PLANO N° 11.7: “Altimetrías Canales Existentes”, PLANO N° 11.8: “Secciones Transversales Av. Pellegrini” y PLANO N° 11.9: “ Secciones Transversales Calle Río Negro”

Para todas las recanalizaciones necesarias se siguió el mismo procedimiento:

- Se toma el caudal hidrológico del sector que le corresponde a la canalización en análisis, según el procedimiento descrito en el inciso 3.1, y se le suma el caudal de aporte del sector a intervenir correspondiente (haciendo uso del Método Racional).
- Se determinó una sección hidráulicamente óptima para trasladar caudal hidrológico calculado anteriormente (haciendo uso de la expresión de Chezy-Manning).

El cálculo de estas recanalizaciones puede verse con mayor detalle en el Anexo 14.

6.5.5 Reservorio.

Como ya fue mencionado anteriormente, el sistema de desagües pluviales se diseñó para una recurrencia de 5 años. Sin embargo, ante la eventualidad de una lluvia con recurrencia de 100 años, se planificó el ingreso de los caudales a un reservorio. El mismo, tiene como objetivo atenuar la salida de caudales del sector a intervenir.

Esta obra es una de las principales tareas del proyecto, por dos motivos en específico:

- Evita que la urbanización genere mayores caudales hacia aguas abajo para una misma lluvia, por lo que no introduce nuevos problemas a pesar de intervenir la zona.
- Sirve como préstamo para el movimiento de suelos que debe llevarse a cabo en el proyecto. Si bien el nivel de anteproyecto de este análisis no busca indagar detalladamente en los números de volúmenes de suelo que habría que trasladar para llevar adelante esta obra, es indudable que el reservorio sería la fuente principal de suelo que permitiría el

relleno de lotes que se encuentran en bajos naturales y terraplenes que forman parte de calles nuevas y readequadas.

6.5.5.1 Volumen del reservorio

El primer paso, es definir el volumen necesario del reservorio para su buen funcionamiento. Para ello, se tuvieron en cuenta dos hidrogramas:

- Hidrograma (R= 100 años), con el sector a intervenir en condiciones actuales sin urbanizar.
- Hidrograma (R= 100 años), con el sector a intervenir ya urbanizado.

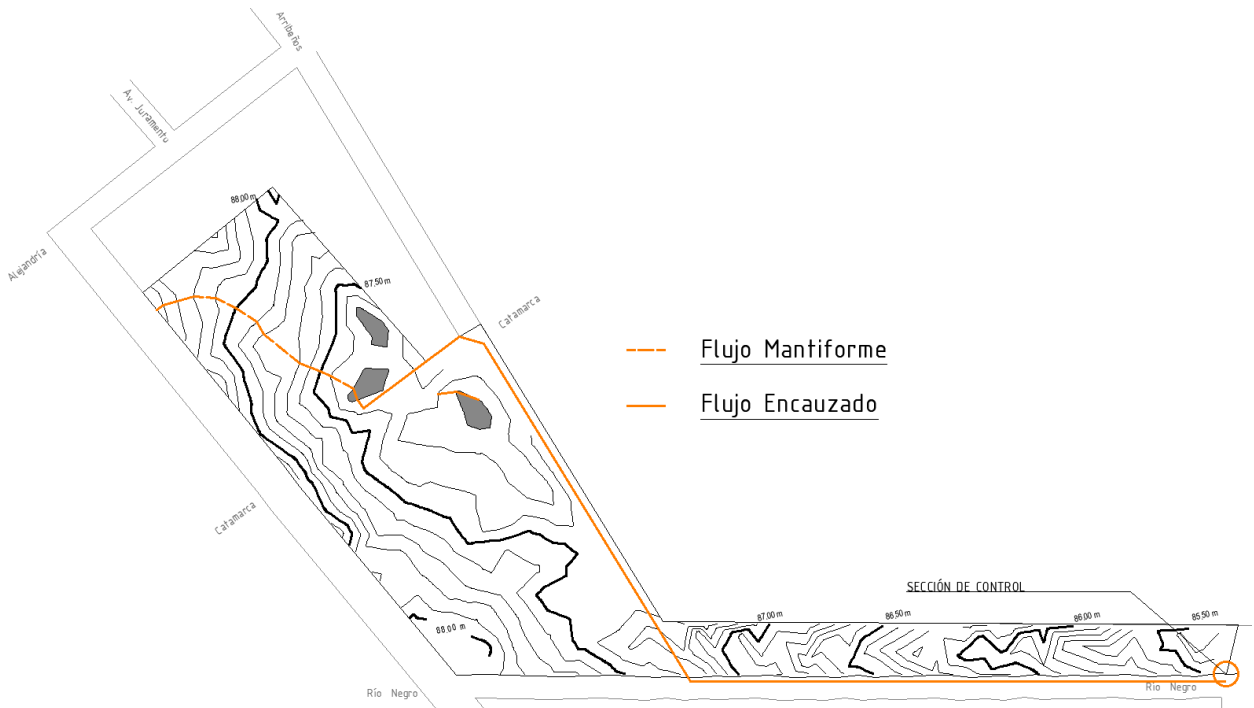


Figura 31 - Cuenca sector a intervenir (antes de urbanizar).

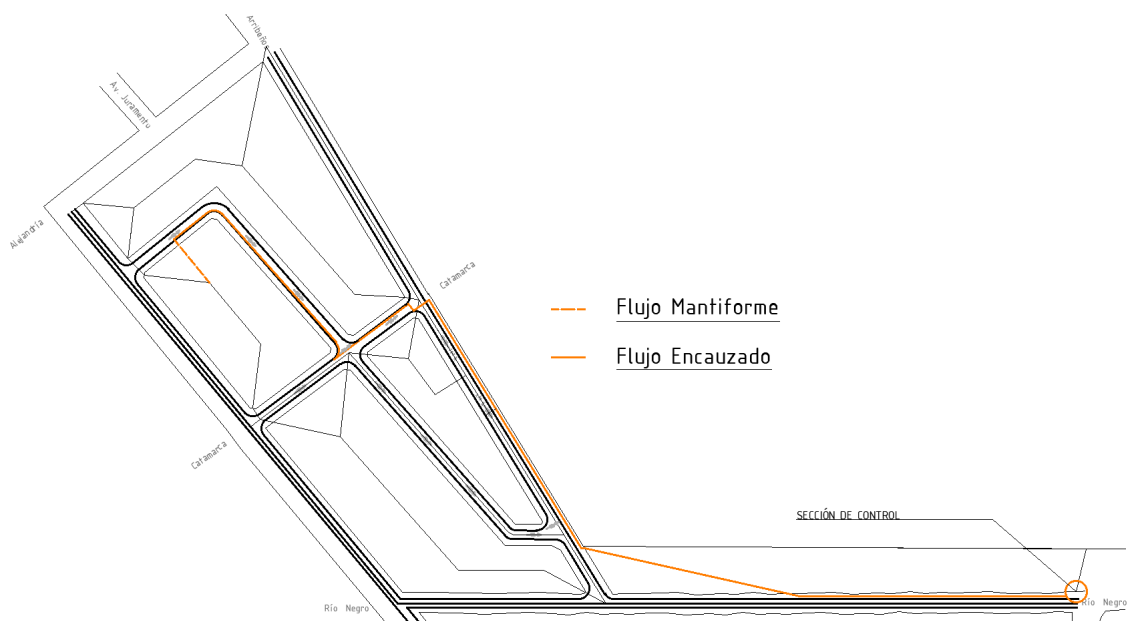


Figura 32 - Cuenca sector a intervenir (después de urbanizar).

En ambas figuras, puede verse el recorrido de la gota hidrológicamente más alejada, utilizado para determinar el tiempo de concentración de las cuencas.

Para definir ambos hidrogramas se adoptaron las siguientes simplificaciones:

- Se utilizó el Método Racional, considerando una lluvia de diseño uniformemente distribuida en tiempo y en espacio.
- Para construir el hidrograma, se supuso una distribución triangular, con una duración igual a dos veces el tiempo de concentración de la cuenca (con el objetivo de lograr todo el aporte de la misma).

A continuación, podemos ver un gráfico con ambos hidrogramas:

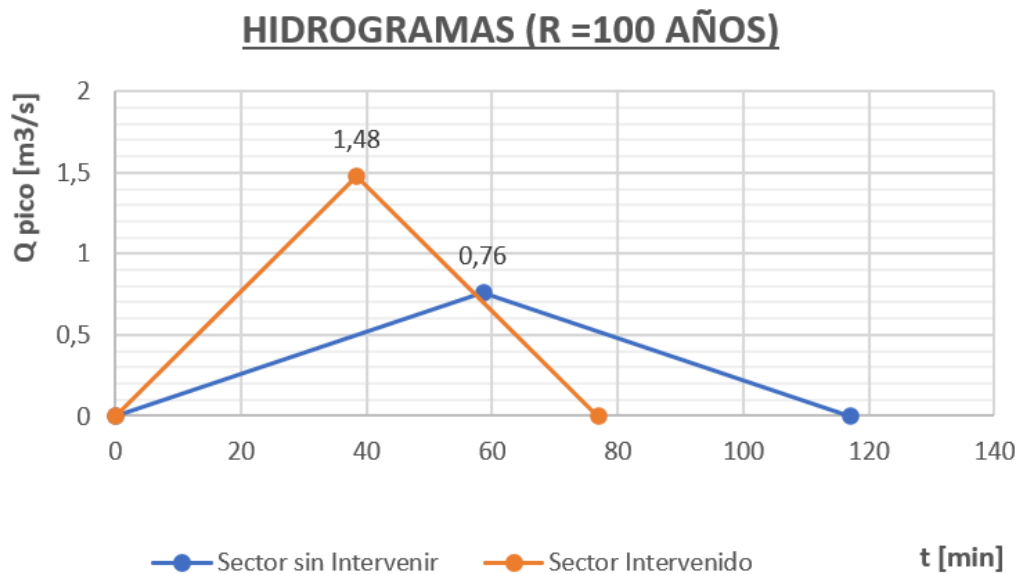


Figura 33 - Hidrogramas para R= 100 años.

Si hacemos un análisis gráfico, el área comprendida entre ambos hidrogramas representa el volumen que necesitamos embalsar con el reservorio proyectado.

El análisis detallado de cómo se obtiene el volumen necesario de embalse y como se proyecta el área en planta del reservorio, queda explicado en detalle en el Anexo 15. En la siguiente tabla pueden observarse algunos resultados globales:

GEOMETRÍA RESERVORIO PROYECTADA		
Volumen Embalse Calc =	3225,6	m3
Superficie del Fondo =	2870	m2
Altura pelo de agua =	1,14	m
Volumen Obtenido =	3271,8	m3

Tabla 7 - Valores globales, volumen de embalse.

6.5.6 Obras de descarga.

Una vez diseñado el reservorio geoméricamente, en términos de volumen, es necesario explicar el funcionamiento de sus obras de descarga. En este caso, se cuenta las siguientes:

- Orificios: Se diseñarán para la correcta evacuación de un caudal correspondiente a una recurrencia de 5 años.
- Vertedero: Formado por el terraplén de tierra revestido con hormigón que separa al reservorio de la cuneta Norte de la calle Río Negro. Se verificará su buen comportamiento para evacuar caudales correspondientes a una recurrencia de 100 años, en conjunto con los orificios.

No es un dato menor aclarar la siguiente situación: a la salida de la alcantarilla situada sobre Arribeños, se colocará una obra de arte que combina un nuevo orificio con un vertedero.

El objetivo de este vertedero, es el de ingresar al reservorio los caudales que vienen conducidos por la cuneta Norte de la calle Río Negro.

En cambio, el objetivo de este nuevo orificio, es el de dejar pasar los caudales para los cuales estaba diseñado la cuneta Norte de la calle Río Negro antes de la intervención.

Finalmente, resulta importante resaltar la siguiente simplificación adoptada para el prediseño de las obras de descarga:

Como se mencionó reiteradamente en el presente informe, el alcance de este desarrollo es a nivel anteproyectual y académico. Es por esta razón que, para el diseño de las obras de descarga se optó por estudiar una situación estática de alturas de agua en los diferentes sectores. Sin embargo, si en un momento se necesita profundizar sobre este diseño, habría que recalculer estas obras, teniendo en cuenta aspectos dinámicos y realizando una laminación del sistema.

- 6.5.6.1 Cálculo sistema de orificios

El sistema de reservorio cuenta con dos conjuntos de orificios:

- Orificios a la salida del embalse.
- Orificios a la salida de la Alcantarilla situada en la cuneta Norte de la calle Río Negro.

Ambos orificios, se calcularon con el pelo de agua máximo que podría admitirse, realizando el diseño para que su capacidad de descarga no exceda el caudal que circulaba por el sistema antes de la intervención.

A continuación, se describe el cálculo de cada uno de estos sistemas de orificios.

- Conjuntos de orificios a la salida del reservorio

Para una recurrencia de 5 años, se calculó el pelo de agua del canal de salida, y el mismo no supera la cota de fondo del reservorio.

Entonces, si consideramos el orificio trabajando con el pelo de agua máximo del reservorio (para obtener el mayor caudal que pueda descargar), obtenemos como resultado que este sistema de orificios trabaja a descarga libre.

La ecuación que se utilizó para calcular el caudal de descarga libre de este sistema de orificios es la siguiente:

$$Q = \mu A \sqrt{2gH_o}$$

Donde:

- Q : Caudal de descarga de los orificios [m³/s].
- μ : Coeficiente de gasto.
- A : Área transversal del orificio [m²].
- g : Aceleración de la gravedad [m/s²].
- H_o : Carga o diferencia entre el nivel superior del agua y el centro del orificio [m].

Para el coeficiente de gasto μ se utilizó un valor estimativo, obtenido del siguiente ábaco²⁵:

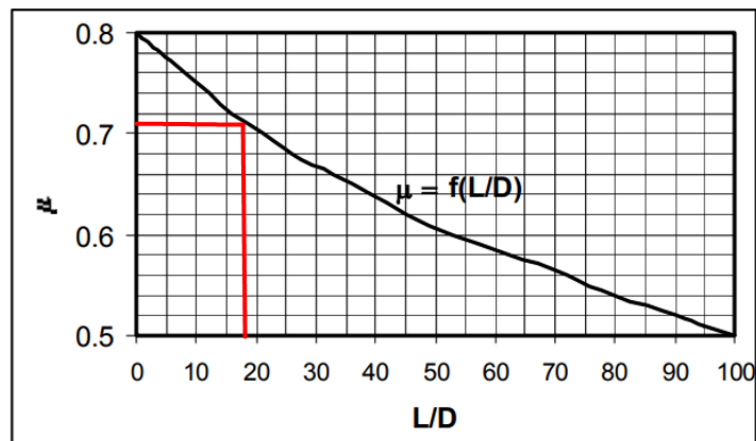


Figura 34 - Coeficiente de gasto en función de L/D para descargadores de diámetro constante.

Otras consideraciones que se tomaron para el diseño de esta obra de descarga fueron las siguientes:

- Se optó por una altura mínima de 70 cm, con el objetivo de facilitar su limpieza en mantenimiento.
- Se optó por una cantidad mínima de 2 orificios, con el objetivo de tener una descarga mínima de emergencia, en caso de que un orificio se obstruya.

En la siguiente tabla, puede verse el diseño de este sistema de orificios:

²⁵ Manual de Cálculos Hidráulicos. Kiselev (1972), Moscú.

Orificios Salida Reservoirio		
Tipo de Descarga =	libre	
Altura orificio =	0,7	m
Base orificio =	0,68	m
CF reservorio =	85,54	m
C agua reservorio =	86,68	m
H0 =	0,74	m
L =	14,9	m
L/D =	21,2857143	
μ =	0,71	
A =	0,476	m ²
Cantidad =	3	
Q x orificio =	1,29	m ³ /s
Q total =	3,86	m ³ /s

Tabla 8 - Diseño de orificios de salida del reservorio.

- Conjuntos de orificios en alcantarilla cuneta Norte calle Río Negro

Para una recurrencia de 5 años se calculó el pelo de agua del canal de salida, luego de algunas iteraciones preliminares se terminó observando que el orificio va a trabajar bajo descarga ahogada.

Entonces, vamos a considerar el orificio trabajando con el pelo de agua máximo dado por el del vertedero de entrada (para obtener el mayor caudal que pueda descargar).

La ecuación que se utilizó para calcular el caudal de descarga libre de este sistema de orificios es la siguiente:

$$Q = \mu A \sqrt{2gZ_o}$$

Donde:

- Z_o : Carga o diferencia entre el nivel superior del agua y el nivel del flujo aguas abajo.

Para el coeficiente de gasto μ se utilizó un valor estimativo, obtenido del siguiente ábaco²⁶:

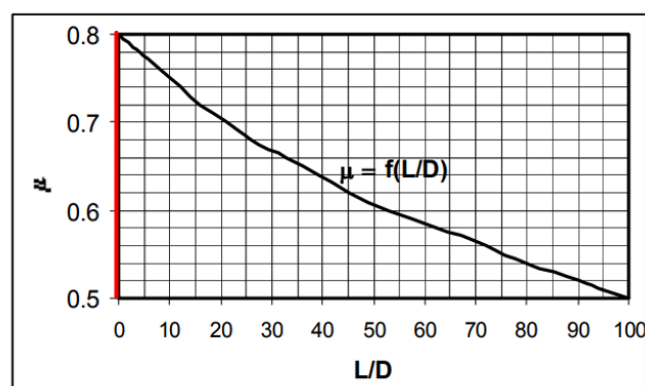


Figura 35 - Coeficiente de gasto en función de L/D para descargadores de diámetro constante.

²⁶ Manual de Cálculos Hidráulicos. Kiselev (1972), Moscú

Como puede observarse, debido al espesor del tabique que contiene a los orificios (15 cm) estos trabajarán como orificios de pared delgada.

Otras consideraciones que se tomaron para el diseño de esta obra de descarga fueron las siguientes:

- En este caso, como el espesor de la pared es de 15 cm no será necesaria una altura mínima de los orificios para limpieza. Por ello, se adoptan de forma cuadrada con sus dimensiones mínimas por cálculo.
- Se optó por una cantidad mínima de 2 orificios, con el objetivo de tener una descarga mínima de emergencia en caso de que un orificio se obstruya.

En la siguiente tabla puede verse el diseño de este sistema de orificios:

<i>Orificio Canal Río Negro</i>		
<i>Tipo de Descarga =</i>	<i>ahogada</i>	
Altura orificio =	0,4	m
Base orificio =	0,35	m
Z0 =	1,920	m
L =	0,15	m
L/D =	0,375	
μ =	0,8	
A =	0,14	m ²
Cantidad =	2	
Q x orificio =	0,69	m ³ /s
Q total =	1,37	m ³ /s

Tabla 9 - Diseño de orificios aguas arriba del reservorio.

- Verificación de caudales antes y después de la intervención:

Una vez realizado el diseño de los sistemas de orificios, se debe verificar que el caudal que descarguen no supere el caudal de diseño (R= 5 años) de la situación de la cuenca, antes de la intervención:

01. Orificios					
Orificio Canal Río Negro			Orificios Salida Reservoirio		
Tipo de Descarga =	ahogada		Tipo de Descarga =	libre	
Altura orificio =	0,4	m	Altura orificio =	0,7	m
Base orificio =	0,35	m	Base orificio =	0,68	m
			CF reservorio =	85,54	m
			C agua reservorio =	86,68	m
Z0 =	1,920	m	H0 =	0,74	m
L =	0,15	m	L =	14,9	m
L/D =	0,375		L/D =	21,2857143	
μ =	0,8		μ =	0,71	
A =	0,14	m ²	A =	0,476	m ²
Cantidad =	2		Cantidad =	3	
Q x orificio =	0,69	m ³ /s	Q x orificio =	1,29	m ³ /s
Q total =	1,37	m ³ /s	Q total =	3,86	m ³ /s
Q suma orificios =	5,24				m ³ /s
Q diseño R5 =	1,42	m ³ /s	Q diseño R5 =	3,80	m ³ /s
Q total aguas abajo R5 =	5,224				m ³ /s

Tabla 10 - Verificación caudales de descarga orificios.

6.5.6.2 Cálculo de vertederos

Además de las obras de descarga ejecutadas con sistemas de orificios, el reservorio cuenta con dos vertederos que cumplen diferentes funciones:

- Vertedero de entrada: El vertedero de entrada se encuentra situado aguas abajo de la alcantarilla proyectada en la intersección Calle Arribeños - Río Negro. El mismo, tiene como función, darle ingreso a caudales de recurrencia de 100 años que transporta la cuneta Norte de la calle Río Negro (los que no son evacuados por el orificio propuesto en este lugar).
- Vertedero de salida: El vertedero de salida se encuentra situado en la última sección aguas abajo en el reservorio. El mismo, tiene como función evacuar los caudales de recurrencia de 100 años en conjunto con la obra de orificios propuesta en el mismo lugar.

Ambas obras complementarias de orificios y vertederos, fueron diseñadas para evacuar caudales de recurrencias de 100 años iguales a los circulaban por esos sectores de las cuencas antes de realizar la intervención.

Para el cálculo de los dos vertederos proyectados, se utilizó la siguiente expresión:

$$Q = 0,552 \cdot C_d \cdot L \cdot H^{1,5}$$

Donde:

- Q : Caudal de descarga del vertedero [m³/s].
- C_d : Coeficiente de gasto (se supone vertedero hidráulicamente alto).
- A : Área transversal de descarga de agua [m²].
- L : Longitud del vertedero [m].

➤ H : Carga hidráulica del vertedero [m].

En ambos casos, se supuso un vertedero hidráulicamente alto (despreciando la carga que incorpora la energía cinética al mismo). Como este es un prediseño de la obra, no tiene sentido hacer un cálculo más detallado.

Otras consideraciones que se tomaron para el diseño de esta obra de descarga fueron las siguientes:

- Como los vertederos se van a situar sobre una vereda transitable, no podían tener mucha altura de pelo de agua, porque eso acortaría la funcionalidad de la vereda.
- Con la altura del pelo de agua fijada, se intentó tener la menor longitud de vertedero posible por cálculo, para disminuir costos en el material de revestimiento del terraplén.
- En el caso del vertedero de entrada, la cota de coronamiento no podía superar la de la banquina de la calle Río Negro.

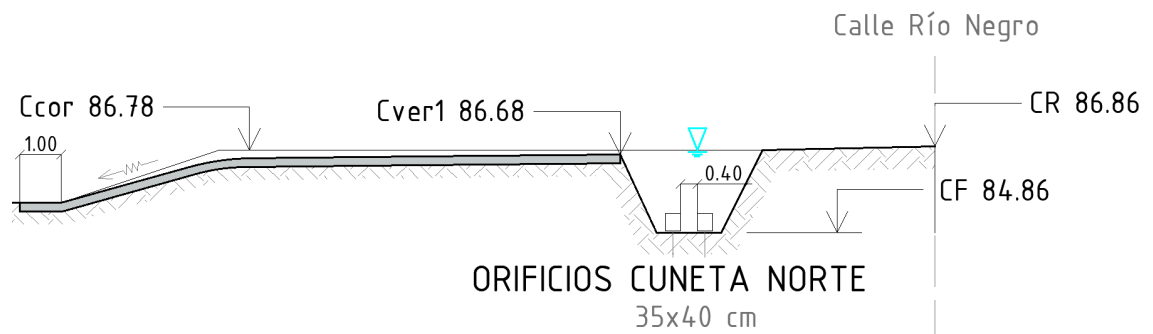


Figura 36 - Cota máxima del vertedero de entrada.

- Vertedero de entrada

A continuación, se presenta una tabla con los cálculos realizados para el dimensionamiento del vertedero de entrada.

<i>Vertedero de Entrada (Aguas Arriba)</i>		
C coronamiento =	86,78	m
C vertedero =	86,68	m
H =	0,1	m
L =	13	m
Cd =	4,03	
Q vertedero =	0,9	m ³ /s
Q orificios =	1,37	m ³ /s
Q diseño R100 =	2,24	m ³ /s
Q orificio + veradero =	2,29	m ³ /s

Tabla 11 - Cálculo hidráulico del vertedero de entrada.

- Vertedero de salida

A continuación, se presenta una tabla con los cálculos realizados para el dimensionamiento del vertedero de salida.

<i>Vertedero de Salida (Aguas Abajo)</i>		
C máxima =	86,68	m
C vertedero =	86,48	m
H =	0,2	m
L =	20	m
Cd =	4,03	
Qvertedero =	4,0	m ³ /s
Qorificios =	3,9	m ³ /s
Q diseño R100 =	7,88	m ³ /s
Q orificio + verdedero =	7,8	m ³ /s

Tabla 12 - Cálculo hidráulico del vertedero de salida.

- Verificación de caudales antes y después de la intervención:

Una vez realizado el diseño de los sistemas de las obras complementarias de orificios + vertedero, se debe verificar que el caudal que descarguen no supere el caudal de diseño (R= 100 años) de la situación de la cuenca, antes de la intervención:

02. Vertederos					
<i>Vertedero de Entrada (Aguas Arriba)</i>			<i>Vertedero de Salida (Aguas Abajo)</i>		
C coronamiento =	86,78	m	C máxima =	86,68	m
C vertedero =	86,68	m	C vertedero =	86,48	m
H =	0,1	m	H =	0,2	m
L =	13	m	L =	20	m
Cd =	4,03		Cd =	4,03	
Qvertedero =	0,9	m ³ /s	Qvertedero =	4,0	m ³ /s
Q orificios =	1,37	m ³ /s	Qorificios =	3,9	m ³ /s
Q diseño R100 =	2,24	m ³ /s	Q diseño R100 =	7,88	m ³ /s
Q orificio + verdedero =	2,29	m ³ /s	Q orificio + verdedero =	7,8	m ³ /s

Tabla 13 - Verificación caudales de descarga orificios + vertedero.

7. Dimensión del impacto ambiental del proyecto

Para introducir el impacto ambiental del proyecto desarrollado en el presente informe, se presentan a continuación algunas de las generalidades relacionadas con el impacto ambiental a nivel global. Se puede mencionar entonces, la implementación de los Objetivos y Metas de Desarrollo Sostenible propuestos por las Naciones Unidas en septiembre de 2015.

7.1 Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS)

Los objetivos que se muestran a continuación, parten de una nueva agenda propuesta por los líderes mundiales con objeto de lograr metas específicas proyectando al horizonte del año 2030:



Figura 37 - Objetivos de Desarrollo Sostenible, ONU.

Haciendo un enfoque al sector de la construcción, se puede asegurar que es uno de los mayores explotadores de recursos naturales. Conforme al World Watch Institute, la industria de la construcción consume, aproximadamente, el 40% del uso mundial de piedras en bruto, grava y arena y el 25% de su madera virgen al año. También se puede afirmar que, debido a el transporte y la fabricación de ciertos materiales de la construcción, es el responsable del aproximadamente el 39% de las emisiones de dióxido de carbono según el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA).

Por ende, esta sección busca generar conciencia tanto en colegas como también en el individuo que utilizarán los materiales que sean necesarios para la construcción.

Para el caso particular que se estudia, es importante mencionar cómo impactará la urbanización del terreno dado que se trata de un lote de alrededor de 9 hectáreas que tendrá un gran cambio en muchos de sus aspectos (uso de suelos, infraestructura proyectada, hidrología, etc). Entonces, todo esto no es un dato menor porque las condiciones naturales de la zona sufren modificaciones relevantes.

Dicho esto, se analizan los distintos ODS propuestos por la ONU en el año 2015 y se evalúa a cuáles de estos se puede contribuir con el trabajo desarrollado a lo largo de este informe, describiendolos a continuación de manera jerárquica²⁷.

7.1.1. Objetivo 6: Agua limpia y saneamiento

- 6.1. De aquí a 2030, lograr el acceso universal y equitativo al agua potable a un precio asequible para todos.

²⁷ La jerarquía adoptada es subjetiva, realizada por los mismos redactores.

- 6.2. *De aquí a 2030, lograr el acceso a servicios de saneamiento e higiene adecuados y equitativos para todos y poner fin a la defecación al aire libre, prestando especial atención a las necesidades de las mujeres y las niñas y las personas en situaciones de vulnerabilidad.*

Estas dos metas planteadas se logran mediante los proyectos realizados de redes de agua potable, desagüe cloacal y desagüe pluvial. El objetivo es que tanto la población como las personas que asisten a los establecimientos públicos tengan los servicios a disposición para desarrollar sus actividades diarias con la mayor calidad posible.

7.1.2. Objetivo 11: Ciudades y comunidades sostenibles

- 11.1. *De aquí a 2030, asegurar el acceso de todas las personas a viviendas y servicios básicos adecuados, seguros y asequibles y mejorar los barrios marginales.*
- 11.7. *De aquí a 2030, proporcionar acceso universal a zonas verdes y espacios públicos seguros, inclusivos y accesibles, en particular para las mujeres y los niños, las personas de edad y las personas con discapacidad.*

El logro de ambas metas está dado por dos partes; la primera es que se plantean zonas de viviendas (siendo colectivas y de propiedad horizontal)²⁸ dada la necesidad que existe por parte de los habitantes de la ciudad de El Trébol de tener su casa propia; y la otra es mediante la colocación de espacios del terreno destinados a parques públicos y reservorios adaptados²⁹. En ambos casos, y como se mencionó anteriormente, las redes proyectadas proporcionan los servicios básicos adecuados para este sector de la población.

7.1.3. Objetivo 13: Acción por el clima

- 13.1. *Fortalecer la resiliencia y la capacidad de adaptación a los riesgos relacionados con el clima y los desastres naturales en todos los países.*

Se proyectó una red de desagüe pluvial para prevenir cualquier tipo de inundación ante una lluvia de relevancia.

7.1.4. Objetivo 4: Educación de calidad

- 4.3. *De aquí a 2030, asegurar el acceso igualitario de todos los hombres y las mujeres a una formación técnica, profesional y superior de calidad, incluida la enseñanza universitaria.*
- 4.4. *De aquí a 2030, aumentar considerablemente el número de jóvenes y adultos que tienen las competencias necesarias, en particular técnicas y profesionales, para acceder al empleo, el trabajo decente y el emprendimiento.*

²⁸ Zona 2.1. y 2.2., respectivamente.

²⁹ Zona 2.4. y 2.6. respectivamente.

- 4.6. *De aquí a 2030, asegurar que todos los jóvenes y una proporción considerable de los adultos, tanto hombres como mujeres, estén alfabetizados y tengan nociones elementales de aritmética.*

En este punto es de importancia marcar las proyecciones de los establecimientos públicos denominados “Polo educativo” y “Polo tecnológico”. En ellos se desarrollarían todo tipo de talleres, cursos y demás actividades orientadas a distintos sectores, ya sea profesional o educativo, para capacitar a la población que lo requiera en su ámbito laboral y/o personal.

7.1.5. Objetivo 1: Fin de la pobreza

- 1.4. *Para 2030, garantizar que todos los hombres y mujeres, en particular los pobres y los más vulnerables, tengan los mismos derechos a los recursos económicos, así como acceso a los servicios básicos, la propiedad y el control de las tierras y otros bienes, la herencia, los recursos naturales, las nuevas tecnologías y los servicios económicos, incluida la microfinanciación.*

Como el proyecto trata de una urbanización que, como uno de los objetivos principales es establecer un sector de viviendas, esta meta planteada se busca cumplir dándole la posibilidad a 1.021 habitantes de la ciudad de que accedan a su vivienda propia. Estos contarán con los servicios básicos para una vida de calidad tanto en su unidad como en los espacios públicos y de uso común en el predio (parques, polo educativo y polo tecnológico).

7.2 Actividades que provocan Gases de Efecto Invernadero (GEI)

En este inciso se analizan y listan las actividades que provocan GEI dado su importante impacto en el medio ambiente. En la urbanización proyectada se dan grandes cambios dentro del terreno porque la situación presente es del tipo rural y la futura es urbana, por lo que se van a desarrollar actividades que son relevantes a la generación de estos gases, ya sea de manera directa o indirecta.

En el presente trabajo no se analizan las medidas de mitigación para disminuir y/o evitar la emisión de estos gases porque por cuestiones de tiempo y objetivos a alcanzar no corresponde al plan de trabajo planteado. Sin embargo, el inciso desarrollado es tal que sirve para tener detectadas las actividades que generan el impacto en cuestión y, en una posterior etapa de ejecución, realizar el estudio de acciones a efectuar para mitigar los problemas.

La fuente de la cuál se obtiene la clasificación de estas actividades es el Inventario Nacional de Gases de Efecto Invernadero y Monitoreo de Medidas de Mitigación³⁰, utilizando los datos del año 2016.

³⁰ Realizado por el Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible de la Nación.

7.2.1. Energía

Estas actividades están más relacionadas con las etapas posteriores a la construcción del proyecto que a la ejecución misma, en donde los habitantes ya realizan sus tareas diarias con total normalidad.

- Actividades de quema de combustible:
 - Transporte: Transporte terrestre.
 - Otros sectores: Residencial, comercial/institucional.
- Emisiones fugitivas provenientes de la fabricación de combustible:
 - Petróleo y gas natural: Gas natural.

7.2.2. Procesos industriales y uso de productos

Aquí se cuenta con procesos de relevancia en las etapas de construcción, estando relacionadas con el ítem anterior (por el transporte de la materia prima, por ejemplo). Se contemplan los materiales que son para cuestiones estructurales como para aberturas, cerramientos, etc.

- Industria de los metales:
 - Producción de aluminio.
 - Producción de hierro y acero.
 - Producción de zinc.
- Industria de los minerales:
 - Producción de cal.
 - Producción de cemento.

7.2.3. Residuos

En el sector intervenido van a habitar personas que consumen materiales de manera constante para desarrollar toda su vida, por lo que esto genera residuos de todo tipo. Los ítems siguientes contemplan esto, nombrando las aguas residuales conducidas por medio de la red de cloacas y los residuos sólidos que se recolectan mediante un sistema de gestión vinculado con el existente en el resto de la ciudad.

- Tratamiento y eliminación de aguas residuales:
 - Aguas residuales domésticas.
- Eliminación de residuos sólidos.

8. Conclusiones y recomendaciones

Llegada esta instancia final de conclusiones y recomendaciones, lo primero que queremos hacer como grupo de trabajo, es agradecer al lector por el tiempo dedicado a introducirse dentro de este proyecto.

Luego, se llevarán adelante ciertos lineamientos, que se considera, merecen ser resaltados a modo de cierre técnico del proyecto elaborado.

En primer lugar, se destaca que este proyecto fue elaborado bajo un régimen educativo y bajo tiempos acotados en relación a los necesarios para llevar adelante una solución de esta magnitud. Sin embargo, se considera que el resultado abordado es adecuado en términos técnicos para cumplir la función de anteproyecto. Luego, estudiada la factibilidad de llevar adelante este proyecto, podrá realizarse un estudio más profundo, con análisis técnicos, económicos y ambientales de mayor envergadura.

En segunda instancia, se quiere destacar que una gran limitación a la hora de realizar desarrollos técnicos y proyectuales, fue la de no contar con toda la información necesaria relevada del sitio a intervenir. Sin embargo, este anteproyecto será de alta utilidad para detectar cuales son los datos necesarios para realizar un análisis más profundo de la solución propuesta.

Una vez realizado todo el análisis descrito en el presente informe, se llega a la conclusión que el aspecto más crítico para desarrollar un proyecto en este sector, es el de resolver la hidráulica del mismo. Esto es debido a que los terrenos seleccionados se encuentran en el cierre de la cuenca urbana de la ciudad, y reciben altos caudales de la misma a través de canalizaciones rurales.

Sería interesante y sobre todo necesario, modelar ciertos puntos críticos de la red de desagües de la ciudad cercanas al sector a intervenir, haciendo uso de softwares que representen de forma más acertada la realidad. Con estos modelos, podrían tomarse decisiones más acertadas, si lo que se quiere es llevar adelante un proyecto racional.

Al lector, mencionarle que el grupo de trabajo se encuentra a disposición para alimentar cualquier curiosidad naciente de la lectura del presente informe, y agradecerle nuevamente por su tiempo brindado.

ANEXOS

ANEXO 1: CURVAS I-D-R.

Se utilizan las curvas I-D-R (Intensidad-Duración-Recurrencia) de la ciudad de El Trébol, ya que fueron desarrolladas por la Dirección Provincial de Vialidad de Santa Fe. Dicho esto, se procede a realizar el proceso de parametrización de las mismas para, luego, ingresar con los valores de tiempos de concentración calculados y obtener las intensidades de lluvia correspondientes.

Según la información brindada, la zona de aplicabilidad de las curvas mencionadas se puede observar en la figura siguiente, resaltando la ciudad de El Trébol.

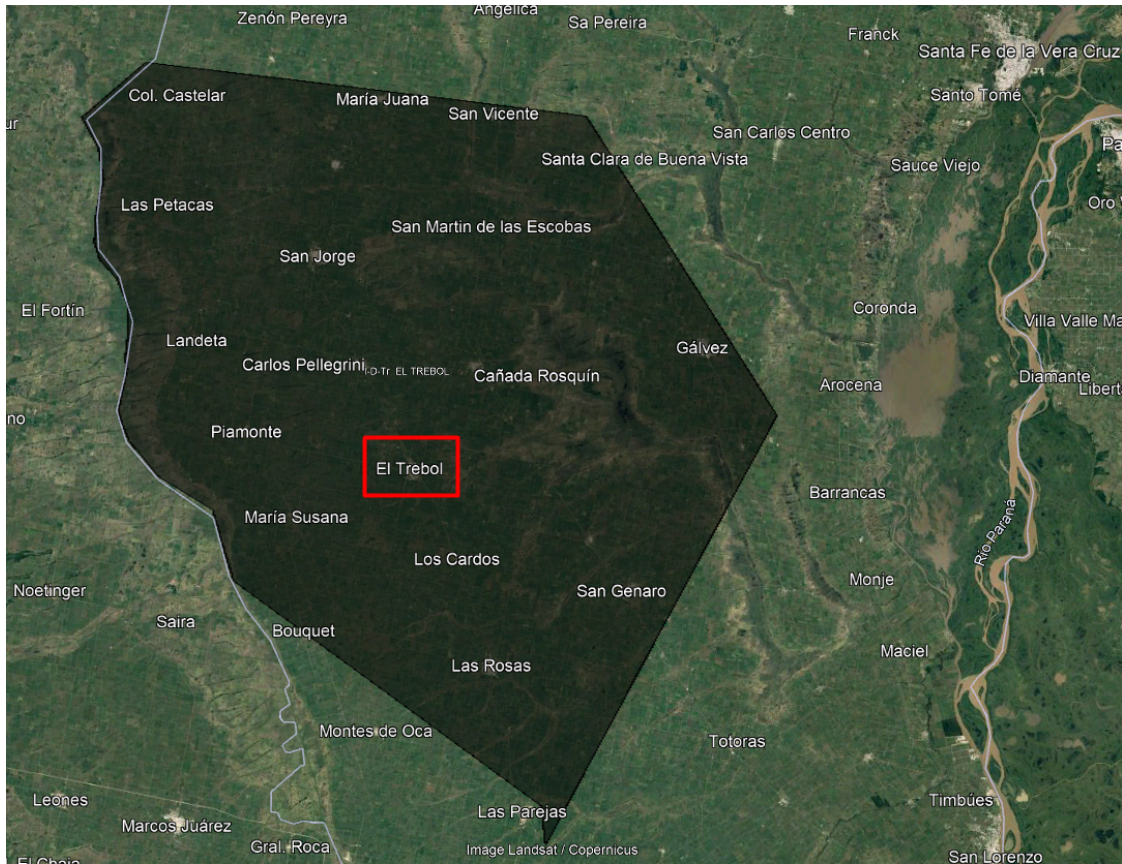


Figura 38 - Zona de afectación de las Curvas I-D-R de El Trébol.

A continuación, se presentan las tablas que contienen los valores de las curvas para poder graficarlas de manera adecuada y posteriormente obtener los valores de intensidad de lluvia para utilizar en el proyecto desarrollado.

Primeramente se cuenta con la Tabla 14 y el Gráfico 1, en la cual se debe ingresar con una determinada recurrencia y, para un tiempo de concentración seleccionado, se obtiene la intensidad de lluvia de diseño.

t [min]	INTENSIDAD [mm/hs]					
	Tr [años]					
	2	5	10	25	50	100
Δt = 5 min	135.62	178.35	205.80	239.74	264.58	289.13
Δt = 10 min	118.67	156.05	180.07	209.77	231.51	252.99
Δt = 15 min	101.72	133.76	154.35	179.80	198.44	216.84
Δt = 30 min	58.39	76.79	88.61	103.22	113.92	124.48
Δt = 60 min	33.91	44.59	51.45	59.93	66.15	72.28
Δt = 120 min	20.72	27.25	31.44	36.63	40.42	44.17
Δt = 180 min	16.95	22.29	25.72	29.97	33.07	36.14
Δt = 360 min	10.83	14.24	16.44	19.15	21.13	23.09
Δt = 720 min	6.83	8.98	10.36	12.07	13.32	14.56
Δt = 1440 min	3.92	5.16	5.95	6.94	7.66	8.37
Δt = 2880 min	2.24	3.00	3.42	3.88	4.17	4.43
Δt = 4320 min	1.63	2.18	2.52	2.91	3.17	3.42

Tabla 14 - Intensidad de lluvia.

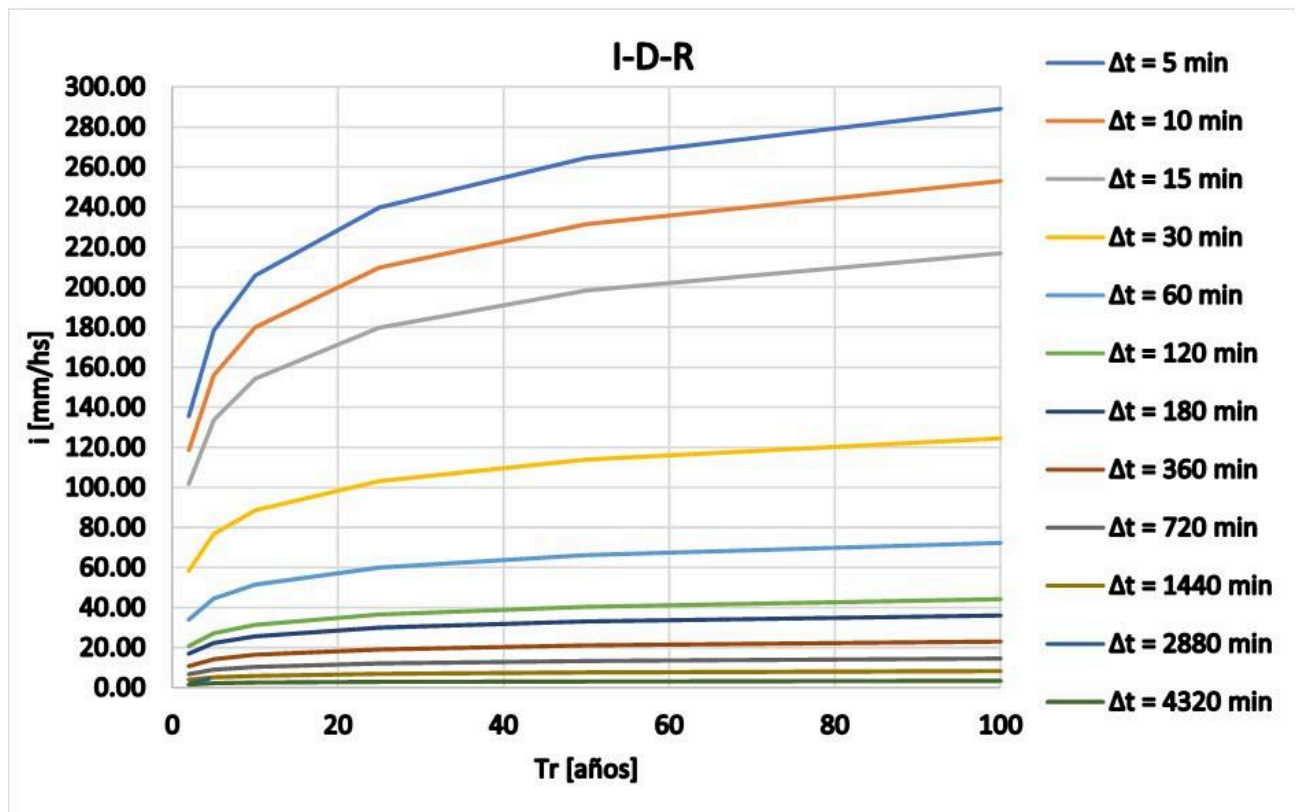


Gráfico 1 - Curvas I-D-R de El Trébol.

También se tiene otra tabla que representa los mismos parámetros, pero que en este caso permite hacer un gráfico en el cual se ingresa con el tiempo de concentración para interceptar la recurrencia de diseño adoptada y obtener la intensidad de lluvia. El gráfico en cuestión se presenta al continuo de la Tabla 15.

INTENSIDAD [mm/hs]						
Δt [min]	Tr = 2 años	Tr = 5 años	Tr = 10 años	Tr = 25 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años
5	135.62	178.35	205.80	239.74	264.58	289.13
10	118.67	156.05	180.07	209.77	231.51	252.99
15	101.72	133.76	154.35	179.80	198.44	216.84
30	58.39	76.79	88.61	103.22	113.92	124.48
60	33.91	44.59	51.45	59.93	66.15	72.28
120	20.72	27.25	31.44	36.63	40.42	44.17
180	16.95	22.29	25.72	29.97	33.07	36.14
360	10.83	14.24	16.44	19.15	21.13	23.09
720	6.83	8.98	10.36	12.07	13.32	14.56
1440	3.92	5.16	5.95	6.94	7.66	8.37
2880	2.24	3.00	3.42	3.88	4.17	4.43
4320	1.63	2.18	2.52	2.91	3.17	3.42

Tabla 15 - Intensidad de lluvia.

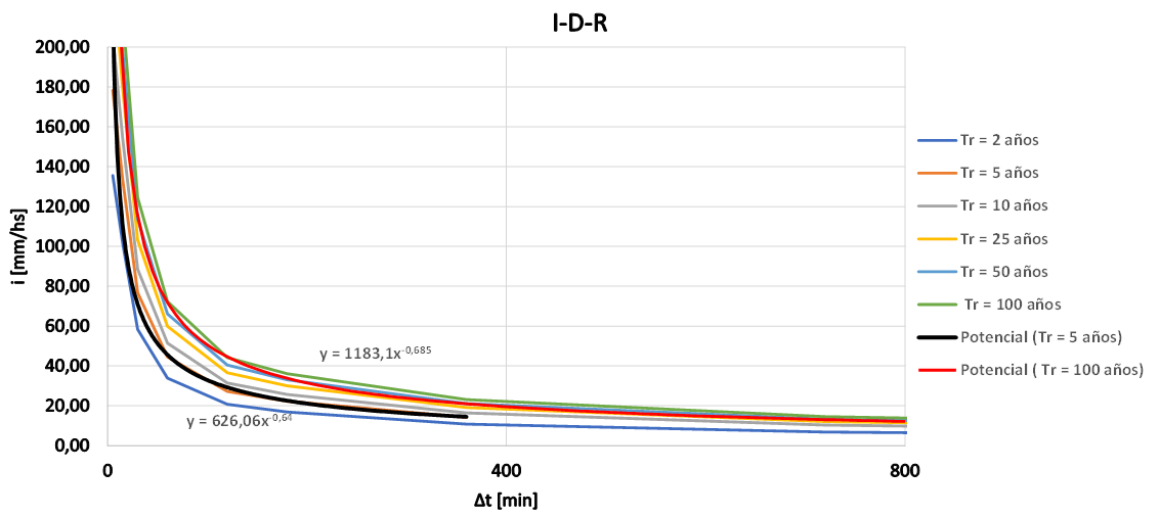


Gráfico 2 - Curvas I-D-R de El Trébol.

Esta última es la utilizada para el cálculo de intensidades de lluvias en cada una de las cuencas de aporte urbanas y, posteriormente, el cálculo de los caudales en los puntos de descarga. También corresponde a los cálculos del reservorio adoptado.

Puede verse que en el Gráfico 2 se tienen las curvas denominadas “Potencial (Tr= 5 años)” y “Potencial (Tr= 100 años)”. Esto es así porque se grafica la línea de tendencia en la hoja de cálculo para poder tener una función que las caracterice lo más aproximadamente posible, siendo la seleccionada una función potencial (para ambos casos) que se enuncia a continuación (con $R^2 = 0,9291$ y $R^2 = 0,9396$, respectivamente).

$$IDR(Tr = 5 \text{ años})\left[\frac{mm}{hs}\right] = 626,06 * \Delta t^{-0,64}$$

$$IDR(Tr = 100 \text{ años})\left[\frac{mm}{hs}\right] = 1183,1 * \Delta t^{-0,685}$$

Realizada la parametrización de la curva IDR para la recurrencia de 5 años, es posible obtener los caudales de aporte de las cuencas urbanas ingresando con el tiempo de concentración Δt que se calcule en cada una de ellas. Con 100 años ya se puede calcular el reservorio implementado.

ANEXO 2: CUENCAS DE APORTE Y PUNTOS DE DESCARGA DE CAUDAL.

El objetivo de este anexo es presentar las características de las cuencas trazadas en el PLANO N°2: “Estudio Hidrológico de Situación Actual” y los caudales calculados en los puntos propuestos en el apartado 3.1. Referido a las cuencas se tiene lo siguiente:

Cuenca 01	
Tiempo de concentración	
L mant [m]=	45
V mant [m/s]=	0.1
L enc [m]=	1562
V enc [m/s]=	0.6
Tc subcuenca [min]=	50.89
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%]=	60
C perm =	0.4
A perm [%]=	40
C subcuenca =	0.622
Área subcuenca [m ²]=	269523.37
Área [km ²]=	0.270

Cuenca 02	
Tiempo de concentración	
L mant [m]=	81.66
V mant [m/s]=	0.1
L enc [m]=	1023.21
V enc [m/s]=	0.6
Tc subcuenca [min]=	42.03
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%]=	60
C perm =	0.4
A perm [%]=	40
C subcuenca =	0.622
Área subcuenca [m ²]=	129310.05
Área [km ²]=	0.129

Cuenca 03	
Tiempo de concentración	
L mant [m]=	76.03
V mant [m/s]=	0.1
L enc [m]=	895.94
V enc [m/s]=	0.6
Tc subcuenca [min]=	37.56
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%]=	60
C perm =	0.4
A perm [%]=	40
C subcuenca =	0.622
Área subcuenca [m ²]=	156936.8
Área [km ²]=	0.157

Cuenca 04	
Tiempo de concentración	
L mant [m]=	78.46
V mant [m/s]=	0.1
L enc [m]=	1374.22
V enc [m/s]=	0.6
Tc subcuenca [min]=	51.25
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%]=	60
C perm =	0.4
A perm [%]=	40
C subcuenca =	0.622
Área subcuenca [m ²]=	348876.04
Área [km ²]=	0.349

Cuenca 05	
Tiempo de concentración	
L mant [m]=	101.43
V mant [m/s]=	0.1
L enc [m]=	935.51
V enc [m/s]=	0.6
Tc subcuenca [min]=	42.89
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%]=	60
C perm =	0.4
A perm [%]=	40
C subcuenca =	0.622
Área subcuenca [m ²]=	194762.65
Área [km ²]=	0.195

Cuenca 06	
Tiempo de concentración	
L mant [m]=	54.93
V mant [m/s]=	0.1
L enc [m]=	174.07
V enc [m/s]=	0.6
Tc subcuenca [min]=	13.99
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%]=	60
C perm =	0.4
A perm [%]=	40
C subcuenca =	0.622
Área subcuenca [m ²]=	13779.4
Área [km ²]=	0.014

Cuenca 07	
Tiempo de concentración	
L mant [m] =	72.19
V mant [m/s] =	0.1
L enc [m] =	278.55
V enc [m/s] =	0.6
Tc subcuenca [min] =	19.77
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%] =	60
C perm =	0.4
A perm [%] =	40
C subcuenca =	0.622
Área subcuenca [m ²] =	18273.05
Área [km ²] =	0.018

Cuenca 08	
Tiempo de concentración	
L mant [m] =	10.38
V mant [m/s] =	0.1
L enc [m] =	331.35
V enc [m/s] =	0.6
Tc subcuenca [min] =	10.93
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%] =	0
C perm =	0.4
A perm [%] =	100
C subcuenca =	0.4
Área subcuenca [m ²] =	2811.75
Área [km ²] =	0.003

Cuenca 09	
Tiempo de concentración	
L mant [m] =	20.03
V mant [m/s] =	0.1
L enc [m] =	161.9
V enc [m/s] =	0.6
Tc subcuenca [min] =	7.84
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%] =	0
C perm =	0.4
A perm [%] =	100
C subcuenca =	0.4
Área subcuenca [m ²] =	4538.76
Área [km ²] =	0.005

Cuenca 10	
Tiempo de concentración	
L mant [m] =	20.03
V mant [m/s] =	0.1
L enc [m] =	186.34
V enc [m/s] =	0.6
Tc subcuenca [min] =	8.51
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%] =	0
C perm =	0.4
A perm [%] =	100
C subcuenca =	0.4
Área subcuenca [m ²] =	5368.27
Área [km ²] =	0.005

Cuenca 11	
Tiempo de concentración	
L mant [m] =	7.35
V mant [m/s] =	0.1
L enc [m] =	203.15
V enc [m/s] =	0.6
Tc subcuenca [min] =	6.87
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%] =	0
C perm =	0.4
A perm [%] =	100
C subcuenca =	0.4
Área subcuenca [m ²] =	1677.91
Área [km ²] =	0.002

Cuenca 12	
Tiempo de concentración	
L mant [m] =	9.75
V mant [m/s] =	0.1
L enc [m] =	194.12
V enc [m/s] =	0.6
Tc subcuenca [min] =	7.02
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%] =	0
C perm =	0.4
A perm [%] =	100
C subcuenca =	0.4
Área subcuenca [m ²] =	1753.87
Área [km ²] =	0.002

Cuenca 13	
Tiempo de concentración	
L mant [m] =	8.84
V mant [m/s] =	0.1
L enc [m] =	432.43
V enc [m/s] =	0.6
Tc subcuenca [min] =	13.49
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%] =	0
C perm =	0.4
A perm [%] =	100
C subcuenca =	0.4
Área subcuenca [m ²] =	4018.73
Área [km ²] =	0.004

Cuenca 14	
Tiempo de concentración	
L mant [m] =	9.8
V mant [m/s] =	0.1
L enc [m] =	605.44
V enc [m/s] =	0.6
Tc subcuenca [min] =	18.45
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%] =	0
C perm =	0.4
A perm [%] =	100
C subcuenca =	0.4
Área subcuenca [m ²] =	5913.13
Área [km ²] =	0.006

Cuenca 15	
Tiempo de concentración	
L mant [m] =	376.8
V mant [m/s] =	0.1
L enc [m] =	518.54
V enc [m/s] =	0.6
Tc subcuenca [min] =	77.20
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%] =	0
C perm =	0.4
A perm [%] =	100
C subcuenca =	0.4
Área subcuenca [m ²] =	81675.67
Área [km ²] =	0.082

Cuenca 16	
Tiempo de concentración	
L mant [m] =	496.23
V mant [m/s] =	0.1
L enc [m] =	0
V enc [m/s] =	0.6
Tc subcuenca [min] =	82.71
Parámetros de cuenca	
C imp =	0.77
A imp [%] =	0
C perm =	0.4
A perm [%] =	100
C subcuenca =	0.4
Área subcuenca [m ²] =	18984.31
Área [km ²] =	0.019

Tabla 16 - Parámetros de cada cuenca antes de la intervención.

Referido a los caudales en los puntos planteados, se tiene lo siguiente:

PTO. DE DESCARGA 1	
Cuencas de aporte =	1 - 10 - 11
Descarga en	Río Negro Norte
Tc [min] =	50.89
i [mm/h] =	50.626
A tot [km ²] =	0.277
C pond =	0.616
Q descarga [m³/s] =	2.40

PTO. DE DESCARGA 2	
Cuencas de aporte =	2 - 3 - 4 - 6 - 8 - 9
Descarga en	Catamarca Sur
Tc [min] =	73.08
i [mm/h] =	40.160
A tot [km ²] =	0.656
C pond =	0.620
Q descarga [m³/s] =	4.54

PTO. DE DESCARGA 3	
Cuencas de aporte =	5
Descarga en	Arribeños - Alejandría
Tc [min] =	42.89
i [mm/h] =	56.482
A tot [km ²] =	0.195
C pond =	0.622
Q descarga [m³/s] =	1.90

PTO. DE DESCARGA 4	
Cuencas de aporte =	2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 8 - 9 - 15
Descarga en	Arribeños (antes de intersección)
Tc [min] =	150.28
i [mm/h] =	25.316
A tot [km ²] =	0.951
C pond =	0.601
Q descarga [m³/s] =	4.02

PTO. DE DESCARGA 5	
Cuencas de aporte =	1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 8 - 9 - 10 - 11 - 12 - 15
Descarga en	Río Negro Norte - Arribeños (aguas abajo)
Tc [min] =	150.28
i [mm/h] =	25.316
A tot [km ²] =	1.229
C pond =	0.604
Q descarga [m³/s] =	5.22

Tabla 17 - Puntos de descarga previo a la intervención.

ANEXO 3: CAPACIDAD HIDRÁULICA DE CANALES EXISTENTES

En este anexo, se pueden ver las diferentes características de los canales existentes en la zona de estudio, y sus respectivas capacidades hidráulicas (caudales).

Hipótesis adoptadas para el cálculo.

A la hora de realizar el cálculo hidráulico de los diferentes canales, se adoptaron algunas simplificaciones:

- Se consideró que, entre secciones transversales elegidas para el estudio, la pendiente longitudinal de los canales es constante. En la situación actual relevada, debido a la sedimentación y falta de mantenimiento, los canales mantienen una geometría bastante irregular, pero esta aproximación es necesaria para poder realizar el cálculo.
- Se consideró una revancha nula.
- Se calculó la capacidad de los canales para los tramos contenidos entre secciones transversales de estudio, adoptando una sección transversal promedio de tramo.

Capacidad hidráulica de los canales.

➤ Canales en calle Pellegrini.

Se adjuntan los resultados numéricos:

Tramo Perfil 1 (Sur)- Perfil 2									
Sección Llana-Perfil 1 (Sur)					Sección Llana-Perfil 2				
Cuneta Este		Cuneta Oeste			Cuneta Este		Cuneta Oeste		
n	0,03	n	0,03	n	0,03	n	0,03	n	0,03
A	1,26 m ²	A	1,34 m ²	A	1,49 m ²	A	2,03 m ²	A	2,03 m ²
P	3,76 m	P	3,23 m	P	4,8 m	P	5,34 m	P	5,34 m
R	0,34 m	R	0,41 m	R	0,31 m	R	0,38 m	R	0,38 m
delta X	96,95 m	delta X	96,95 m	delta X	96,95 m	delta X	96,95 m	delta X	96,95 m
delta Y	0,11 m	delta Y	0,4 m	delta Y	0,11 m	delta Y	0,4 m	delta Y	0,4 m
I	0,001	I	0,004	I	0,001	I	0,004	I	0,004
Q	0,68 m ³ /s	Q	1,60 m ³ /s	Q	0,77 m ³ /s	Q	2,28 m ³ /s	Q	2,28 m ³ /s
Tramo Perfil 2-Perfil 3									
Sección Llana-Perfil 2					Sección Llana-Perfil 3				
Cuneta Este		Cuneta Oeste			Cuneta Este		Cuneta Oeste		
n	0,03	n	0,03	n	0,03	n	0,03	n	0,03
A	1,49 m ²	A	2,03 m ²	A	1,53 m ²	A	1,5 m ²	A	1,5 m ²
P	4,8 m	P	5,34 m	P	4,92 m	P	4,2 m	P	4,2 m
R	0,31 m	R	0,38 m	R	0,31 m	R	0,36 m	R	0,36 m
delta X	78,58 m	delta X	78,58 m	delta X	78,58 m	delta X	78,58 m	delta X	78,58 m
delta Y	0,26 m	delta Y	0,23 m	delta Y	0,26 m	delta Y	0,23 m	delta Y	0,23 m
I	0,003	I	0,003	I	0,003	I	0,003	I	0,003
Q	1,31 m ³ /s	Q	1,92 m ³ /s	Q	1,35 m ³ /s	Q	1,36 m ³ /s	Q	1,36 m ³ /s
Tramo Perfil 3-Perfil 4									
Sección Llana-Perfil 3					Sección Llana-Perfil 4				
Cuneta Este		Cuneta Oeste			Cuneta Este		Cuneta Oeste		
n	0,03	n	0,03	n	0,03	n	0,03	n	0,03
A	1,53 m ²	A	1,5 m ²	A	0,96 m ²	A	2,16 m ²	A	2,16 m ²
P	4,92 m	P	4,2 m	P	4,26 m	P	5,06 m	P	5,06 m
R	0,31 m	R	0,36 m	R	0,23 m	R	0,43 m	R	0,43 m
delta X	27,17 m	delta X	27,17 m	delta X	27,17 m	delta X	27,17 m	delta X	27,17 m
delta Y	0,07 m	delta Y	0,29 m	delta Y	0,07 m	delta Y	0,29 m	delta Y	0,29 m
I	0,003	I	0,011	I	0,003	I	0,011	I	0,011
Q	1,19 m ³ /s	Q	2,60 m ³ /s	Q	0,60 m ³ /s	Q	4,22 m ³ /s	Q	4,22 m ³ /s
Tramo Perfil 4-Perfil 5									
Sección Llana-Perfil 4					Sección Llana-Perfil 5				
Cuneta Este		Cuneta Oeste			Cuneta Este		Cuneta Oeste		
n	0,03	n	0,03	n	0,03	n	0,03	n	0,03
A	0,96 m ²	A	2,16 m ²	A	1,26 m ²	A	3,46 m ²	A	3,46 m ²
P	4,26 m	P	5,06 m	P	4,92 m	P	6,7 m	P	6,7 m
R	0,23 m	R	0,43 m	R	0,26 m	R	0,52 m	R	0,52 m
delta X	80,9 m	delta X	80,9 m	delta X	80,9 m	delta X	80,9 m	delta X	80,9 m
delta Y	0,02 m	delta Y	0,01 m	delta Y	0,02 m	delta Y	0,01 m	delta Y	0,01 m
I	0,000	I	0,000	I	0,000	I	0,000	I	0,000
Q	0,19 m ³ /s	Q	0,45 m ³ /s	Q	0,27 m ³ /s	Q	0,83 m ³ /s	Q	0,83 m ³ /s

Tabla 18 - Capacidad hidráulica de canales, calle Pellegrini.

Se adjunta un esquema resumen:

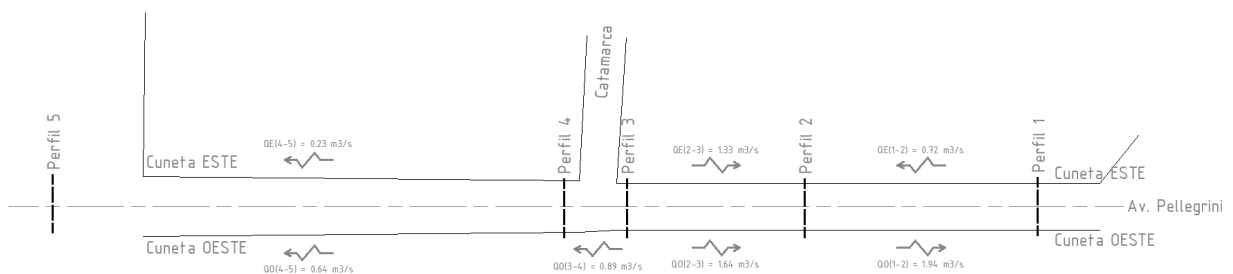


Figura 39 - Esquema resumen de capacidad hidráulica de Pellegrini.

➤ Canales en calle Catamarca.

Se adjuntan los resultados numéricos:

Tramo Oeste-Centro											
Sección Llana-Oeste						Sección Llana-Centro					
Cuneta Sur			Cuneta Norte			Cuneta Sur			Cuneta Norte		
n	0.03		n	0.03		n	0.03		n	0.03	
A	3.22	m ²	A	0.26	m ²	A	3.17	m ²	A	0.63	m ²
P	5.24	m	P	2.51	m	P	4.63	m	P	3.22	m
R	0.61	m	R	0.10	m	R	0.68	m	R	0.20	m
delta X	78.75	m	delta X	78.75	m	delta X	78.75	m	delta X	78.75	m
delta Y	0.73	m	delta Y	1.06	m	delta Y	0.73	m	delta Y	1.06	m
I	0.009		I	0.013		I	0.009		I	0.013	
Q	7.47	m ³ /s	Q	0.22	m ³ /s	Q	7.90	m ³ /s	Q	0.82	m ³ /s

Tramo Centro-Este											
Sección Llana-Centro						Sección Llana-Este					
Cuneta Sur			Cuneta Norte			Cuneta Sur			Cuneta Norte		
n	0.03		n	0.03		n	0.03		n	0.03	
A	3.17	m ²	A	0.63	m ²	A	3.07	m ²	A	1.38	m ²
P	4.63	m	P	3.22	m	P	4.94	m	P	4.25	m
R	0.68	m	R	0.20	m	R	0.62	m	R	0.32	m
delta X	80.35	m	delta X	80.35	m	delta X	80.35	m	delta X	80.35	m
delta Y	0.28	m	delta Y	0.04	m	delta Y	0.28	m	delta Y	0.04	m
I	0.003		I	0.0005		I	0.003		I	0.0005	
Q	4.85	m ³ /s	Q	0.16	m ³ /s	Q	4.40	m ³ /s	Q	0.48	m ³ /s

Tabla 19 - Capacidad hidráulica de canales, calle Catamarca.

Se adjunta un esquema resumen:

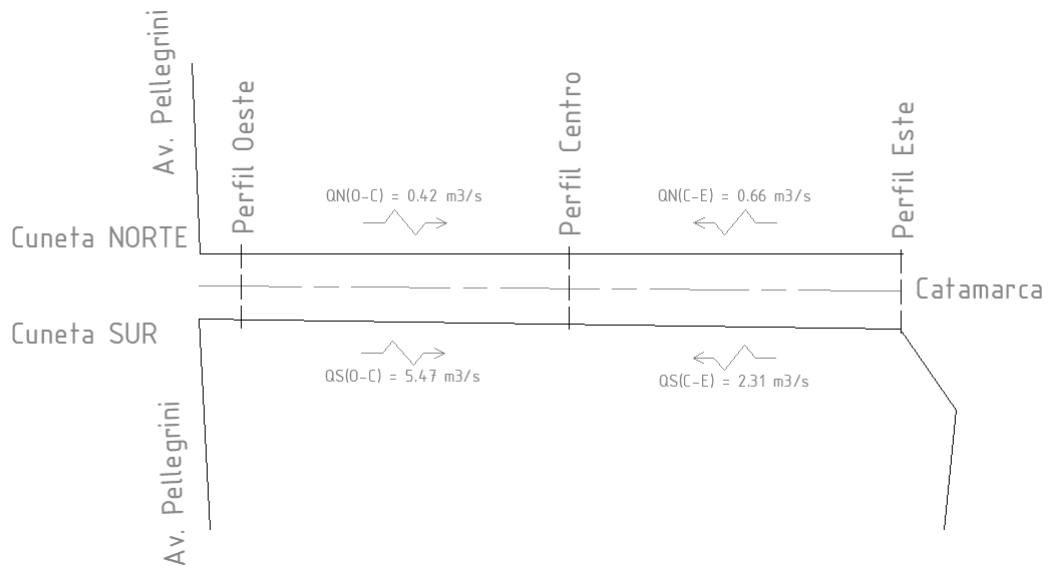


Figura 40 - Esquema resumen de capacidad hidráulica de Catamarca.

➤ Canales en calle Río Negro.

Se adjuntan los resultados numéricos:

Tramo 1-2											
Sección Llena- Pr 0+530						Sección Llena-Pr=1+270					
Cuneta Sur			Cuneta Norte			Cuneta Sur			Cuneta Norte		
n	0.03		n	0.03		n	0.03		n	0.03	
A	2 m ²		A	1.38 m ²		A	7.21 m ²		A	10.52 m ²	
P	4.5 m		P	3.28 m		P	8.74 m		P	8.84 m	
R	0.44 m		R	0.42 m		R	0.82 m		R	1.19 m	
deltaX	740 m		deltaX	740 m		deltaX	740 m		deltaX	740 m	
deltaY	4.41 m		deltaY	2.62 m		deltaY	4.41 m		deltaY	2.62 m	
I	0.006		I	0.004		I	0.006		I	0.004	
Q	3.00 m ³ /s		Q	1.54 m ³ /s		Q	16.32 m ³ /s		Q	23.43 m ³ /s	
Tramo 2-3											
Sección Llena- Pr 1+270						Sección Llena-Pr=1+325					
Cuneta Sur			Cuneta Norte			Cuneta Sur			Cuneta Norte		
n	0.03		n	0.03		n	0.03		n	0.03	
A	7.21 m ²		A	10.52 m ²		A	3.15 m ²		A	11.81 m ²	
P	8.74 m		P	8.84 m		P	5.66 m		P	9.97 m	
R	0.82 m		R	1.19 m		R	0.56 m		R	1.18 m	
deltaX	55 m		deltaX	55 m		deltaX	55 m		deltaX	55 m	
deltaY	0.67 m		deltaY	0.48 m		deltaY	0.67 m		deltaY	0.48 m	
I	0.012		I	0.009		I	0.012		I	0.009	
Q	23.33 m ³ /s		Q	36.79 m ³ /s		Q	7.84 m ³ /s		Q	41.17 m ³ /s	
Tramo 3-4											
Sección Llena- Pr 1+325						Sección Llena-Pr=1+915					
Cuneta Sur			Cuneta Norte			Cuneta Sur			Cuneta Norte		
n	0.03		n	0.03		n	0.03		n	0.03	
A	3.15 m ²		A	11.81 m ²		A	2.88 m ²		A	4.07 m ²	
P	5.66 m		P	9.97 m		P	4.76 m		P	6.19 m	
R	0.56 m		R	1.18 m		R	0.61 m		R	0.66 m	
deltaX	590 m		deltaX	590 m		deltaX	590 m		deltaX	590 m	
deltaY	2.88 m		deltaY	4.4 m		deltaY	2.88 m		deltaY	4.4 m	
I	0.005		I	0.0075		I	0.005		I	0.0075	
Q	4.96 m ³ /s		Q	38.06 m ³ /s		Q	4.80 m ³ /s		Q	8.86 m ³ /s	

Tabla 20 - Capacidad hidráulica de canales, calle Río Negro.

Se adjunta un esquema resumen:

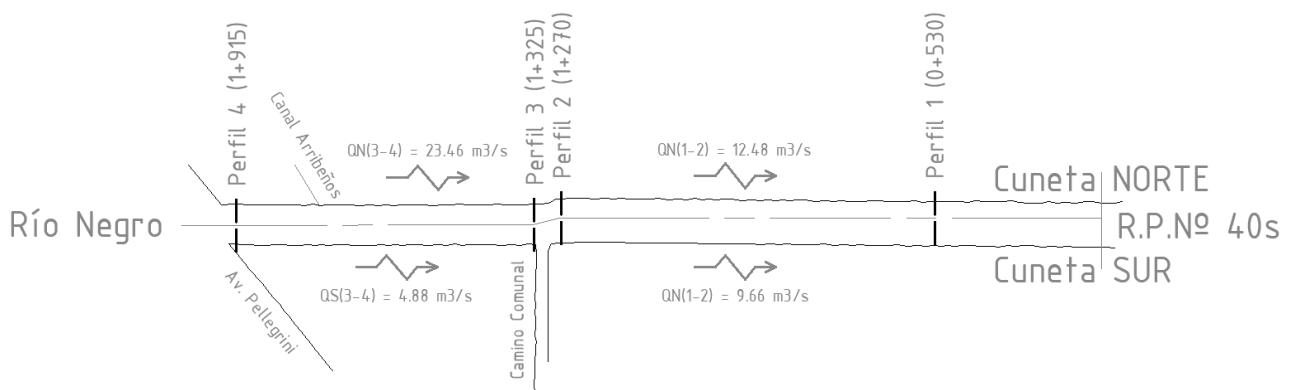


Figura 41 - Esquema resumen de capacidad hidráulica de Río Negro.

➤ Canales sobre traza Arribeños.

Se adjuntan los resultados numéricos:

Tramo 0,200-0,035 (Centro-Sur)					
Sección Llena					
Cuneta Pr 0,200			Cuneta Pr 0,035		
n	0,03		n	0,03	
A	7,34	m ²	A	10,74	m ²
P	8,88	m	P	9,17	m
R	0,83	m	R	1,17	m
delta X	165	m	delta X	165	m
delta Y	0,64	m	delta Y	0,64	m
I	0,004		I	0,004	
Q	13,42	m ³ /s	Q	24,77	m ³ /s
Tramo 0,295-0,200 (Norte-Centro)					
Sección Llena					
Cuneta Pr 0,295			Cuneta Pr 0,200		
n	0,03		n	0,03	
A	3,87	m ²	A	7,34	m ²
P	6,4	m	P	8,88	m
R	0,60	m	R	0,83	m
delta X	95	m	delta X	95	m
delta Y	0,45	m	delta Y	0,45	m
I	0,005		I	0,005	
Q	6,35	m ³ /s	Q	14,83	m ³ /s

Tabla 21 - Capacidad hidráulica del canal Arribeños.

Se adjunta un esquema resumen:

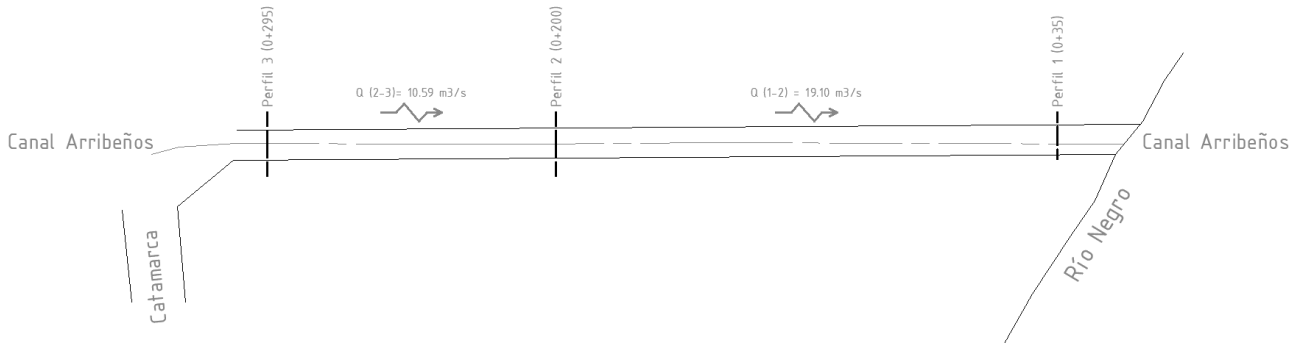


Figura 42 - Esquema resumen de capacidad hidráulica de canal Arribeños.

ANEXO 4: POBLACIÓN DE DISEÑO

Habitantes por hogar promedio.

Es necesario para poder realizar una adecuada estimación de la población de saturación del barrio, definir una densidad promedio de habitantes por hogar. Para ello, nos basamos en los datos del CENSO 2022, los cuales a la actualidad del desarrollo de este anteproyecto tiene valores indicativos a nivel departamental. Entonces, según en CENSO 2022:

- Cantidad de habitantes del departamento San Martín: 70.029.
- Cantidad de viviendas particulares en el departamento San Martín: 28.034.

Partiendo de esta información base, podemos obtener:

$$\text{Densidad Prom} = 70.029 \text{ hab} / 28.034 \text{ viviendas} = 2,498 \text{ hab/hogar}$$

Finalmente, se decide adoptar una densidad promedio de:

$$\text{Densidad Prom} = 3 \text{ hab/vivienda}$$

Cantidad de habitantes por zona de proyecto.

Para poder definir cuál será nuestra población de saturación, vamos a estudiar en detalle diferentes zonas dentro del barrio. Esta división se va a basar en las diferentes tipologías de viviendas que conviven en el proyecto.

- Zona 2.1: Viviendas unifamiliares.

En correspondencia con el loteo estipulado, el proyecto cuenta con 37 lotes destinados a la implantación de viviendas unifamiliares.

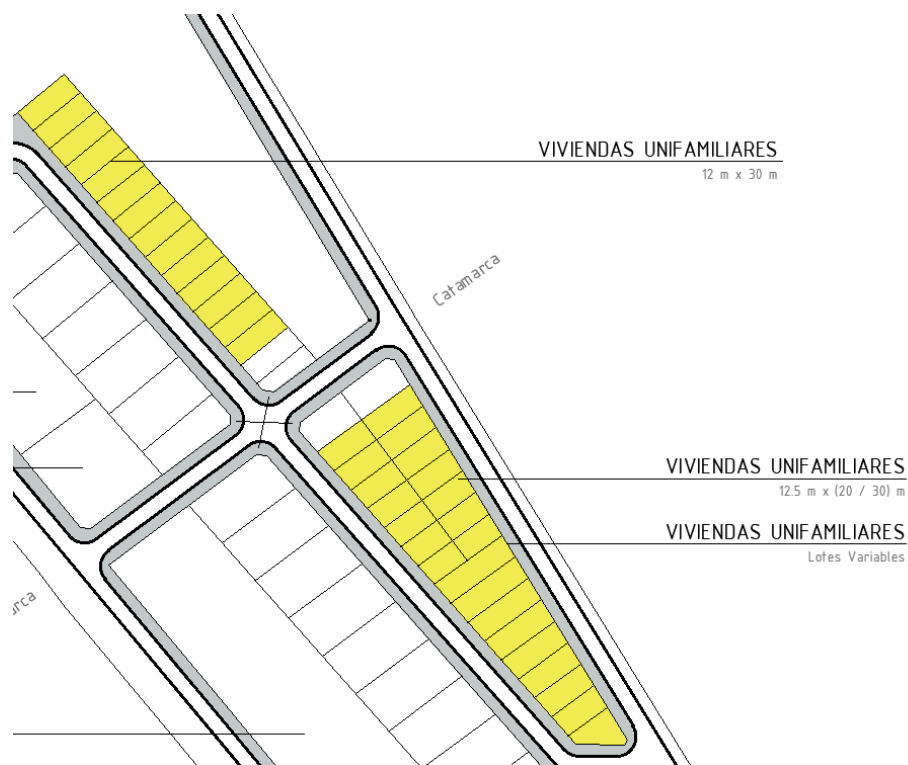


Figura 43 - Ubicación de viviendas unifamiliares.

Se estima que la cantidad de habitantes que se implantarán en estos terrenos será la siguiente:

$$Hab (2.1) = Densidad Vivienda Unifamiliar * Cantidad de Lotes$$

$$Hab (2.1) = 3 \text{ hab/lote} * 37 \text{ Lotes}$$

$$Hab (2.1) = 111 \text{ habitantes}$$

➤ Zona 2.2: Propiedad horizontal.

En correspondencia con el loteo estipulado, el proyecto cuenta con 16 lotes destinados a la implantación de edificaciones bajo el régimen de propiedad horizontal:

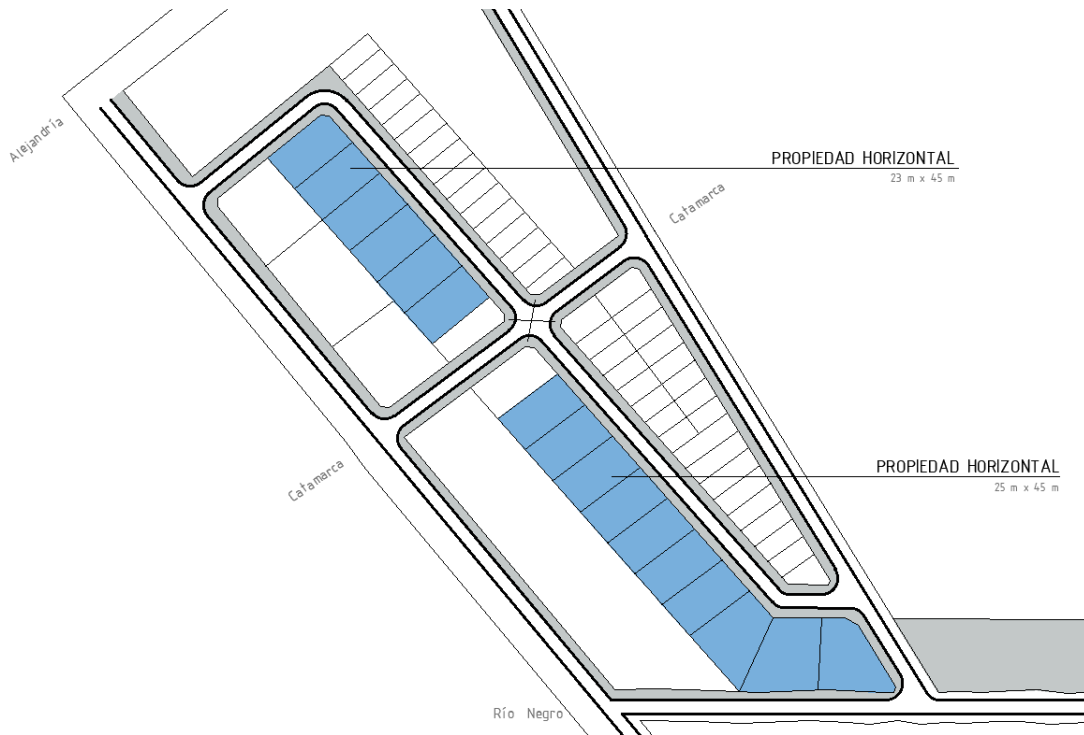


Figura 44 - Ubicación de viviendas de propiedad horizontal.

Como se detalla en el Anexo 5, los lotes destinados a propiedad horizontal fueron diseñados con el objetivo de albergar edificaciones que contengan:

- 10 departamentos de 1 dormitorio.
- 10 departamentos de 2 dormitorios.

Entonces, se estima que la cantidad de habitantes que se implantarán en estos terrenos será la siguiente:

$$Hab (2.2) = Hab Edificio Tipo * Cantidad de Lotes$$

$$Hab (2.2) = (10 * 2 \text{ personas} + 10 * 3,5 \text{ personas}) * 16 \text{ lotes}$$

$$Hab (2.2) = 880 \text{ habitantes}$$

➤ Zona 2.3: Zona comercial.

En correspondencia con el loteo estipulado, el proyecto cuenta con 4 lotes destinados a la implantación de locales comerciales:

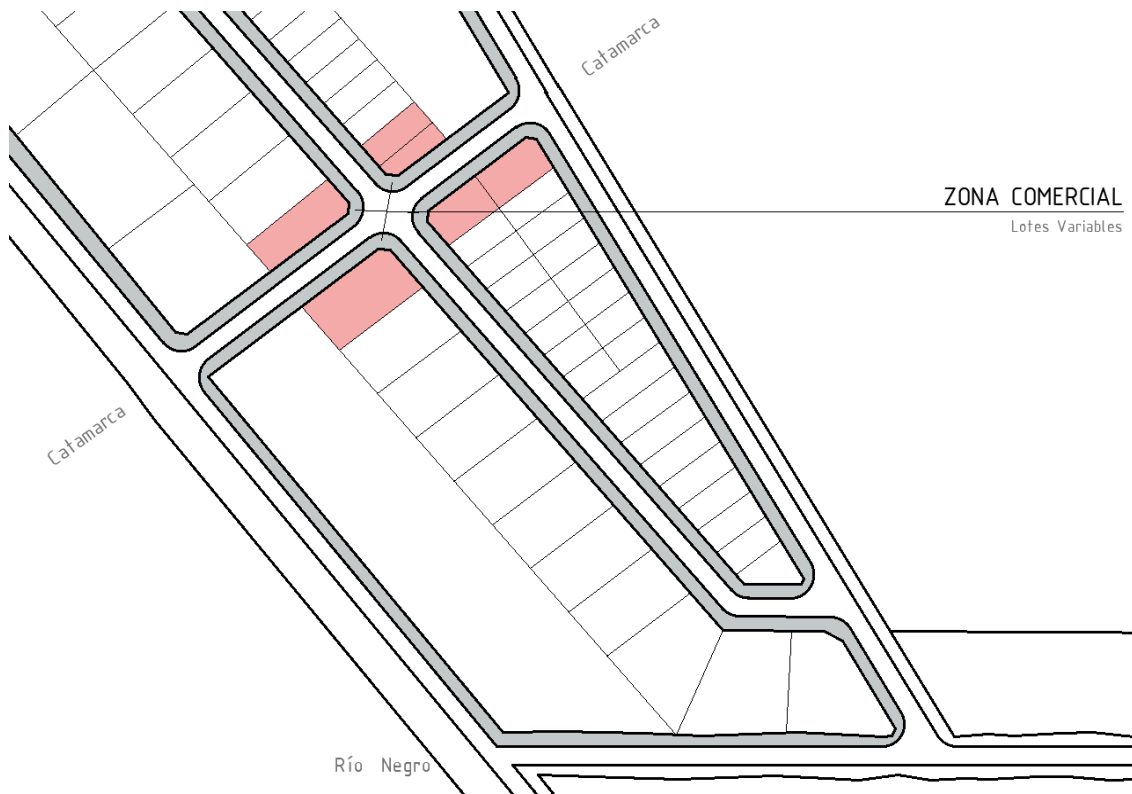


Figura 45 - Ubicación de lotes de zona comercial.

Para estos locales, se tomará la misma población de diseño que para viviendas unifamiliares (tener en cuenta que este número tiene como fin diseñar la capacidad de los servicios públicos, no tiene relación con la cantidad de gente que puede concurrir al local).

$$Hab (2.3) = \text{Densidad vivienda unifamiliar} * \text{Cantidad de lotes equivalentes}$$

$$Hab (2.3) = 3 \text{ hab/lote} * (3.530 \text{ m}^2 / 360 \text{ m}^2)$$

$$Hab (2.3) = 3 \text{ hab/lote} * 10 \text{ lotes equivalentes}$$

$$Hab (2.3) = 30 \text{ habitantes}$$

➤ Otras zonas.

Las demás zonas no serán residenciales. Entonces, no es necesario determinar la cantidad de habitantes para poder realizar el diseño de los servicios públicos (por ejemplo, el cálculo de caudales puntuales se detalla en el Anexo 6).

Población de diseño.

Una vez realizada la determinación anterior de habitantes por zona interna en el barrio de estudio, se procede a totalizar este número y obtener la población de diseño del barrio en proyección:

$$\text{Población de Diseño} = Hab (2.1) + Hab (2.2) + Hab (2.3)$$

$$\text{Población de Diseño} = 111 \text{ hab} + 880 \text{ hab} + 30 \text{ hab}$$

$$\text{Población de Diseño} = 1.021 \text{ habitantes}$$

Influencia de la población de proyecto sobre la población total de la ciudad de El Trébol.

En este inciso, vamos a analizar si la población de diseño proyectada a 20 años en el futuro, resulta significativa en relación con la población de la ciudad.

Para ello, tuvimos que estimar la población a futuro de El Trébol, considerando los siguientes datos censales:

VALORES CENSALES	
<i>CENSO</i>	<i>1991</i>
Cant. Hab =	9404
<i>CENSO</i>	<i>2001</i>
Cant. Hab =	10506
<i>CENSO</i>	<i>2010</i>
Cant. Hab =	11086

Tabla 22 - Población de la ciudad de El Trébol, según CENSOS.

Realizando una proyección de la población con el “Método Geométrico”, se llegó a que la población de El Trébol alcanzará los 13.500 habitantes.

$$\% \text{ Expansión} = \frac{\text{Población a incorporar}}{\text{Población total}} = \frac{1.021 \text{ habitantes}}{13.500 \text{ habitantes}} = 7,6 \%$$

Como puede verse en la ecuación anterior, la implementación del barrio en la ciudad no tiene una influencia significativa en términos de población que indique considerar un rediseño de las redes de servicios públicos existentes. Sin embargo, resulta coherente pensar en una expansión de las redes existentes para suplir las necesidades en este nuevo barrio.

ANEXO 5: ZONA 2.2 - LOTEOS PARA PROPIEDAD HORIZONTAL

Para la definición del loteo de la zona interna 2.2, el equipo se basó en los siguientes indicadores urbanos de la zona 2 (según ordenanza de la ciudad):

- FOS = 0,65.
- FOT = 1,3.
- Altura máxima = 7 metros.

Por otro lado, según recomendaciones arquitectónicas, las superficies mínimas para el diseño de departamentos rondan los siguientes valores.

- Área mínima departamento de 1 dormitorio = 50 m².
- Área mínima departamento de 2 dormitorios = 70 m².

Como puede verse en los indicadores urbanísticos, en estos terrenos se podrá construir como máximo edificaciones de 2 niveles. Además, se tiene la siguiente relación entre el FOT y el FOS:

$$\text{relación} = FOT / FOS = 1,3 / 0,65 = 2$$

Esto quiere decir, que la normativa deja replicar el 65 % de ocupación de suelo en planta baja en el segundo nivel de la edificación.

Por ende, si nos colocamos en el lugar de un privado que quiere explotar al máximo económicamente el lote planteado, obtenemos el siguiente análisis:

$$\text{Área lote} \simeq 25 \text{ m}^2 * 45 \text{ m}^2 = 1.125 \text{ m}^2$$

$$\text{Área construible} \simeq \text{Área lote} * FOT = 1.125 \text{ m}^2 * 1,3 = 1.462 \text{ m}^2$$

$$\text{Área construible} \simeq 1.462 \text{ m}^2$$

A partir de este número, podría pensarse en una edificación tipo de la zona 2.2 que albergue en promedio: 10 departamentos de un dormitorio y 10 departamentos de dos dormitorios.

$$\text{Área edificio tipo} = (10 * 1D + 10 * 2D) + 10\% \text{ espacios comunes}$$

$$\text{Área edificio tipo} = 1.1 * (10 * 50 \text{ m}^2 + 10 * 70 \text{ m}^2)$$

$$\text{Área edificio tipo} = 1.320 \text{ m}^2$$

Nótese que los 142 m² de diferencia que hay entre los cálculos, son un margen debido a que las edificaciones casi nunca proyectan todos sus módulos con áreas mínimas. Por lo tanto, la aproximación no deja de ser razonable.

Se concluye que un lote de 25 m² de frente x 45 m² de fondo, sería razonable para desarrollar estas edificaciones tipo bajo el régimen de propiedad horizontal.

ANEXO 6: CAUDALES PUNTUALES Y DOTACIONES DE DISEÑO, AGUA POTABLE

Caudales puntuales de diseño.

Se detallan a continuación todos los caudales puntuales que fueron considerados para el desarrollo de la red de agua potable en la urbanización.

➤ Caudal Polo Educativo:

La norma ENOHSA recomienda dotaciones de entre 20 y 100 lts/persona/turno. En este caso, la peor condición considerada es que la escuela funcione en doble turno, por lo que resulta razonable adoptar una dotación de 50 litros/persona/día.

Además, se investigó sobre la capacidad de las escuelas secundarias actuales de El Trébol, y la mayoría cuentan con aproximadamente 300-500 alumnos actualmente. Es por ello, que se termina adoptando una capacidad de 400 alumnos.

$$Q_{\text{Polo Educativo}} = \delta_{\text{escuelas}} \cdot \text{cant. alumnos}$$

$$Q_{\text{Polo Educativo}} = 50 \text{ L/hab día} \cdot 400 \text{ alumnos}$$

$$Q_{\text{Polo Educativo}} = 20.000 \text{ L/día}$$

➤ Caudal Polo Tecnológico:

Para el caso del polo tecnológico, se considera la misma dotación de 50 litros/persona/día, debido a su similitud funcional con el polo educativo.

Sin embargo, como esta edificación tendrá menos personas en actividad que la escuela, se reduce la cantidad de habitantes contemplados en el cálculo a 250.

$$Q_{\text{Polo Tecnológico}} = \delta_{\text{escuelas}} \cdot \text{cant. alumnos}$$

$$Q_{\text{Polo Tecnológico}} = 50 \text{ L/hab día} \cdot 250 \text{ personas}$$

$$Q_{\text{Polo Educativo}} = 12.500 \text{ L/día}$$

➤ Caudal parque público:

Para estimar el caudal puntual que necesitará hacer una estimación del equipamiento sanitario con que va a contar el mismo el cual se detalla a continuación:

- 2 baños públicos con capacidad para 6 personas cada uno.
- 4 bebederos públicos.
- 2 canillas para riego.

Baños públicos:

Se considera que cada módulo de baño público tendrá el siguiente equipamiento sanitario:

- 6 inodoros o mingitorios (Q = 0,15 l/s c/u).
- 4 lavatorios (Q = 0,1 l/s c/u).

Así, contemplando un coeficiente de simultaneidad de 60%, se obtiene un caudal de 67,4 lts/día por baño.

Bebederos públicos:

Se toma de referencia el mismo caudal que los lavatorios. Por lo tanto, se obtienen 8,64 lts/día por bebedero.

Canillas para riego:

Se considera que una canilla para exterior consume un caudal de 0,15 lts/s. Por lo tanto, se obtienen 12,96 lts/día por canilla de riego.

Finalmente, teniendo en cuenta todos estos consumos, se termina adoptando un caudal puntal de diseño de 194,5 lts/día.

Dotaciones de diseño.

Para definir las dotaciones de diseño, como primera aproximación, se tienen los valores según las recomendaciones del ENOHSA, donde se establece lo siguiente:

Población	Servicio con Medidores	Servicio sin Medidores
Hasta 5.000 habitantes	100-150 L/hab.	200-300 L /hab . día
De 5.000 a 25.000 hab.	150-200 L /hab.	300-400 L / hab . día
De 25.000 a 100.000 hab.	200-250 L /hab	400-500 L / hab . día
Encima de 100.000 hab.	250-300 L /hab	500-600 L / hab . día

Tabla 23 - Dotaciones según ENOHSA.

La cantidad de habitantes en la ciudad de El Trébol registrada en el año 2010 es de 11.523 personas. Haciendo un análisis preliminar de las tasas de crecimiento de la ciudad en años anteriores, se puede decir que la población no va a superar los 25.000 habitantes en el plazo de diseño.

Además, se planifica la colocación de micromedidores para las viviendas que se proyecten en la superficie a intervenir.

Por lo tanto, la dotación promedio de diseño por persona que se podría adoptar según estas recomendaciones sería la siguiente:

$$\delta\left[\frac{\text{lbs}}{\text{hab}*\text{día}}\right] = 200 \frac{\text{lbs}}{\text{hab}*\text{día}}$$

Sin embargo, este equipo de trabajo cuenta con antecedentes de un estudio de pérdidas en la red de agua potable de la ciudad realizado en los años 2017 y 2018³¹. En la misma se observan las siguientes dotaciones obtenidas de macromediciones y micromediciones:

³¹ Estudio estadístico brindado por la Cooperativa de Provisión de Agua Potable y otros servicios públicos de la ciudad de El Trébol.

Mes	Macro (m3/día)	Micro (m3/día)	Diferencia (m3/día)	A.N.C. (%)	Conexiones	Hab/Conex	Dotación s/Macro	Dotación s/Micro	Diferencia Dotación
Año 2017									
E									
F									
M									
A									
M	1844	729	1114,68	60,45	3311	3,30	169	67	102
J	2159	780	1378,83	63,87	3319	3,30	197	71	126
J	1714	703	1010,97	59,00	3314	3,30	157	64	92
A									
S									
O									
N									
D									
Año 2018									
E									
F									
M									
A	2668	790	1878,00	70,39	3.441	3,30	235	70	165
M									
J									
J									
A									
S									
O									
N									
D									

Tabla 24 - Dotaciones según micromediciones y macromediciones.

Es por ello que, con respaldo en este estudio más local, se decidió adoptar la siguiente dotación para el cálculo del servicio de agua potable:

$$\delta\left[\frac{lbs}{hab*día}\right] = 235 \frac{lbs}{hab*día}$$

Utilizando esta dotación de diseño, se tienen en cuenta dentro del cálculo las pérdidas en la red por A.N.C, estando del lado de la seguridad en este aspecto.

Situación de frentistas sin servicio de agua potable.

Según los planos existentes de la red de agua potable de la ciudad de El Trébol, existe un sector adyacente al terreno a intervenir que no cuenta con el servicio de agua potable.

Estos frentistas, se encuentran ubicados sobre el trazado de una de las cañerías maestras de la red nueva proyectada. Es por ello que, se tendrán en cuenta para el cálculo del servicio, ya que, se considera necesario extender el servicio público hacia estas personas.

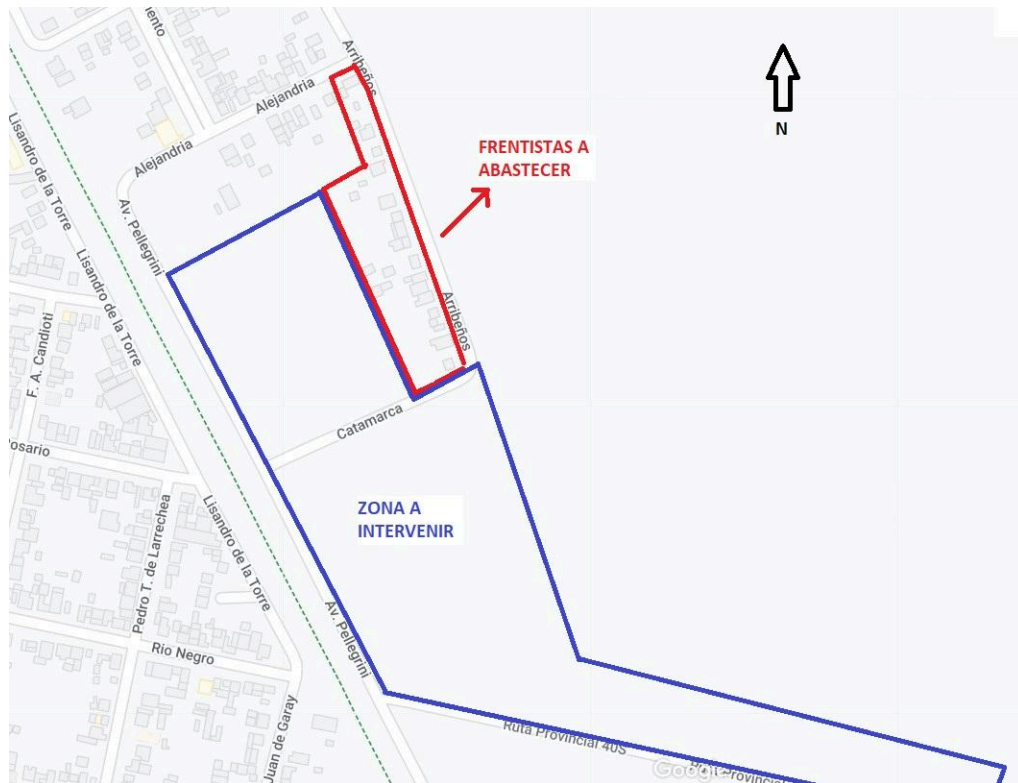


Figura 46 - Frentistas en terrenos adyacentes a la intervención.

Mediante la imagen satelital, se pudo determinar la presencia de 12 frentistas involucrados. Finalmente, se detalla a continuación del cálculo realizado para estos caudales de consumo:

$$Q_{\text{Frentistas adyacentes}} = \delta_{\text{diseño}} \cdot \text{Densidad vivienda unifamiliar}$$

$$Q_{\text{Frentistas adyacentes}} = 235 \text{ L/hab. día} \cdot 3 \text{ hab/lote}$$

$$Q_{\text{Frentistas adyacentes}} = 705 \text{ L/hab. día (por c/ lote)}$$

$$Q_{\text{Frentistas adyacentes}} = 0,0082 \text{ L/hab. día (por c/ lote)}$$

ANEXO 7: MODELIZACIÓN Y RESULTADOS - RED DE AGUA POTABLE EN EPANET

Para la modelización de la red de agua potable proyectada en el software EPANET, se tuvieron en cuenta las siguientes hipótesis de cálculo:

- Solo se modelizan en el software las cañerías primarias, ya que, las secundarias serán diseñadas con el diámetro mínimo (establecido en el inciso 6.2.2).
- Todas las conexiones en las cañerías primarias fueron modeladas en nodos, en los cuales, se ingresó como "input" el consumo calculado con anterioridad.
- Los puntos de conexión con las instalaciones existentes, se modelaron como "embalses", con el objetivo de obtener el caudal y la presión necesarias en esos puntos.
- Las cotas de los nodos corresponden a las cotas de esquina obtenidas del proyecto de pavimento (inciso 6). En los casos en los que un nodo no coincidía con una esquina, se procedió a realizar una interpolación lineal entre cotas conocidas.

A continuación, se presenta un esquema de cálculo gráfico utilizado para modelar en el software:

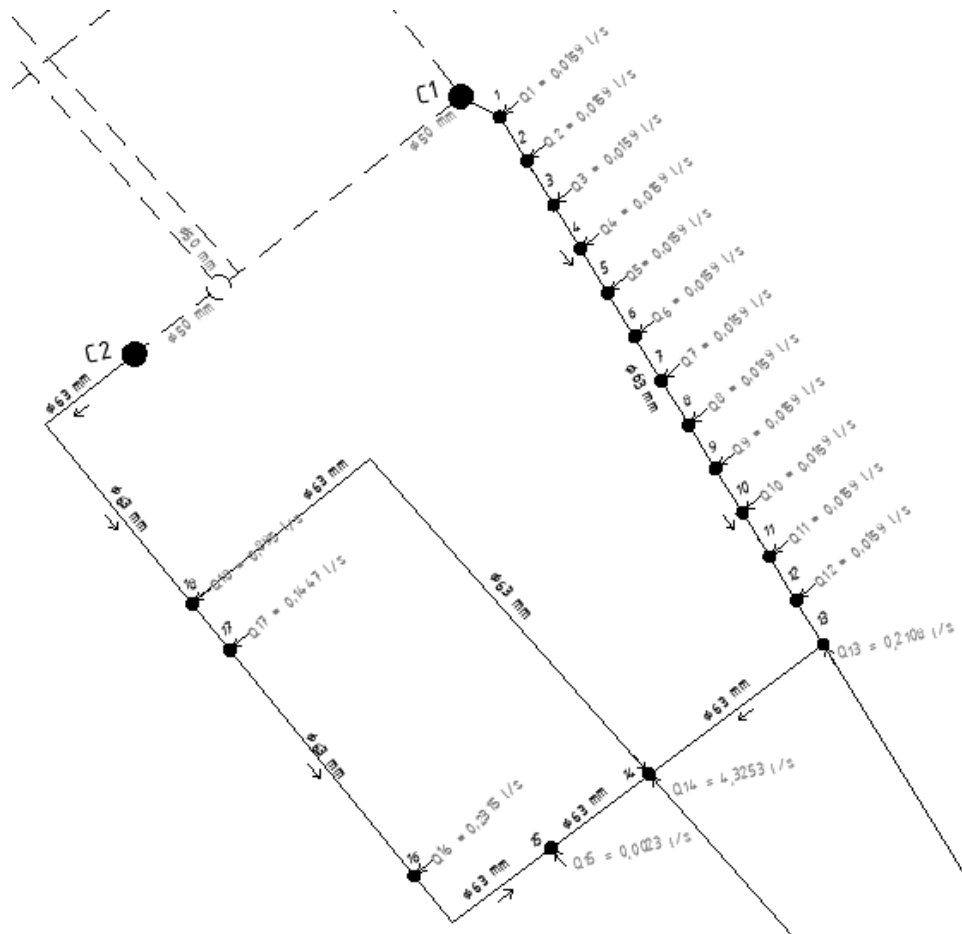


Figura 47 - Esquema de cálculo (gráfico EPANET).

Siguiendo con las indicaciones del plano, se modela geoméricamente la red en el software. A continuación, se presentan los datos ingresados para nudos y cañerías:

INFORMACIÓN NUDOS		
Datos de Entrada		
Nudo	Cota Terreno [m]	Q ingreso nudo [lts/s]
C1	88,92	
C2	88,55	
1	88,32	0,0159
2	88,26	0,0159
3	88,19	0,0159
4	88,12	0,0159
5	88,06	0,0159
6	87,99	0,0159
7	87,93	0,0159
8	87,86	0,0159
9	87,79	0,0159
10	87,73	0,0159
11	87,66	0,0159
12	87,60	0,0159
13	87,53	1,6813
14	87,72	2,7076
15	88,11	0,0023
16	88,4	0,2315
17	88,4	0,1447
18	88,4	1,0263
Total =		5,9845

Tabla 25 - Datos de ingreso de nudos, en EPANET.

Datos de Entrada				
Cañería	Longitud [m]	Rugosidad	De [mm]	Di [mm]
C1 - 1	18,4	140	75	70,6
1 - 2	21,73	140	75	70,6
2 - 3	21,73	140	75	70,6
3 - 4	21,73	140	75	70,6
4 - 5	21,73	140	75	70,6
5 - 6	21,73	140	75	70,6
6 - 7	21,73	140	75	70,6
7 - 8	21,73	140	75	70,6
9 - 10	21,73	140	75	70,6
10 - 11	21,73	140	75	70,6
11 - 12	21,73	140	75	70,6
12 - 13	21,73	140	75	70,6
13 - 14	91,44	140	63	59,2
14 - 15	51,95	140	63	59,2
15 - 16	75,94	140	63	59,2
16 - 17	123,02	140	63	59,2
17 - 18	25	140	63	59,2
18 - C2	145,3	140	63	59,2

Tabla 26 - Datos de ingreso de cañerías, en EPANET.

Luego de varias iteraciones en el programa, se obtuvieron los siguientes valores definitivos del predimensionamiento:

INFORMACIÓN NUDOS	
Datos de Entrada	Datos de Salida
Nudo	P [mca]
C1	12
C2	12
1	12,37
2	12,15
3	11,95
4	11,75
5	11,54
6	11,34
7	11,14
8	10,95
9	10,76
10	10,57
11	10,38
12	10,19
13	10,01
14	9,16
15	8,96
16	5,95
17	9,59
18	9,75

Tabla 27 - Valores hidráulicos del predimensionamiento.

Datos de Entrada	Datos de Salida		
	Cañería	Q [lts/s]	j [m/m]
C1 - 1	3,47	12,76	0,89
1 - 2	3,45	12,65	0,88
2 - 3	3,44	12,54	0,88
3 - 4	3,42	12,43	0,87
4 - 5	3,41	12,33	0,87
5 - 6	3,39	12,22	0,87
6 - 7	3,38	12,11	0,86
7 - 8	3,36	12,01	0,86
8 - 9	3,34	11,9	0,85
9 - 10	3,33	11,8	0,85
10 - 11	3,31	11,7	0,85
11 - 12	3,3	11,59	0,84
12 - 13	3,28	11,49	0,84
13 - 14	1,6	7,16	0,58
14 - 15	1,11	3,64	0,4
15 - 16	1,11	3,65	0,4
16 - 17	1,34	5,18	0,49
17 - 18	1,49	6,26	0,54
18 - C2	2,51	16,55	0,91

Tabla 28 - Valores hidráulicos de cañerías.

Verificación del rango de velocidades y pérdidas unitarias.

El entorno recomendable para las velocidades en este tipo de conducciones es el siguiente:

DIAMETRO	VELOCIDADES
$D^{\circ} \leq 200 \text{ mm}$	0,30 a 0,90 m/s
$200 \text{ mm} < D^{\circ} \leq 500 \text{ mm}$	0,60 a 1,30 m/s
$500 \text{ mm} < D^{\circ}$	0,90 a 2,00 m/s

Tabla 29 - Rango de velocidades recomendados en cañerías.

Con las variables hidráulicas obtenidas del procesamiento del software, y las cañerías predimensionadas, se realiza la verificación del rango de velocidades:

Datos de Entrada Cañería	Datos de Salida			Verificaciones		
	Q [lts/s]	j [m/m]	V [m/s]	V min [m/s]	V max [m/s]	Verifica
C1 - 1	3,47	12,76	0,89	0,3	0,9	SI
1 - 2	3,45	12,65	0,88	0,3	0,9	SI
2 - 3	3,44	12,54	0,88	0,3	0,9	SI
3 - 4	3,42	12,43	0,87	0,3	0,9	SI
4 - 5	3,41	12,33	0,87	0,3	0,9	SI
5 - 6	3,39	12,22	0,87	0,3	0,9	SI
6 - 7	3,38	12,11	0,86	0,3	0,9	SI
7 - 8	3,36	12,01	0,86	0,3	0,9	SI
8 - 9	3,34	11,9	0,85	0,3	0,9	SI
9 - 10	3,33	11,8	0,85	0,3	0,9	SI
10 - 11	3,31	11,7	0,85	0,3	0,9	SI
11 - 12	3,3	11,59	0,84	0,3	0,9	SI
12 - 13	3,28	11,49	0,84	0,3	0,9	SI
13 - 14	1,6	7,16	0,58	0,3	0,9	SI
14 - 15	1,11	3,64	0,4	0,3	0,9	SI
15 - 16	1,11	3,65	0,4	0,3	0,9	SI
16 - 17	1,34	5,18	0,49	0,3	0,9	SI
17 - 18	1,49	6,26	0,54	0,3	0,9	SI
18 - C2	2,51	16,55	0,91	0,3	0,9	NO

Tabla 30 - Verificación de velocidades en cañerías.

La cañería 18-C2, no verifica estrictamente con la velocidad máxima, pero la discrepancia es despreciable y admisible.

Verificación presión mínima en vivienda más alejada.

Como se pudo ver en el inciso anterior, la red modelada en EPANET corresponde a la red de cañerías primarias del sector. Sin embargo, la vivienda en condiciones hidráulicas más desfavorables se encuentra conectada a la red secundaria del sector:

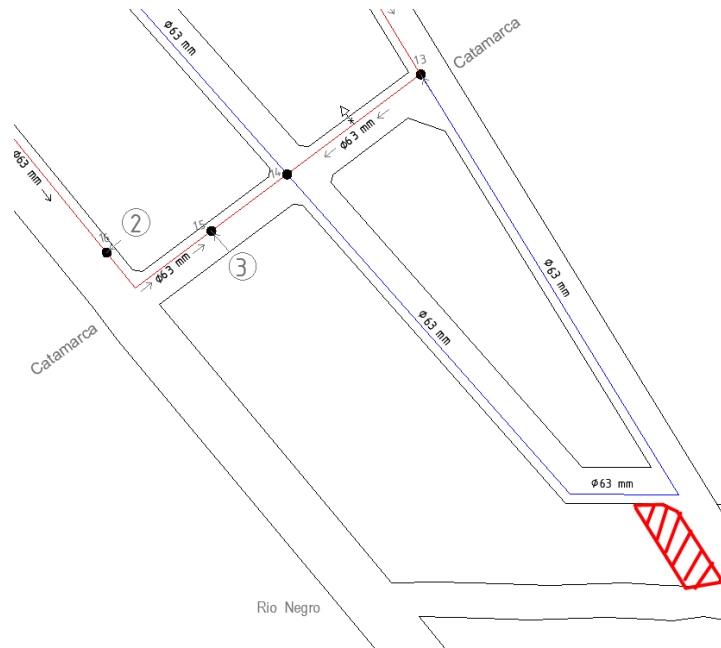


Figura 48 - Vivienda hidráulicamente más alejada.

Luego, se realiza el cálculo para verificar la presión mínima en esta vivienda:

$$P_{Vivienda} = P_{14} - j_{secundaria} \cdot L_{secundaria} - \Delta h_{14-vivienda}$$

Donde:

- P_{14} : Presiones en el nodo 14, obtenida de iteraciones en EPANET, en mca.
- $j_{secundaria}$: Pérdida unitaria de presión en la red secundaria calculada según William y Hazen, en mca/m.
- $L_{secundaria}$: Longitud medida desde el nodo 14 hasta el punto de conexión más alejado, en m.
- $\Delta h_{14-vivienda}$: Diferencia de cotas entre nodo 14 y punto de conexión más alejado, en m.

Los resultados obtenidos pueden observarse en la siguiente tabla:

Verificación Presión Punto Alejado		
Di =	59,2	mm
Qsec =	1,68	lts/s
P14 =	8,6	mca
C =	140	
k =	3,17E-09	
jsecundaria	0,008	mca/m
Lsecundaria =	295	m
Cota 14 =	87,72	m
Cota vivienda =	86,99	m
Δh =	-0,73	m
P vivienda =	7,002	m

Tabla 31 - Verificación de la presión en el punto de conexión más alejado.

Como puede observarse, la presión mínima necesaria en el nodo 14 para el buen funcionamiento de la red es de 8,6 mca.

Con el dimensionamiento propuesto se logra alcanzar una presión de 9,16 mca en el nodo 14, garantizando las buenas condiciones de la red en términos de presiones mínimas.

Pérdidas unitarias de presión.

En topografías predominantemente llanas, es recomendable que la pérdida unitaria de las cañerías se mantenga en un entorno comprendido entre el 2‰ y el 6‰, con el objetivo de aprovechar al máximo la sección.

Para el diseño planteado esta recomendación no se cumple en todos los tramos. Esto es debido a que, para cumplir con la misma deberíamos colocar secciones muy grandes que no se condicen con las secciones de la red existente cercana al sector.

Es por ello que se optó por usar diámetros menores, para darle una continuación lo más armónica posible a la red existente, ya que lo más lógico sería que los diámetros vayan descendiendo a medida que se alejan del tanque de distribución.

Es importante destacar que las velocidades y presiones fueron verificadas correctamente, por lo cual, no cumplir con esta recomendación no trae inconvenientes mayores y la red sigue funcionando correctamente.

ANEXO 8: CÁLCULO DE CAÑERÍAS DE LA RED CLOACAL PROYECTADA

Caudal de diseño.

➤ Caudal domiciliario:

A continuación se detalla la expresión utilizada y el cálculo correspondiente.

$$Q_{domiciliario} = \frac{P_{dis} * \delta_{dis} * \alpha_i * C}{86.400} = \frac{1.057 \text{ hab} * 235 \frac{\text{ltts}}{\text{hab} * \text{día}} * 1,95 * 0,8}{86.400} \Rightarrow Q_{domiciliario} = 4.485 \frac{\text{ltts}}{\text{s}}$$

➤ Caudales puntuales:

Se consideran los mismos caudales puntuales que los de agua potable, pero haciendo la reducción según el coeficiente de vuelco.

$$Q_{Polo Educativo} = \frac{0,8 * 20.000 \frac{\text{ltts}}{\text{día}}}{86.400} \Rightarrow Q_{Polo Educativo} = 0,185 \frac{\text{ltts}}{\text{s}}$$

$$Q_{Polo Tecnológico} = \frac{0,8 * 12.500 \frac{\text{ltts}}{\text{día}}}{86.400} \Rightarrow Q_{Polo Tecnológico} = 0,116 \frac{\text{ltts}}{\text{s}}$$

$$Q_{Parque público} = \frac{0,8 * 194,5 \frac{\text{ltts}}{\text{día}}}{86.400} \Rightarrow Q_{Parque público} = 0,002 \frac{\text{ltts}}{\text{s}}$$

➤ Caudal de diseño:

Con los dos puntos anteriores se tiene el resultado final del caudal de diseño.

$$Q_{dis} = Q_{domiciliario} + Q_{Polo Educativo} + Q_{Polo Tecnológico} + Q_{Parque público} \Rightarrow Q_{dis} = 4,788 \frac{\text{ltts}}{\text{s}}$$

Gasto hectométrico.

Las conexiones son simples y dobles, como se menciona en el inciso 6.3.2. Esto es considerado en el cálculo de la longitud de cálculo a implementar para los resultados.

$$L_{cálculo} = L_{simple} + 2 * L_{doble}$$

Longitudes		
Doble =	584,16	m
Simple =	356,19	m
Real =	940,35	m
Cálculo =	1524,51	m

Tabla 32 - Longitudes reales y de cálculo.

Hecho esto, se procede a obtener el valor del gasto hectométrico como se indica a continuación.

$$Gh = \frac{Q_{domiciliario}}{L_{cálculo}}$$

Gasto		
Q domiciliario =	4,485	lts/s
L cálculo =	15,2451	Hm
Gh =	0,2942	lts/s*m

Tabla 33 - Gasto hectométrico.

Diámetros de cañerías.

Finalizado el cálculo, se adopta para toda la red cloacal, cañerías de 160 mm de diámetro.

ANEXO 9: CAUDALES PUNTUALES Y CONSUMOS DE DISEÑO, GAS NATURAL

Caudales puntuales de diseño.

Se detallan a continuación todos los caudales puntuales que fueron considerados para el desarrollo de la red de gas natural en la urbanización.

Para poder determinar estos caudales, se tuvieron en cuenta los siguientes consumos tipo:

Artefacto	Consumo unitario	
	[Kcal/h]	[m ³ /h]
Estufa	2500	0.27
Cocina 3Q + H	7200	0.77
Cocina 4Q + H	8600	0.92
Calefón 12 l	18000	1.94
Termotanque 150 l	8000	0.86
Surtidor (Estación de GNC)	1395000	150.00
Caldera (Club)	280000	30.11

Tabla 34 - Consumos tipo.

➤ Caudal Polo Tecnológico:

Para determinar el consumo de gas natural efectuado por el Polo Tecnológico, es necesario estimar los artefactos que van a utilizarse en el establecimiento. La misma se detalla a continuación:

1.1 Polo Tecnológico			Q (1.1) [m ³ /h] =	10,2
Artefacto	Consumo Tipo [m ³ /h]	Cant [unid]	Qi puntual [m ³ /h]	Total [m ³ /h]
Estufa	0,27	20	5,4	10,2
Cocina 4Q + H	0,92	1	0,92	
Calefón 12 L	1,94	2	3,88	

Tabla 35 - Artefactos tipo en Polo Tecnológico.

Para la cantidad de estufas, se considera colocar una por aula (aulas promedio de 25 alumnos), y se agregan 10 estufas extras para locales administrativos.

Además, se tiene 1 cocina y 2 calefones para abastecer el establecimiento.

➤ Caudal Polo Educativo:

Para determinar el consumo de gas natural efectuado por el Polo Educativo, es necesario estimar los artefactos que van a utilizarse en el establecimiento. La misma se detalla a continuación:

1.2 Polo Educativo			Q (1.2) [m3/h] =	16,32
Artefacto	Consumo Tipo [m3/h]	Cant [unid]	Qi puntual [m3/h]	Total [m3/h]
Estufa	0,27	32	8,64	16,32
Cocina 4Q + H	0,92	1,6	1,472	
Calefón 12 L	1,94	3,2	6,208	

Tabla 36 - Artefactos tipo en Polo Educativo.

Se siguieron los mismo lineamientos que para el Polo Tecnológico, manteniendo una proporcionalidad en base a la cantidad de alumnos.

➤ Parque:

En cuanto a los baños ubicados en el parque público, se considera innecesario llevar una cañería de gas natural hasta el sector de su emplazamiento. Es por ello que, los mismos serán abastecidos de agua caliente mediante colectores solares.

Caudales domiciliarios de diseño.

Para los caudales domiciliarios de diseño se consideró que una conexión domiciliaria tipo (usual en viviendas unifamiliares) es de 0,8 m3/h.

Partiendo de esta base y considerando que una conexión domiciliaria se da en promedio cada 3 personas (según densidad promedia analizada en el Anexo 4), se obtuvieron los siguientes resultados:

02. Caudal Domiciliario				
Zona Interna	δ [m3/h]	Habitantes [hab]	Conexiones Equivalentes	qdom [m3/h]
2.1 Viviendas Unifamiliares	0,8	111	37	29,6
2.2 Propiedad Horizontal	0,8	880	293,3	234,7
2.3 Zona Comercial	0,8	30	10	8,0
	Totales	1021	340,33	272,27

Tabla 37 - Resumen de caudal domiciliario, gas natural.

ANEXO 10: ITERACIONES DE CÁLCULO PARA LA RED DE GAS NATURAL PROYECTADA

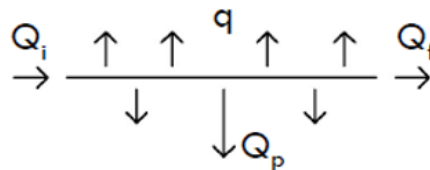
En este anexo, se desarrollarán las iteraciones realizadas para obtener los diámetros definitivos adoptados para la red de gas natural proyectada del sector. Se divide el análisis en dos partes: iteración inicial e iteraciones secundarias.

Iteración inicial: Predimensionamiento.

Para comenzar con el cálculo de la red de gas, es necesario establecer unos diámetros preliminares de todos los tramos de cálculo. Para ello, se tienen que definir a priori los caudales que circulan por cada tramo y sus presiones en los extremos. A continuación se detalla paso por paso este procedimiento.

➤ Caudal de diseño por tramo de red

Como ya se mencionó anteriormente, es necesario determinar qué porción del caudal total de diseño circula por cada tramo de la red proyectada. Para ello, se utilizó la siguiente ecuación:



El diagrama muestra un tramo horizontal de tubería. A la izquierda, una flecha horizontal apunta hacia el tramo etiquetada como Q_i . A la derecha, una flecha horizontal apunta fuera del tramo etiquetada como Q_f . En el interior del tramo, hay tres flechas verticales que apuntan hacia arriba, representando inyecciones de caudal, y una flecha vertical que apunta hacia abajo, representando una extracción de caudal etiquetada como Q_p . Encima del tramo, el símbolo q indica el caudal distribuido.

$$Q_i = q + Q_p + Q_f$$

Donde:

- Q_i : Caudal circulante por el tramo i.
- q : Caudal domiciliario distribuido en el tramo i.
- Q_p : Caudal puntual presente en el tramo.
- Q_f : Caudal en extremidad del tramo.

Para realizar esta determinación se tuvo que suponer un punto de equilibrio en la red ($Q = 0 \text{ m}^3/\text{h}$), el cual fue considerado a una distancia media entre ambos puntos de conexión con la red existente.

El procedimiento de emplear esta ecuación se repite desde el punto de equilibrio hasta los puntos de conexión C1 y C2. Toda esta información puede observarse con más detalle en el siguiente esquema de cálculo:

Pérdida de Carga Teórica		
Pi =	2,5	kg/cm2
ΔP adm =	0,25	kg/cm2
L máx =	3080	m
j teórico =	0,000081	kg/cm2m

Tabla 38 - Cálculo de pérdida de presión teórica por unidad de longitud.

- Presiones:

Luego, con la pérdida de presión anteriormente estimada, se pueden calcular presiones iniciales y finales en los diferentes tramos de la cañería principal proyectada.

➤ Predimensionamiento de cañerías primarias y secundarias.

El predimensionamiento de la red primaria de distribución de gas se realiza a partir de la ecuación de Weymouth con el fin de obtener un diámetro interior de cañería:

$$d = 0,233 \cdot \sqrt[5,33]{\frac{Q_0^2 \cdot L}{P_i^2 - P_f^2}}$$

Donde:

- d : Diámetro interior de la cañería, en cm.
- Q_0 : Caudal de cálculo de tramo, en m³/h.
- L : Longitud del tramo, en m.
- P_i : Presión inicial del tramo, en kg/cm².
- P_f : Presión final del tramo, en kg/cm².

A partir del diámetro obtenido, se le asigna a cada tramo una tubería PEMD de diámetro comercial que sea económicamente eficaz. Es importante recordar que el diámetro mínimo considerado en este caso es de 40 mm (asignado a todas las cañerías secundarias).

Los diámetros comerciales adoptados para este predimensionamiento, se obtienen según la norma NAG-129. En la siguiente tabla se puede ver un resumen de los mismos:

Tuberías de Polietileno de Media Densidad		
D comercial [mm]	Espesor [mm]	D int [mm]
40	3,6	32,8
50	4,6	40,8
63	5,8	51,4
90	8,2	73,6
125	11,4	102,2
180	16,4	147,2
250	22,8	204,4

Tabla 39 - Diámetros según norma NAG-129.

Finalizada la iteración inicial, se obtienen los siguientes resultados:

ITERACIÓN INICIAL							
Presiones				Predimensionamiento			
Tramo	Q0 [m3/h]	L [m]	Pi [kg/cm2]	Pf [kg/cm2]	d int calc [mm]	D PEMD [mm]	D int PEMD [mm]
C1 - 1	67,92	175	2,272	2,258	50,02	63	51,4
1 - 2	67,92	15	2,258	2,257	50,05	63	51,4
2 - 3	61,32	19,5	2,257	2,255	48,17	63	51,4
3 - P.E	16,32	65,7	2,255	2,25	29,32	40	32,8
P.E - 4	10,20	57,98	2,255	2,25	24,58	40	32,8
4 - 5	203,87	123,77	2,265	2,255	75,59	63	51,4
5 - 6	210,47	15,05	2,266	2,265	76,46	63	51,4
6 - C2	230,87	76,24	2,272	2,266	79,14	63	51,4

Tabla 40 - Resultados de la iteración inicial, gas natural.

Luego, se procede a realizar las iteraciones finales.

Iteraciones secundarias: Dimensionamiento definitivo.

La iteración secundaria se resolverá calculando las pérdidas de carga en los diferentes tramos con la expresión de Renouard cuadrática simplificada para cañerías de media y alta tensión (NAG-100):

$$P_f^2 - P_i^2 = 48,6 \cdot \delta \cdot L_e \cdot Q^{1,82} \cdot d^{-4,82}$$

Donde:

- P_f^2 : Presión final cuadrática del tramo.
- P_i^2 : Presión inicial cuadrática del tramo.
- δ : Densidad relativa del gas natural con respecto al aire³².
- Q : Caudal del tramo.
- d : Diámetro interno del tramo.
- L_e : Longitud equivalente del tramo.

Para la iteración final de la red, el cálculo se realizó con una Longitud Equivalente³³ para contemplar de manera estimativa las pérdidas localizadas que se producen en la red por la presencia de accesorios (ej: válvulas).

Luego, se sigue con el siguiente procedimiento:

- Se supone presión mínima en los puntos más alejados de la cañería primaria proyectada.
- A partir de los caudales y longitudes de los tramos se calculan las presiones iniciales y finales de los mismos.
- Se obtienen las presiones necesarias en los puntos de conexión C1 y C2.

Esto se convierte en un proceso iterativo, ya que, se pueden ir retocando los diámetros proyectados para obtener mejores resultados en términos de presiones y velocidades admisibles.

³² Adoptado con un valor de 0,65.

³³ Long. equivalente = 1,2 * Long. real.

Finalmente, los diámetros definitivos del para el dimensionamiento de este anteproyecto son los siguientes:

Presiones						
Tramo	Q0 [m3/h]	L [m]	Le [m]	d int [mm]	Pi [kg/cm2]	Pf [kg/cm2]
C1 - 1	67,92	175	210,00	51,40	2,272	2,254
1 - 2	67,92	15	18,00	51,40	2,254	2,252
2 - 3	61,32	19,5	23,40	51,40	2,252	2,251
3 - P.E	16,32	65,7	78,84	51,40	2,251	2,250
P.E - 4	10,20	57,98	69,58	51,40	2,250	2,250
4 - 5	203,87	123,77	148,52	51,40	2,343	2,250
5 - 6	210,47	15,05	18,06	51,40	2,354	2,343
6 - C2	230,87	76,24	91,49	51,40	2,423	2,354

Tabla 41 - Resultados de la iteración final, gas natural.

Verificaciones.

Una vez obtenidas todas las variables físicas de interés en la red proyectada, se procede a realizar las verificaciones reglamentarias finales:

➤ Verificación presión mínima admisible.

Para verificar la presión mínima admisible, se debería conocer la presión actual existente en los puntos de conexión. Actualmente, el equipo no cuenta con esta información, sin embargo se puede hacer el siguiente análisis:

- Para que la conexión que se está proponiendo sea factible, la presión en ambos puntos de conexión debe ser menor a la presión reglamentaria en redes de media presión (2,5 kg/cm²). Para el caso analizado esto se cumple en ambos puntos de conexión.

➤ Verificación velocidad máxima admisible.

No sería recomendable para las cañerías que el fluido alcance velocidades mayores a 20 m/s (según recomendaciones en la norma NAG-200). El cálculo de la velocidad se realiza con la siguiente expresión:

$$V = \frac{358,36 \cdot Q}{d^2 \cdot P}$$

Donde:

- V: Velocidad del gas, en m/s.
- Q: Caudal del tramo, en m³/h.
- P: Presión absoluta al final del tramo, en bar.
- d: Diámetro de cañería, en mm.

Se adjunta a continuación, una tabla resumen con las verificaciones antes mencionadas:

ITERACIÓN FINAL								
Tramo	Presiones						Verificaciones	
	Q0 [m ³ /h]	L [m]	Le [m]	d int [mm]	Pi [kg/cm ²]	Pf [kg/cm ²]	Verifica Pmed	Verifica Vmáx
C1 - 1	67,92	175	210,00	51,40	2,275	2,26	> 2,5 kg/cm ²	SI
1 - 2	67,92	15	18,00	51,40	2,258	2,26	> 2,5 kg/cm ²	SI
2 - 3	61,32	19,5	23,40	51,40	2,256	2,25	> 2,5 kg/cm ²	SI
3 - P.E	16,32	65,7	78,84	32,80	2,254	2,25	> 2,5 kg/cm ²	SI
P.E - 4	10,20	57,98	69,58	32,80	2,252	2,25	> 2,5 kg/cm ²	SI
4 - 5	203,87	123,77	148,52	51,40	2,344	2,252	> 2,5 kg/cm ²	SI
5 - 6	210,47	15,05	18,06	51,40	2,356	2,344	> 2,5 kg/cm ²	SI
6 - C2	230,87	76,24	91,49	51,40	2,424	2,356	> 2,5 kg/cm ²	SI

Tabla 42 - Verificaciones de presión y velocidad de la red de gas natural.

ANEXO 11: CÁLCULO CAPACIDAD HIDRÁULICA DE CALLE TIPO Y ÁREA MÁXIMA DE APORTE

En el presente anexo, se plantea el cálculo de la capacidad de las calles del sector a intervenir trabajando como canales abiertos.

Para poder caracterizar hidráulicamente la sección que brindan las calles, se extrajo información de las pendientes longitudinales de las mismas (definida en el proyecto de rasante) y los planos tipo de obras básicas para las diferentes secciones analizadas.

Implementación de Chezy - Manning.

Como se mencionó anteriormente, la calle será analizada como un canal a cielo abierto para calcular su capacidad hidráulica. Entonces, se hará uso de la ecuación de Chezy-Manning, presentada a continuación:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Donde,

- Q : Caudal que circula por la sección [m³/s].
- n : Coeficiente de Manning.
- $R = \frac{A}{P}$: Radio hidráulico de la sección [m].
- S : Pendiente de la línea de energía.

Tomando la hipótesis que se desarrolla un flujo uniforme permanente en la mayor parte de la longitud de la calle, se puede hacer la simplificación de adoptar la pendiente geométrica longitudinal de la calle como pendiente de la línea de energía ($I=S$).

A la hora de implementar esta formulación física, es importante tener en cuenta que las calles presentan dos materiales diferentes: hormigón y estabilizado granular. Es por ello que se calcularán por separado ambos aportes para obtener la capacidad total.

A continuación puede verse un esquema de la sección cordón cuneta:

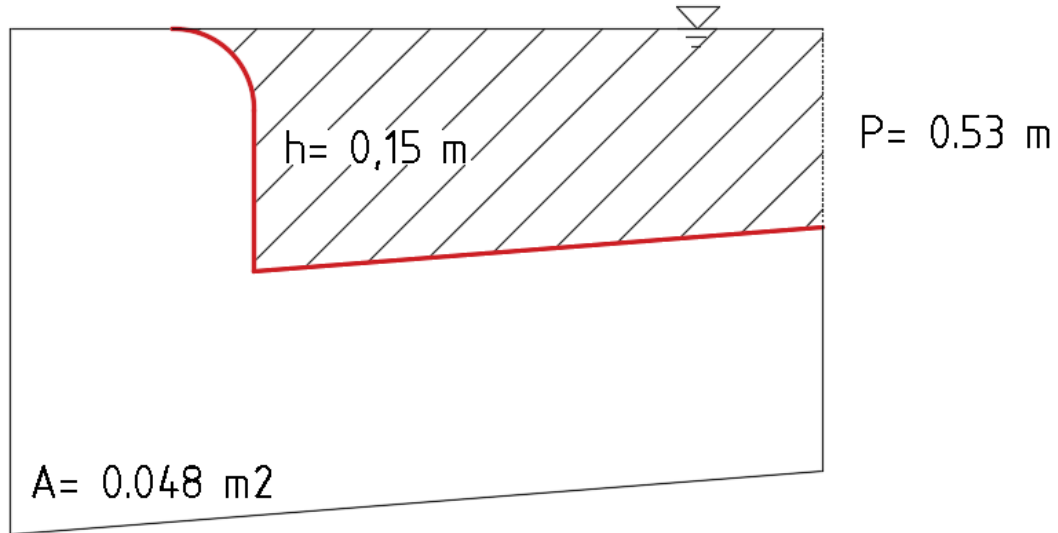


Figura 50 - Sección hidráulica de cordón cuneta.

A continuación puede verse un esquema de la sección calzada:

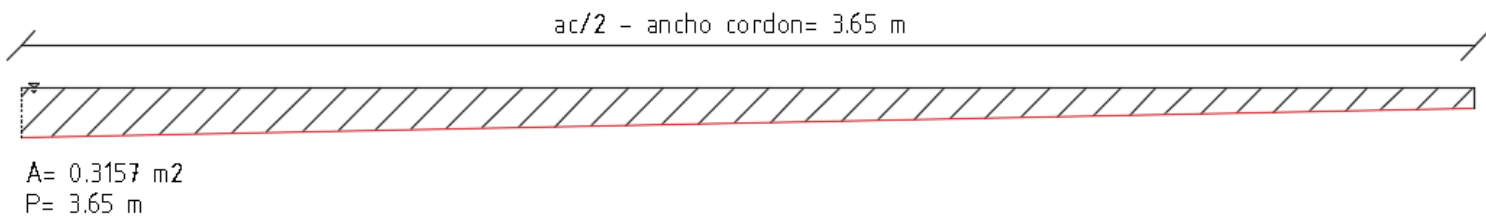


Figura 51 - Sección hidráulica de calzada.

Se tomará una pendiente longitudinal promedio del sector para obtener una sección hidráulica generalizada que represente a todas las calles del sector a intervenir. Se utilizó la siguiente expresión de ponderación:

$$I_{media} = \frac{\sum I_i \cdot L_i}{L_T}$$

Se obtuvo la siguiente pendiente longitudinal promedio del sector:

$$I_{media} = 3,6 \text{ ‰}$$

Ya determinados todos los parámetros que caracterizan hidráulicamente las calles del sector, se procedió utilizar la fórmula de Chezy-Manning, para calcular el caudal máximo de una calle tipo:

CAPACIDAD HIDRÁULICA CALLE TIPO		
Pendiente long	0.0036	
Area cordon	0.048	m ²
Perimetro mojado cordon	0.530	m
n cordon	0.016	
<i>Q</i> cordon	0.073	m ³ /s
Area estabilizado	0.6314	m ²
Perimetro mojado estabilizado	7.3	m
n estabilizado	0.019	
<i>Q</i> estabilizado	0.390	m ³ /s
<i>Q</i> total calle	0.463	m ³ /s

Tabla 43 - Capacidad hidráulica de una calle tipo

Implementación del Método Racional Modificado.

Se procede a hacer uso de este método, complementándolo con la ecuación de Chezy-Manning, para obtener el área máxima de aporte de cuenca posible sin lograr el rebalse del flujo trasladado en el cordón cuneta.

La ecuación del método racional modificado se presenta a continuación:

$$Q = C \cdot A \cdot i$$

Donde:

- *C*: Coeficiente de escurrimiento de la cuenca.
- *A*: Área de la cuenca [m²].
- *i*: Intensidad de lluvia [mm/hs].
- *Q*: Caudal que puede transportar una calle tipo [m³/s].

- Coeficiente de escurrimiento:

Para la determinación de este coeficiente se realizó la siguiente ponderación areal del mismo:

$$C_{ponderado} = C_{permeable} * A_{permeable} + C_{impermeable} * A_{impermeable}$$

Los coeficientes *C* utilizados en la ponderación, se corresponden con los utilizados en el inciso 3.

Para el área afectada por estos coeficientes, el equipo se basó en el indicador urbanístico FOS proyectado para el sector (0,65). Entonces, se obtuvo el siguiente resultado:

$$C_{ponderado} = 0,4 * 0,35 + 0,77 * 0,65$$

$$C_{ponderado} = 0,64$$

- Intensidad de lluvia:

Para determinar la intensidad de la lluvia de diseño, se hizo uso de las curvas I-D-R de la ciudad de El Trébol.

Se adoptó un tiempo de concentración de cuenca de 10 minutos (tiempo mínimo que arroja resultados razonables en la dispersión de las curvas).

Además, se diseñó para una recurrencia de 5 años, como es habitual en este tipo de infraestructuras.

Se obtuvo la siguiente intensidad para la lluvia de diseño:

$$i_{L.D} = 143,42 \text{ mm/h}$$

Según el método, la lluvia de diseño se distribuye uniformemente en tiempo y en espacio.

Finalmente, se obtiene el siguiente área:

ÁREA MÁXIMA DE APORTE A UNA CALLE		
Q calle	0.463	m ³ /s
R	5	años
Tc min	10	min
I	143.42	mm/hs
C permeable	0.4	
C impermeable	0.77	
C cuenca	0.64	
A máx	1.81	has

Tabla 44 - Área máxima de aporte de cuenca

ANEXO 12: DISEÑO DE CAPTACIONES DE DESAGÜE PLUVIAL

En el presente anexo se llevará a cabo el cálculo para el dimensionamiento de las captaciones pluviales.

Para el cálculo de la capacidad hidráulica de las captaciones, se las modela como vertederos a superficie libre. Se hace uso de la siguiente ecuación:

$$Q = C \cdot L \cdot y^{1.5}$$

Donde,

- C : Coeficiente de gasto³⁴.
- L : Longitud libre en planta, en m.
- y : Altura del tirante de agua, en m.
- Q : Caudal que puede captar el sumidero, en m³/s.

Además de utilizar esta formulación física se reduce la capacidad de los sumideros debido a posibles obstrucciones futuras por bajo mantenimiento (20 % en verticales y 30% en horizontales).

Los diferentes tipos de sumideros (rejas horizontales y rejas verticales) presentan diferencias en su diseño geométrico y, por lo tanto, también en su comportamiento hidráulico. Es por ello que se divide el análisis según la tipología estudiada.

Finalmente, es de importancia mencionar que para definir el caudal hidrológico que tiene que captar el sumidero se utilizó nuevamente el Método Racional Modificado³⁵.

A continuación, se presentará un detalle con el cálculo de todas las captaciones del sector. En el mismo, se podrá ver:

- Un esquema con la cuenca de aporte a la captación.
- Las características de la subcuenca de aporte a la captación.
- El caudal hidráulico necesario.
- El diseño geométrico de la captación.
- La capacidad hidráulica de la captación.

Captaciones de rejas verticales.

- Sumidero en intersección Catamarca y Calle Interna.

En el siguiente esquema puede verse la ubicación del sumidero y su subcuenca de aporte:

³⁴ Adoptado $C=1,718$.

³⁵ Ya introducido en el inciso 3.

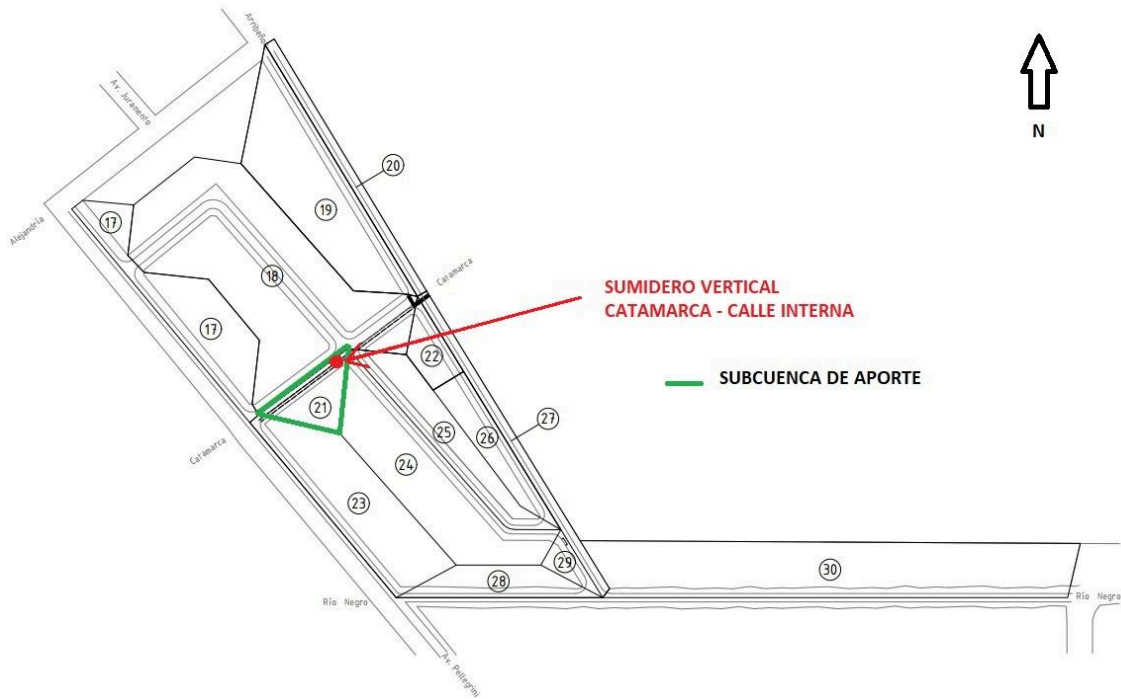


Figura 52 - Sumidero intersección Catamarca y Calle Interna.

En la siguiente tabla, se muestran las características de la subcuenca de aporte y la implementación del Método Racional Modificado para la obtención del caudal hidrológico demandado:

CAUDAL HIDROLÓGICO SUMIDERO REJAS VERTICALES 1	
Cuencas de aporte =	21
Tc [min] =	10.35
i [mm/h] =	140.29
A tot [km ²] =	0.003
C pond =	0.64
Q descarga [m³/s] =	0.08

Tabla 45 - Caudal hidrológico de sumidero vertical, sobre Catamarca y Calle Interna.

Finalmente, se definen las variables geométricas para el diseño de la captación y se obtiene la capacidad hidráulica del mismo.

DIMENSIONAMIENTO SUMIDERO REJAS VERTICALES 1		
Q hidrológico	0.08	m ³ /s
C	1.718	
y	0.1	m
Coef. Obstrucción	0.8	
L calc	1.73	m
L adop	2	m
Sep entre barrotes	0.5	m
Cantidad de barrotes	3	

Tabla 46 - Dimensiones de sumidero vertical, sobre Catamarca y Calle Interna.

Como puede verse, la longitud adoptada supera la longitud de cálculo garantizando un buen diseño del sumidero.

➤ Sumidero en intersección Calle Interna y Arribeños.

En el siguiente esquema puede verse la ubicación del sumidero y su subcuenca de aporte:

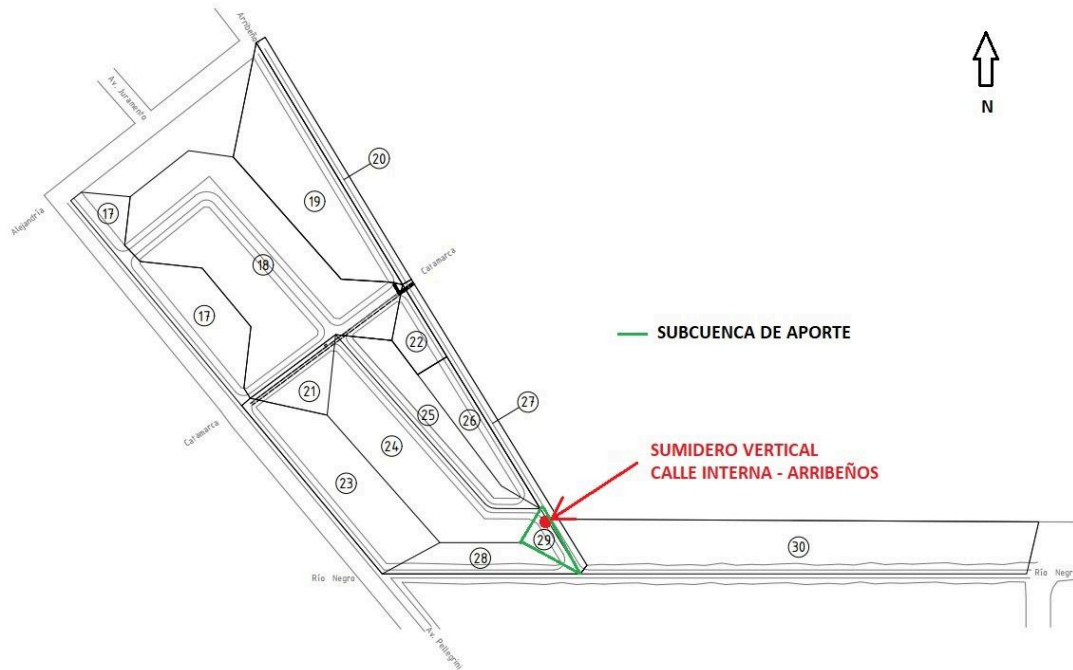


Figura 53 - Sumidero en Calle Interna y Arribeños.

En la siguiente tabla, se muestran las características de la subcuenca de aporte y la implementación del Método Racional Modificado para la obtención del caudal hidrológico demandado:

CAUDAL HIDROLÓGICO SUMIDERO REJAS VERTICALES 2	
Cuencas de aporte =	24-29
Tc [min]=	15.20
i [mm/h]=	109.71
A tot [km ²]=	0.015
C pond =	0.64
Q descarga [m³/s] =	0.29

Tabla 47 - Caudal hidrológico de sumidero vertical, sobre Calle Interna y Arribeños.

Finalmente, se definen las variables geométricas para el diseño de la captación y se obtiene la capacidad hidráulica del mismo.

DIMENSIONAMIENTO SUMIDERO REJAS VERTICALES 2		
Q hidrológico	0.29	m ³ /s
C	1.718	
y	0.1	m
Coef. Obstrucción	0.8	
L calc	6.64	m
L adop	7	m
Sep entre barrotes	0.5	m
Cantidad de barrotes	12	

Tabla 48 - Dimensiones de sumidero vertical, sobre Calle Interna y Arribeños.

Como puede verse, la longitud adoptada supera la longitud de cálculo garantizando un buen diseño del sumidero.

Captaciones de rejas horizontales.

- Sumidero en intersección Catamarca y Arribeños (1).

En el siguiente esquema puede verse la ubicación del sumidero y su subcuenca de aporte:

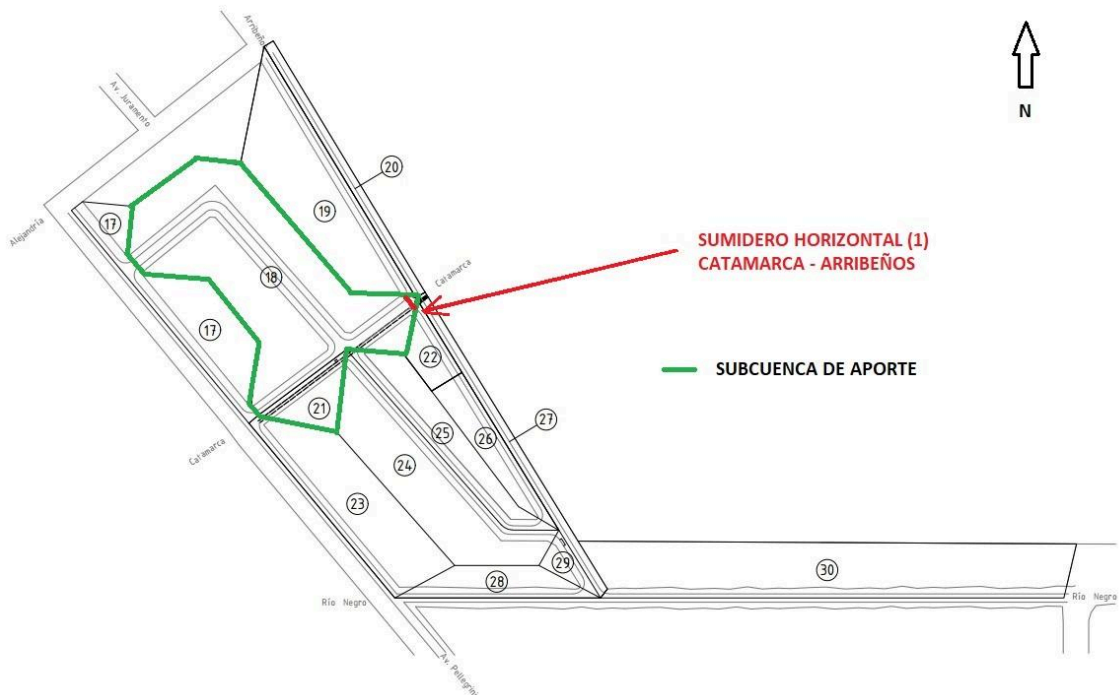


Figura 54 - Sumidero intersección Catamarca y Arribeños.

En la siguiente tabla, se muestran las características de la subcuenca de aporte y la implementación del Método Racional Modificado para la obtención del caudal hidrológico demandado:

CAUDAL HIDROLÓGICO SUMIDERO REJAS HORIZONTAL 1	
Cuencas de aporte =	18
Tc [min] =	17.59
i [mm/h] =	99.92
A tot [km ²] =	0.028
C pond =	0.64
Q descarga [m³/s] =	0.50

Tabla 49 - Caudal hidrológico de sumidero horizontal, sobre Catamarca y Arribeños.

Finalmente, se definen las variables geométricas para el diseño de la captación y se obtiene la capacidad hidráulica del mismo.

DIMENSIONAMIENTO SUMIDERO REJAS HORIZONTALES 1		
Q hidrológico	0.50	m ³ /s
C	1.718	
y	0.15	m
Coef. Obstrucción	0.7	
L calc	7.12	m
L adop	7.3	m

Tabla 50 - Dimensiones de sumidero horizontal, sobre Catamarca y Arribeños.

Como puede verse, la longitud adoptada supera la longitud de cálculo garantizando un buen diseño del sumidero.

➤ Sumidero en intersección Catamarca y Arribeños (2).

En el siguiente esquema puede verse la ubicación del sumidero y su subcuenca de aporte:

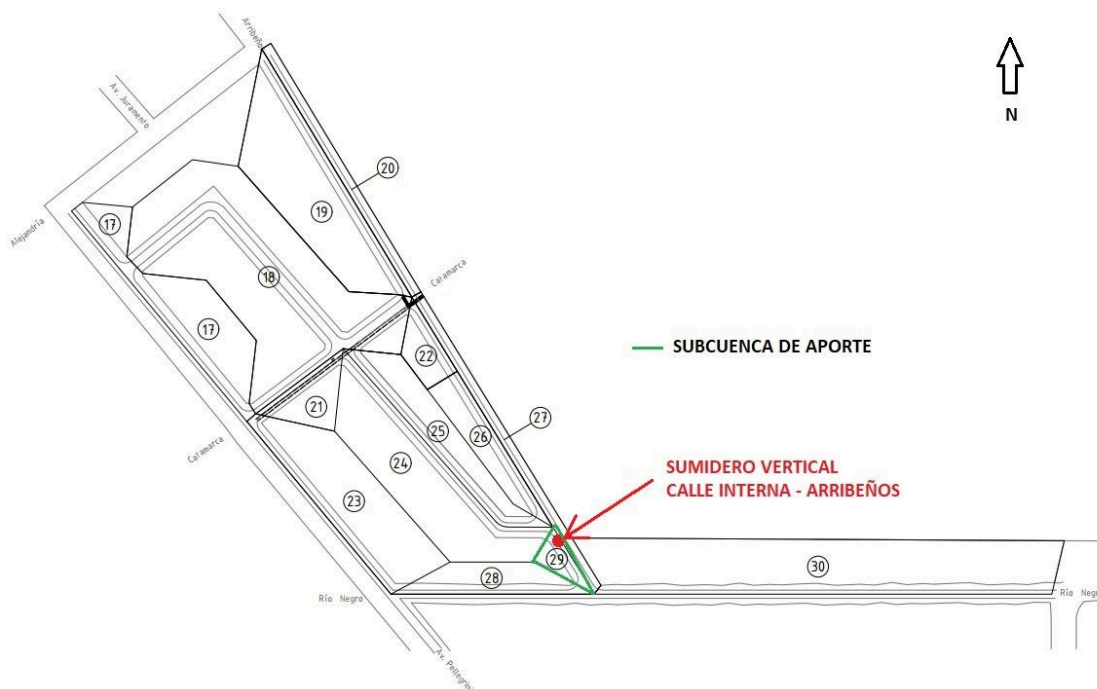


Figura 55 - Sumidero intersección Catamarca y Arribeños.

En la siguiente tabla, se muestran las características de la subcuenca de aporte y la implementación del Método Racional Modificado para la obtención del caudal hidrológico demandado:

CAUDAL HIDROLÓGICO SUMIDERO REJAS HORIZONTALES 2	
Cuencas de aporte =	22
Tc [min] =	7.01
i [mm/h] =	143.42
A tot [km ²] =	0.002
C pond =	0.64
Q descarga [m³/s] =	0.06

Tabla 51 - Caudal hidrológico sumidero Arribeños (Sur)

Finalmente, se definen las variables geométricas para el diseño de la captación y se obtiene la capacidad hidráulica del mismo.

DIMENSIONAMIENTO SUMIDERO REJAS HORIZONTALES 2		
Q hidrológico	0.06	m ³ /s
C	1.718	
y	0.15	m
Coef. Obstrucción	0.7	
L calc	0.82	m
L adop	7.65	m

Tabla 52 - Dimensiones sumidero horizontal Arribeños (Sur)

Como puede verse, la longitud adoptada supera en gran medida a la longitud requerida esto se debe a que se adopta el ancho de la calzada como longitud de reja horizontal para no hacer una reja tan pequeña.

ANEXO 13: DISEÑO ALBAÑALES Y ALCANTARILLAS

En el presente anexo, se detalla el cálculo y diseño de todos los albañales del sector a intervenir. Para todos los casos, se optó por una sección tipo cajón rectangular de H°A°.

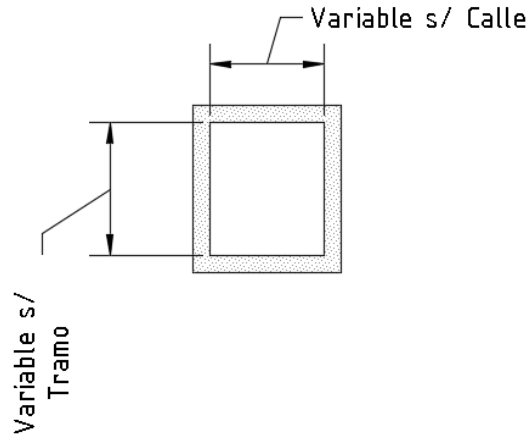


Figura 56 - Sección tipo albañal.

Se detalla el procedimiento de cada albañal y, a su vez, los mismos pueden estar divididos en diferentes tramos según lo requiera su diseño. Para el cálculo del caudal hidrológico se utilizará el Método Racional Modificado³⁶ y para el diseño de su capacidad hidráulica se utilizará la formulación de Chezy-Manning para canales abiertos³⁷.

Calle Catamarca

A continuación se presentará el cálculo de los dos tramos planteados para este albañal.

Cabe aclarar que queda pendiente verificar la capacidad resistente de la estructura del albañal. Para los alcances de este proyecto se consideró un marco rígido con 15 cm de espesor como primera aproximación.

Como aclaración importante, en algunos tramos la pendiente del fondo del albañal no acompaña la pendiente de la rasante por lo que la altura de este será variable.

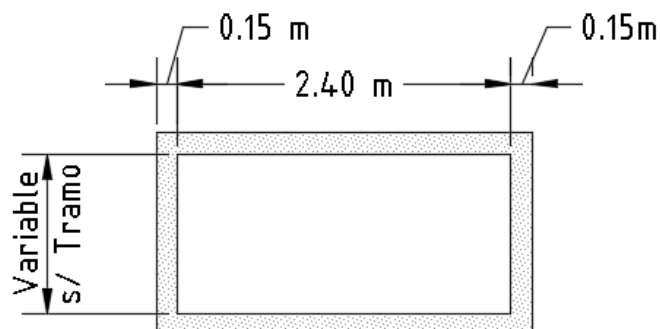


Figura 57 - Sección tipo albañal calle Catamarca.

³⁶ Ya introducido en el inciso 3.

³⁷ Ya introducido en el inciso 3.

Catamarca - Tramo 1

En la siguiente figura se puede ver la ubicación del tramo 1 del albañal proyectado en calle Catamarca:

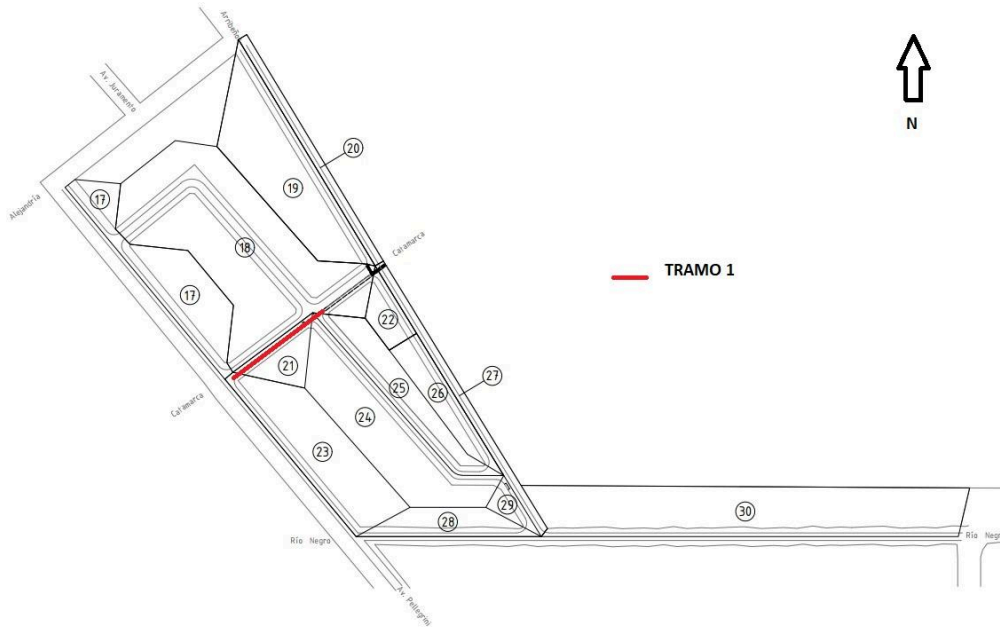


Figura 58 - Ubicación del tramo 1, calle Catamarca.

➤ Determinación del caudal hidrológico.

Para la determinación del caudal hidrológico del albañal se hizo nuevamente uso del Método Racional Modificado.

TRAMO 1 ALBAÑAL CATAMARCA	
Cuencas de aporte =	2 - 3 - 4 - 6 - 8 - 9 - 21
Descarga en	El tramo siguiente
Tc [min]=	76.28
i [mm/h]=	39.070
A tot [km2]=	0.659
C pond=	0.620
Q descarga [m3/s]=	4.43

Tabla 53 - Caudal hidrológico para albañal por calle Catamarca, tramo 1.

➤ Determinación de la capacidad hidráulica.

Para la determinación de la capacidad hidráulica del albañal se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{b \cdot h}{b+h} \right)^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

El cálculo realizado puede verse en la siguiente tabla:

TRAMO 1					
Caudal Hidrológico			Caudal Hidrológico		
Qh	4.43	m ³ /s	Qh	4.43	m ³ /s
Capacidad Hidráulica			Capacidad Hidráulica		
n	0.016		n	0.016	
y	0.91	m	y	0.91	m
Bf	2.4	m	Bf	2.4	m
l	0.0025		l	0.0025	
A	2.20	m ²	A	2.20	m ²
P	4.23	m	P	4.23	m
R	0.52	m	R	0.52	m
Q	4.43	m ³ /s	Q	4.43	m ³ /s
H disp	1.12	m	H disp	0.92	m

Tabla 54 - Capacidad hidráulica para albañal por calle Catamarca, tramo 1.

Catamarca - Tramo 2

En la siguiente figura se puede ver el tramo 2 del albañal proyectado en calle Catamarca:

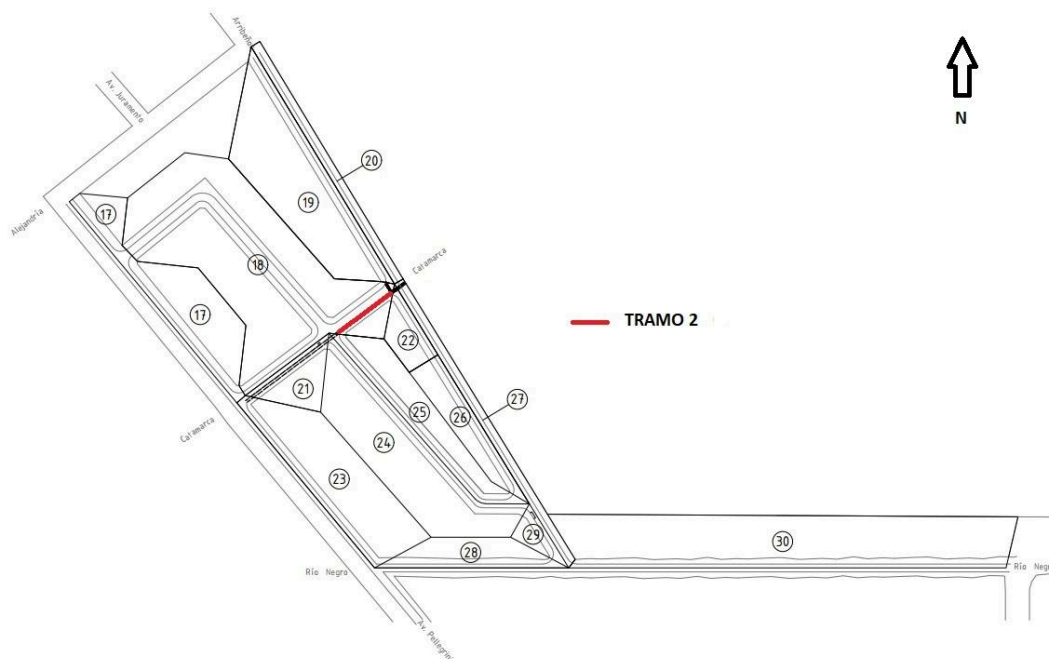


Figura 59 - Ubicación del tramo 2, calle Catamarca.

➤ Determinación del caudal hidrológico.

Para la determinación del caudal hidrológico del albañal se hizo nuevamente uso del Método Racional Modificado.

TRAMO 2 ALBAÑAL CATAMARCA	
Cuencas de aporte =	2 - 3 - 4 - 6 - 8 - 9-18-19-21-22
Descarga en	El canal Arribeños
Tc [min]=	78.34
i [mm/h]=	38.410
A tot [km2]=	0.703
C pond =	0.621
Q descarga [m3/s] =	4.66

Tabla 55 - Caudal hidrológico para albañal por calle Catamarca, tramo 2.

➤ Determinación de la capacidad hidráulica

Para la determinación de la capacidad hidráulica del albañal se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{b \cdot h}{b+h} \right)^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

El cálculo realizado puede verse en la siguiente tabla:

TRAMO 2					
Caudal Hidrológico			Caudal Hidrológico		
Qh	4.66	m3/s	Qh	4.66	m3/s
Capacidad Hidráulica			Capacidad Hidráulica		
n	0.016		n	0.016	
y	0.95	m	y	0.83	m
Bf	2.4	m	Bf	2.4	m
I	0.0025		I	0.0036	
A	2.28	m2	A	2.00	m2
P	4.30	m	P	4.06	m
R	0.53	m	R	0.49	m
Q	4.66	m3/s	Q	4.66	m3/s
H disp	1.15	m	H disp	0.95	m

Tabla 56 - Capacidad hidráulica para albañal por calle Catamarca, tramo 2.

Calle Arribeños intersección calle Catamarca

Se muestra a continuación una sección tipo de dicho albañal:

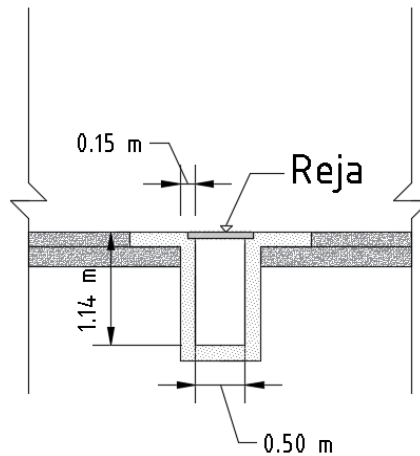


Figura 60 - Sección tipo albañal Arribeños intersección Catamarca.

En la siguiente figura se puede ver el albañal proyectado en dicha intersección:

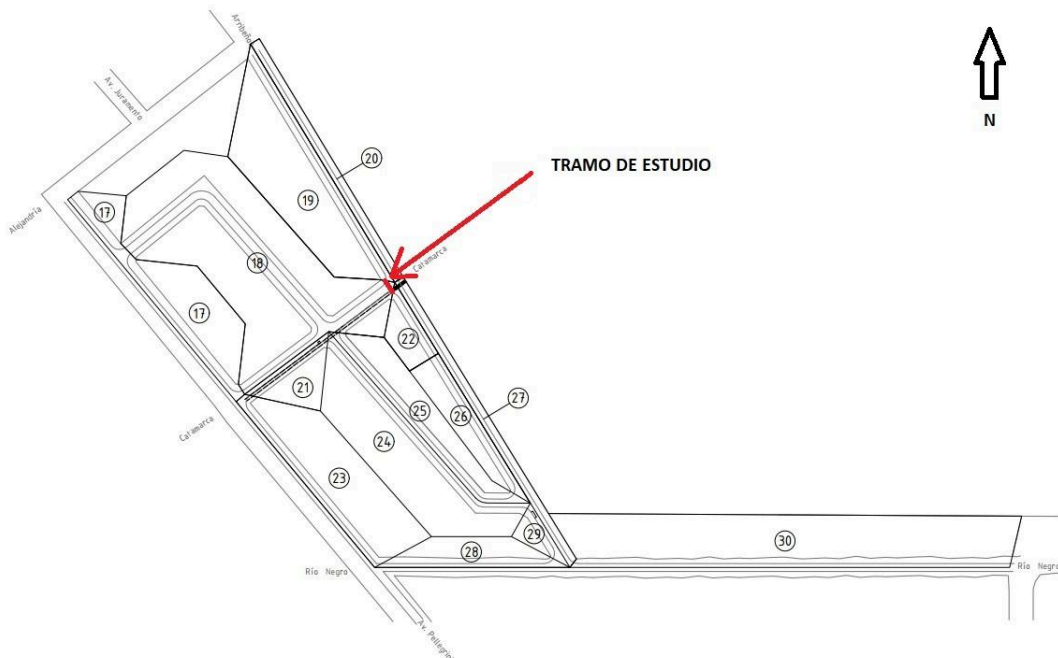


Figura 61 - Ubicación del tramo, Arribeños intersección Catamarca.

➤ Determinación del caudal hidrológico.

Para la determinación del caudal hidrológico del albañal se hizo nuevamente uso del Método Racional Modificado.

ALBAÑAL ARRIBEÑOS INTERSECCIÓN CATAMARCA	
Cuencas de aporte =	18-19
Tc [min]=	17.59
i [mm/h]=	99.92
A tot [km ²]=	0.042
C pond =	0.64
Q descarga [m³/s]=	0.74

Tabla 57 - Caudal hidrológico para albañal en intersección de calles Arribeños y Catamarca.

➤ Determinación de la capacidad hidráulica.

Para la determinación de la capacidad hidráulica del albañal se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{b \cdot h}{b+h} \right)^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

El cálculo realizado puede verse en la siguiente tabla:

ALBAÑAL ARRIBEÑOS INTERSECCIÓN CATAMARCA		
TRAMO ÚNICO		
Caudal Hidrológico		
Qh	0.74	m3/s
Capacidad Hidráulica		
n	0.016	
y	0.68	m
Bf	0.5	m
I	0.0118	
Δ	0.34	m2
P	1.85	m
R	0.18	m
Q	0.74	m3/s
H disp	1.14	m

Tabla 58 - Capacidad hidráulica para albañal en intersección de calles Arribeños y Catamarca.

Albañal calle Arribeños (Sur)

Se muestra a continuación una sección tipo de dicho albañal:

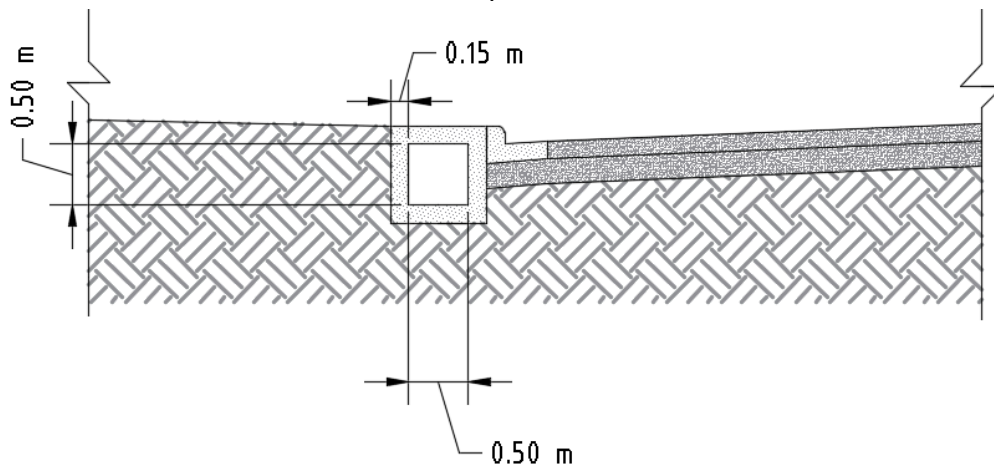


Figura 62 - Sección tipo albañal Arribeños (Sur).

En la siguiente figura se puede ver el albañal proyectado en dicha intersección:

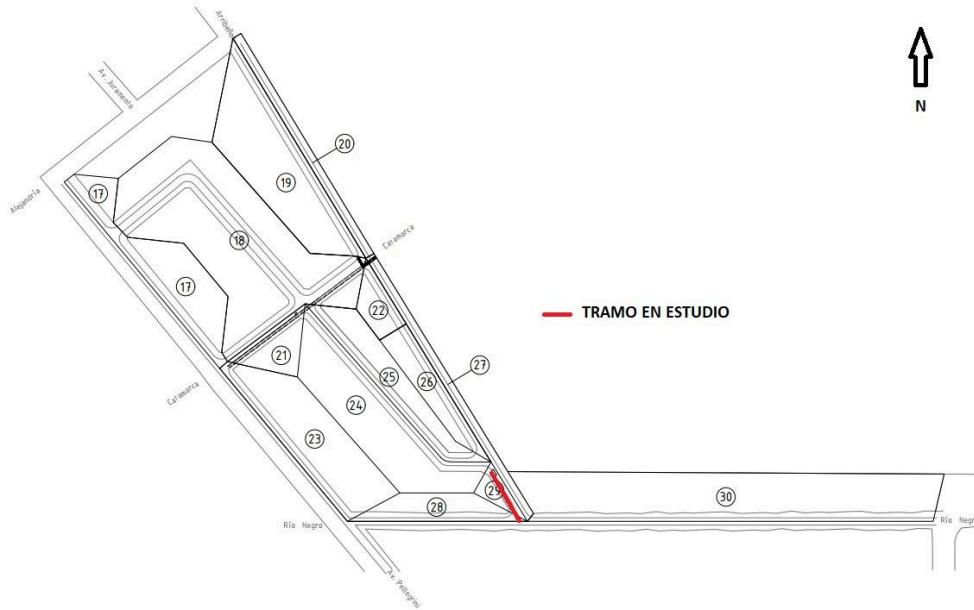


Figura 63 - Ubicación del tramo, calle Arribeños (Sur).

➤ Determinación del caudal hidrológico.

Para la determinación del caudal hidrológico del albañal se hizo nuevamente uso del Método Racional Modificado.

ALBAÑAL ARRIBEÑOS INTERSECCIÓN CALLE INTERNA (SUR)	
Cuencas de aporte =	24-29
Tc [min]=	15.20
i [mm/h]=	109.71
Δ tot [km ²]=	0.015
C pond =	0.64
Q descarga [m³/s]=	0.29

Tabla 59 - Caudal hidrológico para albañal en calle Arribeños (Sur).

➤ Determinación de la capacidad hidráulica.

Para la determinación de la capacidad hidráulica del albañal se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{b \cdot h}{b+h} \right)^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

El cálculo realizado puede verse en la siguiente tabla:

ALBAÑAL ARRIBEÑOS (SUR)	
TRAMO ÚNICO	
Caudal Hidrológico	
Qh	0.29 m ³ /s
Capacidad Hidráulica	
n	0.016
y	0.35 m
Bf	0.5 m
I	0.0092
A	0.17 m ²
P	1.20 m
R	0.15 m
Q	0.29 m ³ /s
H disp	0.5 m

Tabla 60 - Capacidad hidráulica para albañal en calle Arribeños (Sur).

Situaciones particulares:

- Sumidero ubicado en calle Catamarca.

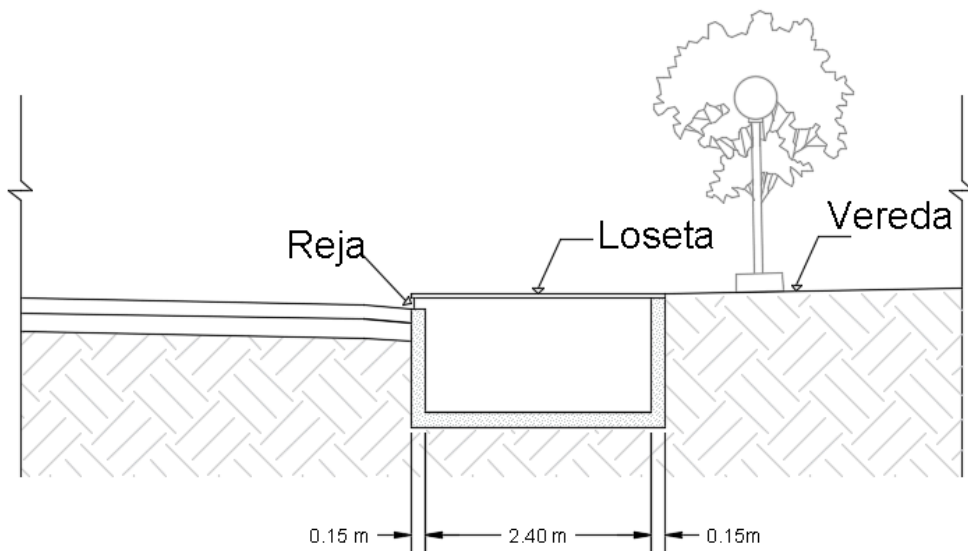


Figura 64 - Esquema tipo sumidero.

- Albañal bajo calzada.

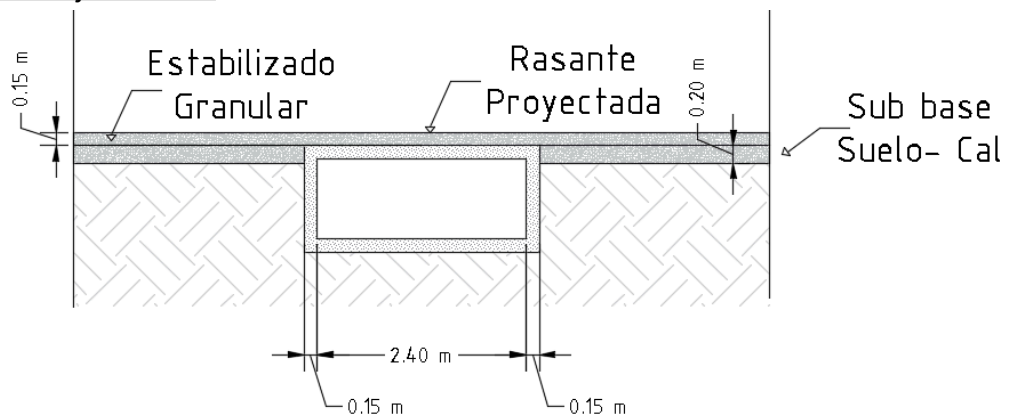


Figura 65 - Esquema tipo albañal bajo calzada.

Seguidamente, se verificó que la alcantarilla existente sobre calle Catamarca intersección con calle Pellegrini se encuentre en buenas condiciones y se realizó el diseño de la alcantarilla que se encuentra en la intersección de Arribeños con la calle Río Negro, zona sur del sector en estudio.

La ubicación de la alcantarilla existente a verificar es la siguiente:

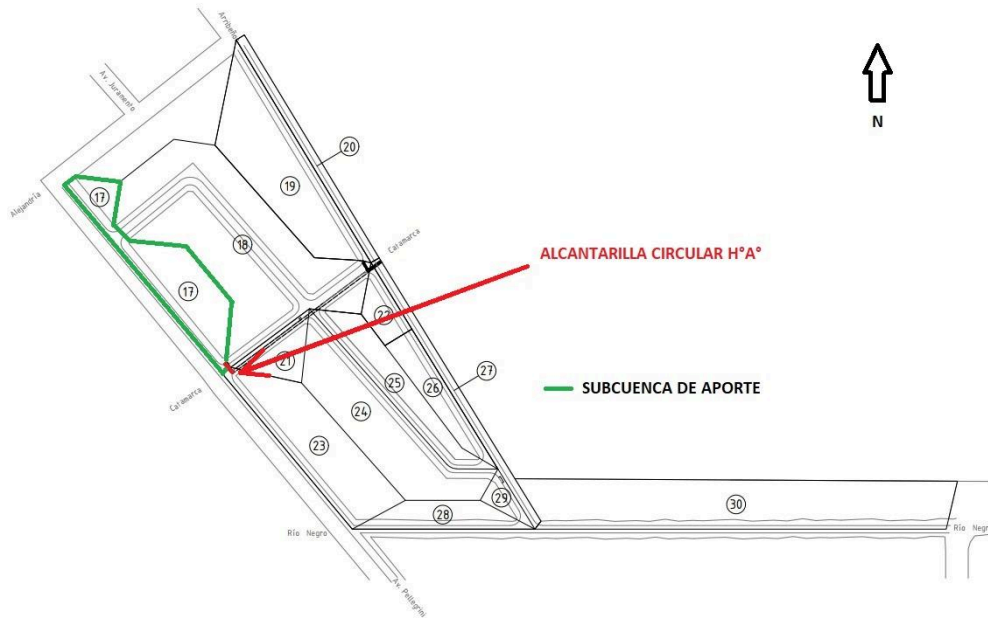


Figura 66 - Ubicación de la alcantarilla a verificar + cuencas de aporte.

Verificación y diseño de alcantarillas:

Comenzando con la verificación de la alcantarilla existente se tiene que el caudal hidrológico (con la intervención en el sector) es el siguiente:

CAUDAL HIDROLÓGICO ALCANTARILLA S/ CATAMARCA	
Cuencas de aporte =	17
Tc [min] =	13.45
i [mm/h] =	118.64
A tot [km2] =	0.010
C pond =	0.641
Q descarga [m3/s] =	0.203

Tabla 61 - Caudal hidrológico alcantarilla sobre calle Catamarca

Para hacer su verificación se utilizará el gráfico que se presenta a continuación:

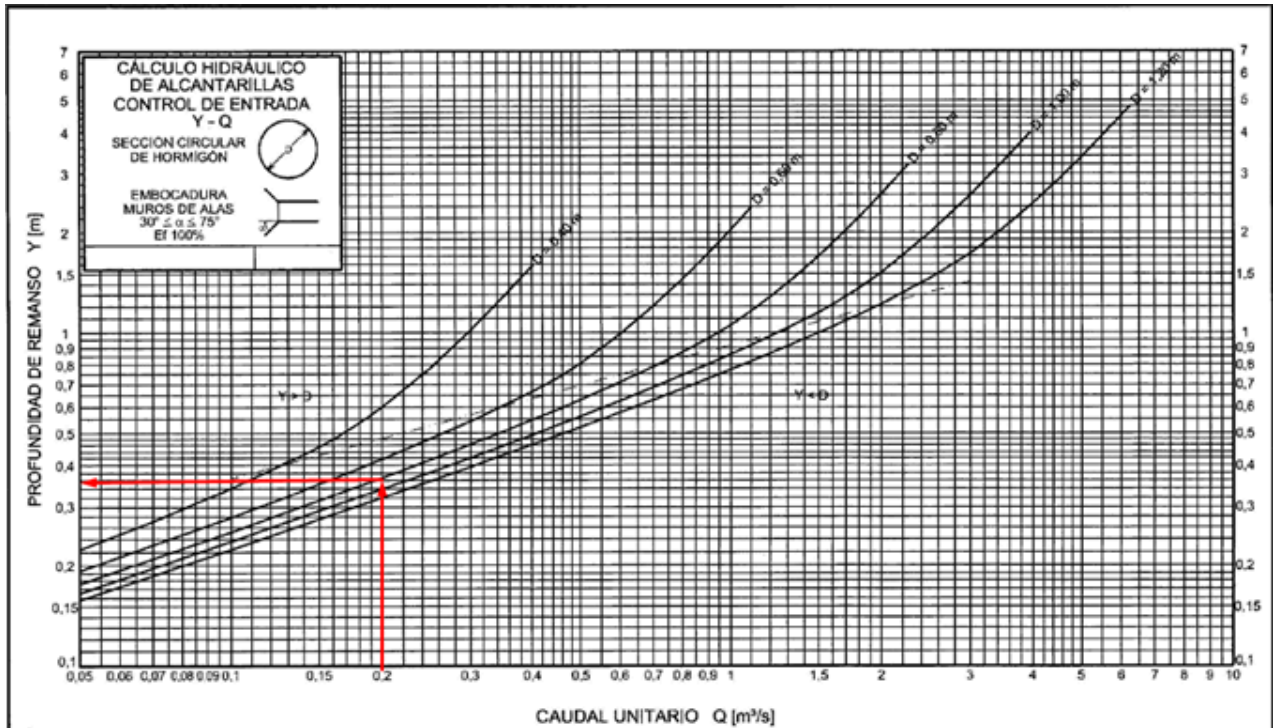


Gráfico 3 - Obtención del Hr de la alcantarilla.

Del gráfico anterior se obtuvo un $H_r = 0,36$ y con ello se verificó la alcantarilla de la siguiente manera:

ALCANTARILLA SOBRE CATAMARCA- VERIFICACION		
Sección Circular de H° A°		
CF	86.98	m
Cantidad de conductos	1	
H	0.8	m
Qh	0.203	m ³ /s
Qunitario	0.203	m ³ /s
Hr	0.36	m
Hr/H	0.45	
¿Hr/H < 0.9?	Si	
Verifica		

Tabla 62 - Verificación de la alcantarilla existente.

La ubicación de la alcantarilla a la cual se le hará su dimensionamiento es la siguiente:

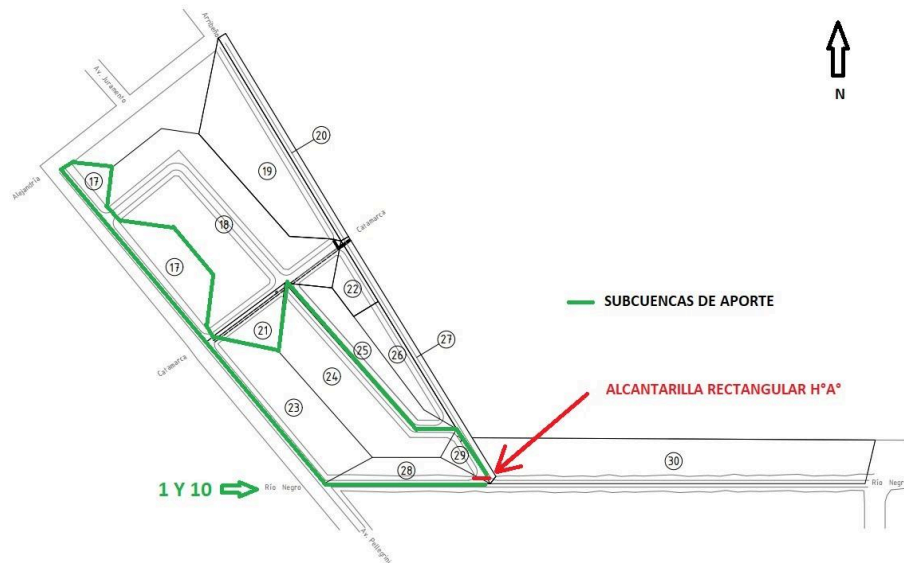


Figura 67 - Ubicación de la alcantarilla a diseñar + cuencas de aporte.

El caudal hidrológico de la alcantarilla en cuestión es el que se muestra a continuación:

CAUDAL HIDROLÓGICO ALCANTARILLA S/ RÍO NEGRO	
Cuencas de aporte =	1-10-17-23-24-28-29
Tc [min]=	56.42
i [mm/h]=	47.39
A tot [km²]=	0.32
C pond =	0.61
Proporcion áreas	0.56
Q descarga [m³/s] =	1.42

Tabla 63 - Caudal hidrológico alcantarilla sobre Río Negro intersección Arribeños.

Se adopta una alcantarilla rectangular según plano tipo O-41211-I modificado³⁸ de una sola luz de 1m con una altura de 1,50m para asegurar que el albañal que le descarga lo pueda hacer sin inconvenientes. Este se puede ver como **PLANO N° 12: “Plano Tipo O-41211-I Modificado”**.

Con las dimensiones adoptadas y el caudal hidrológico se procede a hacer su verificación de igual manera que la alcantarilla existente.

³⁸ Plano tipo brindado por la Dirección Nacional de Vialidad.

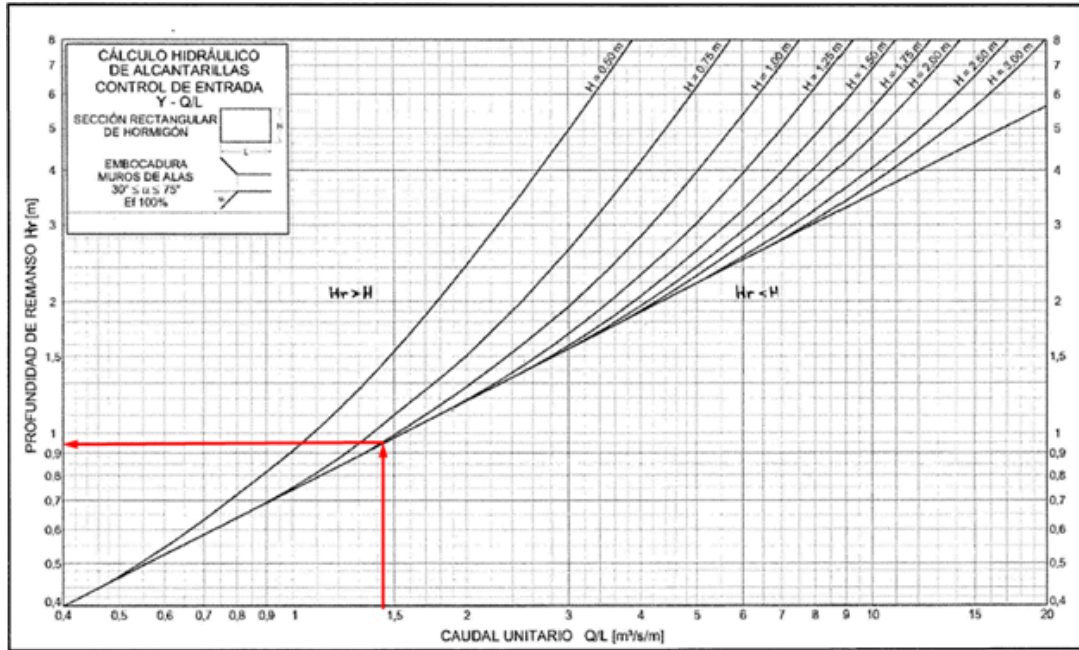


Gráfico 4 - Obtención del Hr de la alcantarilla a dimensionar.

Del gráfico anterior se obtuvo un $H_r = 0,95$ y con ello se verificó las dimensiones propuestas de la siguiente manera:

ALCANTARILLA SOBRE RIO NEGRO- DIMENSIONAMIENTO		
Sección Rectangular de $H^\circ A^\circ$		
CF	84.82	m
C descarga Albañal	85.82	m
Cantidad de conductos	1	
Ancho	1	m
Qh	1.42	m ³ /s
Qunitario	1.42	m ³ /s
H propuesto	1.5	m
Hr	0.95	m
Hr/H	0.63	
¿Hr/H < 0.9?	Si	
Verifica		

Tabla 64 - Verificación de las dimensiones propuestas para la alcantarilla.

ANEXO 14: RECANALIZACIONES

En el presente anexo se detalla el cálculo de las recanalizaciones en el sector a intervenir.

Canal Arribeños

Como se mencionó anteriormente (inciso 6.5.4), se optó por una solución revestida del canal Arribeños.

En la siguiente tabla puede verse la determinación del caudal hidrológico para los tramos de diseño:

PTO. DE DESCARGA 1: INICIO CANAL	
Cuencas de aporte =	2-3-4-5-6-8-9-18-19-20-21-22
Descarga en	Canal Arribeños Inicio
Tc [min] =	78.22
i [mm/h] =	39.420
A tot [km ²] =	0.901
C pond =	0.621
Q descarga [m³/s] =	6.13

PTO. DE DESCARGA 2: ENTRADA AL RESERVORIO	
Cuencas de aporte =	2-3-4-5-6-8-9-18-19-20-21-22-25-26-27
Descarga en	Arribeños entrada reservorio
Tc [min] =	85.88
i [mm/h] =	36.220
A tot [km ²] =	0.915
C pond =	0.621
Q descarga [m³/s] =	5.72

Tabla 65 - Caudal hidrológico sobre canal Arribeños.

Como se puede observar en la Tabla 65 el caudal en el punto de descarga en el reservorio es menor que en el tramo inicial, esto se debe a que el aumento del área no llega a compensar la disminución de la intensidad debido al aumento del Tc. Por ende, al canal se lo dimensionará con un caudal en todo su recorrido de 6,13 m³/s.

Finalmente, las dimensiones geométricas adoptadas son las siguientes:

CANAL ARRIBEÑOS											
01. Caudal Hidrológico						01. Caudal Hidrológico					
Q hidrológico =	6,13	m3/s				Q hidrológico =	6,13	m3/s			
TRAMO 1				TRAMO 2				TRAMO 2			
SECCIÓN 1			SECCIÓN 2			SECCIÓN 3			SECCIÓN 4		
Pr =	326,32	m	Pr =	248,89	m	Pr =	74,7	m	Pr =	56,16	m
02.Capacidad Hidráulica			02.Capacidad Hidráulica			02.Capacidad Hidráulica			02.Capacidad Hidráulica		
n =	0,016		n =	0,016		n =	0,016		n =	0,016	
Bf =	2,40	m	Bf =	2,40	m	Bf =	2,40	m	Bf =	2,40	m
m =	0,50		m =	0,50		m =	0,50		m =	0,50	
Bs =	3,42	m	Bs =	3,39	m	Bs =	3,39	m	Bs =	3,39	m
l =	0,0020		l =	0,0022		l =	0,0022		l =	0,0022	
y =	1,02	m	y =	0,99	m	y =	0,99	m	y =	0,99	m
r =	0,10	m	r =	0,10	m	r =	0,10	m	r =	0,10	m
H =	1,12	m	H =	1,09	m	H =	1,09	m	H =	1,09	m
A =	2,97	m2	A =	2,87	m2	A =	2,87	m2	A =	2,87	m2
P =	4,68	m	P =	4,62	m	P =	4,62	m	P =	4,62	m
R =	0,63	m	R =	0,62	m	R =	0,62	m	R =	0,62	m
Q =	6,13	m3/s	Q =	6,13	m3/s	Q =	6,13	m3/s	Q =	6,13	m3/s
Verificaciones Geométricas			Verificaciones Geométricas			Verificaciones Geométricas			Verificaciones Geométricas		
		m			m			m			m
CTN (Oeste) =	87,32	m	CTN (Oeste) =	87,52	m	CTN (Oeste) =	86,74	m	CTN (Oeste) =	86,87	m
CF =	86,15	m	CF =	86,00	m	CF =	85,61	m	CF =	85,57	m
H disp =	1,17	m	H disp =	1,52	m	H disp =	1,13	m	H disp =	1,30	m
Ancho Disponible =	4	m	Ancho Disponible =	4	m	Ancho Disponible =	5	m	Ancho Disponible =	6,65	m
Bs =	3,57	m	Bs =	3,92	m	Bs =	3,53	m	Bs =	3,70	m

Tabla 66 - Cálculo de la capacidad hidráulica del canal Arribeños.

Cuneta Este - Av Pellegrini

Como se mencionó anteriormente (inciso 6.5.4), sobre esta canalización se ajustaron las pendientes longitudinales para permitir el correcto desagüe. Igualmente, se explicitan los cálculos a continuación a modo de verificación.

En la siguiente tabla puede verse la determinación del caudal hidrológico:

TRAMO 1		TRAMO 2	
Cuencas de aporte =	17	Cuencas de aporte =	17-23
Tc [min]=	13.45	Tc [min]=	19.41
i [mm/h]=	118.64	i [mm/h]=	93.82
A tot [km ²]=	0.010	A tot [km ²]=	0.021
C pond =	0.641	C pond =	0.508
Q descarga [m³/s]=	0.203	Q descarga [m³/s]=	0.283

Tabla 67 - Caudal hidrológico sobre cuneta Este de Av. Pellegrini.

Finalmente, las dimensiones geométricas adoptadas son las siguientes:

AVENIDA PELLEGRINI - CUNETAS ESTE														
01. Caudal Hidrológico						01. Caudal Hidrológico								
Q hidrológico =	0,283	m ³ /s							Q hidrológico =	0,203	m ³ /s			
TRAMO 2						TRAMO 1								
SECCIÓN 1			SECCIÓN 2			SECCIÓN 3			SECCIÓN 4			SECCIÓN 5		
Pr =	31,3	m	Pr =	129,1	m	Pr =	203,86	m	Pr =	230,48	m	Pr =	313,62	m
02.Capacidad Hidráulica			02.Capacidad Hidráulica			02.Capacidad Hidráulica			02.Capacidad Hidráulica			02.Capacidad Hidráulica		
n =	0,03		n =	0,03		n =	0,03		n =	0,03		n =	0,03	
Sección Irregular			Sección Irregular			Sección Irregular			Sección Irregular			Sección Irregular		
I =	0,0007		I =	0,0007		I =	0,0007		I =	0,005		I =	0,005	
y =	0,92	m	y =	0,80	m	y =	0,94	m	y =	0,82	m	y =	0,01	m
r =	0,09	m	r =	0,08	m	r =	0,09	m	r =	0,08	m	r =	0,00	m
H =	1,01	m	H =	0,88	m	H =	1,03	m	H =	0,90	m	H =	0,01	m
A =	1,47	m ²	A =	1,40	m ²	A =	1,83	m ²	A =	1,14	m ²	A =	0,98	m ²
P =	3,70	m	P =	4,35	m	P =	4,55	m	P =	3,69	m	P =	4,49	m
R =	0,40	m	R =	0,32	m	R =	0,40	m	R =	0,31	m	R =	0,22	m
Q =	0,685	m ³ /s	Q =	0,567	m ³ /s	Q =	0,860	m ³ /s	Q =	1,238	m ³ /s	Q =	0,842	m ³ /s
Verificaciones Geométricas			Verificaciones Geométricas			Verificaciones Geométricas			Verificaciones Geométricas			Verificaciones Geométricas		
CTNI =	88,47	m	CTNI =	88,05	m	CTNI =	88,21	m	CTNI =	88,22	m	CTNI =	88,33	m
CTND =	87,86	m	CTND =	87,8	m	CTND =	88	m	CTND =	87,9	m	CTND =	88,04	m
CF =	86,85	m	CF =	86,92	m	CF =	86,97	m	CF =	87,00	m	CF =	87,42	m
H disp =	1,01	m	H disp =	0,88	m	H disp =	1,03	m	H disp =	0,90	m	H disp =	0,62	m
Ancho Disponible =	4,25	m	Ancho Disponible =	5,4	m	Ancho Disponible =	5	m	Ancho Disponible =	6,65	m	Ancho Disponible =	6,2	m
Bs =	3,52	m	Bs =	4,60	m	Bs =	4,04	m	Bs =	3,26	m	Bs =	4,74	m

Tabla 68 - Cálculo de la capacidad hidráulica de la cuneta Este en Av. Pellegrini.

Cuneta Norte - Río Negro

Como se mencionó anteriormente (inciso 6.5.4), se verificó el estado actual de esta canalización con el nuevo aporte de caudales por parte de la intervención en el sitio. Si bien no fue necesario realizar ninguna recanalización se muestran a continuación los cálculos realizados.

El tramo 2 del respectivo canal es el encargado de tomar el caudal de salida del reservorio proyectado en el sector, es por ello que se verificó con el caudal que evacúa la obra de descarga para una recurrencia de 5 años (orificios).

En la siguiente tabla puede verse la determinación del caudal hidrológico:

TRAMO 1		TRAMO 2	
Cuencas de aporte =	1-10- 17-23-24-28-29	Cuencas de aporte =	1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 8 - 9 - 10 - 11 - 12 - 15-16
Tc [min]=	56.42	Tc [min]=	150.28
i [mm/h]=	47.39	i [mm/h]=	25.32
A tot [km2]=	0.32	A tot [km2]=	1.23
C pond=	0.61	C pond=	0.60
Proporcion áreas	0.56	Q descarga [m3/s]=	5.224
Q descarga [m3/s]=	1.42		

Tabla 69 - Caudal hidrológico cuneta norte Río Negro.

Finalmente, las dimensiones geométricas adoptadas son las siguientes:

RÍO NEGRO - CUNETAS NORTE											
01. Caudal Hidrológico											
Q hidrológico =	1,42	m3/s				Q hidrológico =	5,224	m3/s			
TRAMO 1				TRAMO 2							
SECCIÓN 4			SECCIÓN 3			SECCIÓN 2					
Pr =	1915	m	Pr =	1325	m	Pr =	1270	m			
02.Capacidad Hidráulica				02.Capacidad Hidráulica				02.Capacidad Hidráulica			
n =	0,03		n =	0,03		n =	0,03				
Sección Irregular			Sección Irregular			Sección Irregular					
l =	0,0067		l =	0,0067		l =	0,0098				
y =	1,23	m	y =	2,66	m	y =	2,13	m			
r =	0,12	m	r =	0,27	m	r =	0,21	m			
H =	1,35	m	H =	2,93	m	H =	2,34	m			
A =	3,39	m2	A =	9,72	m2	A =	8,97	m2			
P =	5,52	m	P =	8,90	m	P =	8,19	m			
R =	0,61	m	R =	1,09	m	R =	1,10	m			
Q =	6,71	m3/s	Q =	28,22	m3/s	Q =	31,479	m3/s			
Qmedio (tramo 1) =			17,46	m3/s	Qmedio (tramo 2) =			29,85	m3/s		
Verificaciones Geométricas				Verificaciones Geométricas				Verificaciones Geométricas			
CTNI =	87,25	m	CTNI =	84,86	m	CTNI =	83,71	m			
CTND =	87,33	m	CTND =	85,48	m	CTND =	84,47	m			
CF =	85,89	m	CF =	81,91	m	CF =	81,37	m			
H disp =	1,36	m	H disp =	2,95	m	H disp =	2,34	m			
Ancho Disponible =	5,5	m	Ancho Disponible =	7,5	m	Ancho Disponible =	8	m			
Bs =	5,20	m	Bs =	7,50	m	Bs =	6,70	m			

Tabla 70 - Cálculo capacidad hidráulica cuneta norte Río Negro.

ANEXO 15: DISEÑO VOLUMEN DE RESERVORIO

Como se explicó anteriormente, el volumen de reservorio se proyectó para que la obra pueda embalsar el caudal excedente aguas abajo producto de la intervención en el terreno. Para su diseño se tomaron lluvias de diseño con recurrencias de 100 años y se empleó el Método Racional Modificado.

Cuenca del sector sin intervenir

La cuenca del sector sin intervenir se contempló como 100 % permeable, debido a que hoy en día es una zona exclusivamente rural.

Se muestra a continuación la determinación del caudal pico del hidrograma, empleando el Método Racional Modificado:

CUENCA SIN INTERVENIR	
<i>Tiempo de concentración</i>	
L mant [m]=	205
V mant [m/s]=	0,1
L enc [m]=	875
V enc [m/s]=	0,6
Tc cuenca [min]=	58,47
<i>Parámetros de cuenca</i>	
C imp=	0,77
A imp [%]=	0
C perm=	0,4
A perm [%]=	100
C cuenca=	0,4
Área [m2]=	94127,17
Área [km2]=	0,094
<i>Caudal de aporte</i>	
R [Años]	100
i [mm/h] =	72,89
Qpico [m3/s]	0,76

Tabla 71 - Caudal pico del sector sin intervenir.

Cuenca del sector intervenido

En el caso del sector intervenido, se estudiaron los diferentes usos de suelo para definir el porcentaje de área permeable e impermeable.

Áreas Sector Intervenido		
Área Parques =	33873,5	m2
Área Loteos =	40184	m2
Área Zona de Camino =	20069,67	m2
Área Total =	94127,17	m2
Área Impermeable del Sector		
<i>A imp = 0,65*Alotes + Azona de camino</i>		
A imp =	46189,27	m2
% Aimp =	49,07%	
Área Permeable del Sector		
<i>A per= 0,35*Alotes + Aparques</i>		
A per =	47937,9	m2
% Aper =	50,93%	

Tabla 72 - Áreas del sector intervenido.

Luego, se muestra a continuación la determinación del caudal pico del hidrograma, empleando el Método Racional Modificado:

CUENCA SECTOR INTERVENIDO	
Tiempo de concentración	
L mant [m]=	52
V mant [m/s]=	0,1
L enc [m]=	1070
V enc [m/s]=	0,6
Tc cuenca [min]=	38,39
Parámetros de cuenca	
C imp=	0,77
A imp [%]=	49,071
C perm=	0,4
A perm [%]=	50,929
C cuenca=	0,581563186
Área [m2]=	94127,17
Área [km2]=	0,094
Caudal de aporte	
R [Años]	100
i [mm/h] =	97,24
Q [m3/s]	1,48

Tabla 73 - Caudal pico sector intervenido.

Hidrogramas y volumen de embalse

Con los tiempos de concentración y los caudales picos de ambos casos se pueden construir hidrogramas triangulares simplificados. Con estos hidrogramas, se puede obtener el volumen necesario a embalsar (como la diferencia entre las áreas de los gráficos):

HIDROGRAMAS (R =100 AÑOS)

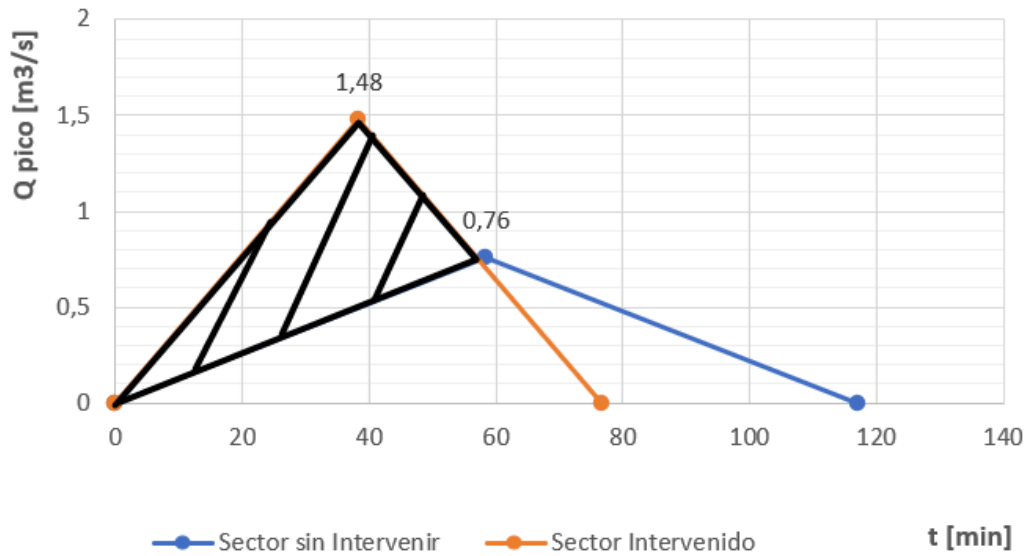


Figura 68 - Hidrogramas y volumen de embalse.

Finalmente, se detallan los cálculos realizados para obtener el volumen del reservorio:

VOLUMEN DEL RESERVORIO				
1. Punto de Intersección entre Hidrogramas				
1.1 Sector sin Intervenido				
t [min]	Q [m/s]	Válido para t < 58,5 min		
57,36	0,748			
38,39	0,5			
1.1 Sector Intervenido				
t [min]	Q [m/s]	Válido para t > 38,4 min		
57,36	0,748			
2. Área Encerrada				
rango t [min]	Área sector sin Intervenido	Área sector Intervenido	Dif. de Áreas [m3]	Vol acum [m3]
[0 - 38,39]	1152,8	3405,7	2252,9	2252,9
[38,39 - 57,36]	710,5	1683,2	972,7	3225,6

Tabla 74 - Cálculo volumen de reservorio.

Una vez determinado el volumen de embalse necesario, se realiza un cálculo aproximado para determinar las dimensiones del reservorio en planta. En los planos: **PLANO N° 11.4: “Planta General Reservorio”**, **PLANO N° 11.5: “Cortes Reservorio”** y **PLANO N° 11.6: “Cortes Reservorio”** puede verse la geometría del conjunto, y en la siguiente tabla se pueden ver las dimensiones del fondo del mismo:

GEOMETRÍA RESERVOIRIO ESTIMADA		
Volumen Embalse	3225,6	m ³
Ancho Medio Fondo =	27	m
Pendiente Longitudinal=	0,0003	
Longitud Necesaria =	100	m
CF inicial reservorio =	85,57	m
Cf final reservorio =	85,54	m
CT final reservorio =	86,68	m
H pelo de agua =	1,14	m

Tabla 75 - Geometría fondo reservorio.

Luego, con estas dimensiones aproximadas se llevó adelante un diseño para el reservorio obteniendo la siguiente superficie de fondo:

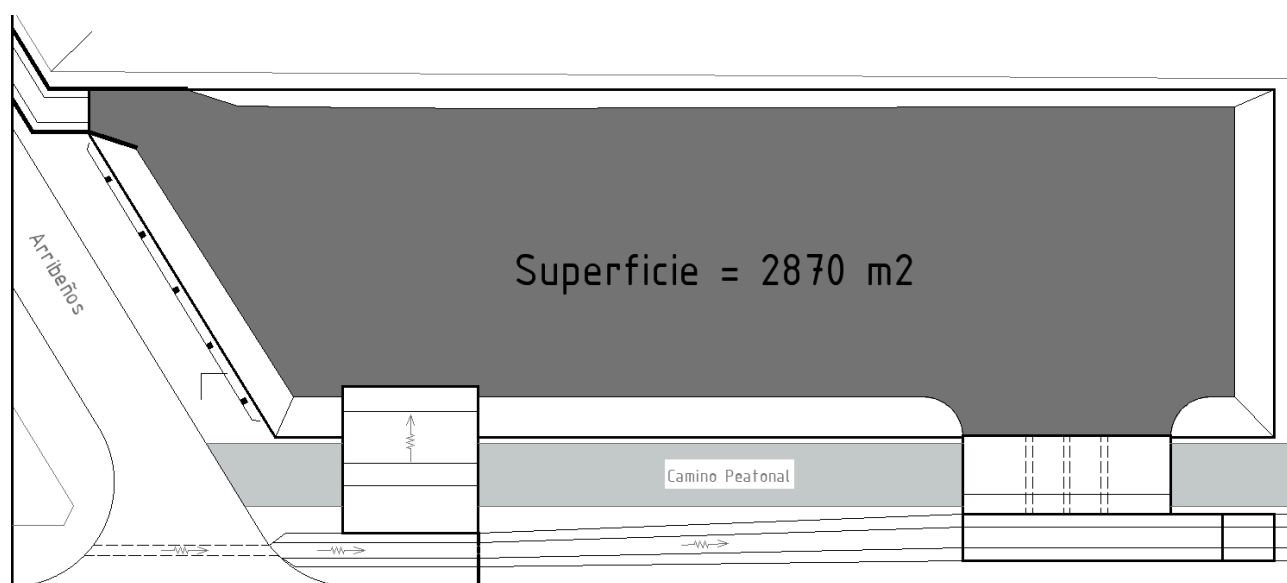


Figura 69 - Superficie fondo del reservorio.

Con esta superficie de proyecto se puede calcular el volumen real del reservorio:

GEOMETRÍA RESERVOIRIO PROYECTADA		
Volumen Embalse Calc =	3225,6	m ³
Superficie del Fondo =	2870	m ²
Altura pelo de agua =	1,14	m
Volumen Obtenido =	3271,8	m ³

Tabla 76 - Volumen de embalse de proyecto.

Como puede observarse, el reservorio proyectado se encuentra en buenas condiciones para la recurrencia de 100 años. Además, en el cálculo realizado no se contempló el volumen que pueden embalsar los taludes, por lo tanto, podría decirse que verifica holgadamente.

Restaría, en un futuro, si quiere estudiarse el proyecto con más detalle, verificar el volumen y la cota de coronamiento modelando el sistema e iterando en una laminación.

ANEXO 16: ANTECEDENTES DEL PROYECTO

Aquí se busca dar a conocer cuál fue la información brindada y recolectada sobre el proyecto realizado, la que ha sido utilizada como guía. Todo esto ha sido proporcionado por la Municipalidad de la Ciudad de El Trébol, específicamente la Secretaría de Obras y Servicios Públicos.

Nivelación sobre el terreno a intervenir

A partir de una nivelación cerrada en puntos fijos cercanos al lugar en cuestión se tienen las cotas de terreno natural respecto al sistema de referencia IGN, por lo que con esto se construyen las curvas de nivel. Cabe aclarar que la misma se realizó con estación total.

Es de importancia esta información dado que se tienen los siguientes datos relevados:

- Cotas de los puntos del terreno.
- Cámaras cloacales.
- Planimetría de calles en el sector.
- Ubicación y características del alcantarillado.
- Ubicación de puntos fijos.
- Líneas de alta tensión.
- Alambrado.
- Postes de alumbrado.
- Canalizaciones y cunetas existentes.

Con respecto al último ítem, hay información adicional a las curvas de nivel. Esto se refiere a que se presenta el perfil longitudinal de la canalización sobre calle Arribeños y los perfiles transversales sobre las calles Av. Pellegrini, Catamarca, Río Negro y Arribeños.

Intervención sobre el terreno

En conjunto con la municipalidad, el Arquitecto Marcelo Ranzini ha proporcionado su idea de proyecto. Esta ha sido tomada como base y desarrollada a lo largo del informe, sufriendo algunas modificaciones a conveniencia del proyecto, las cuales serán detalladas en lo que resta de este anexo. A continuación se presentan imágenes con lo dado inicialmente.

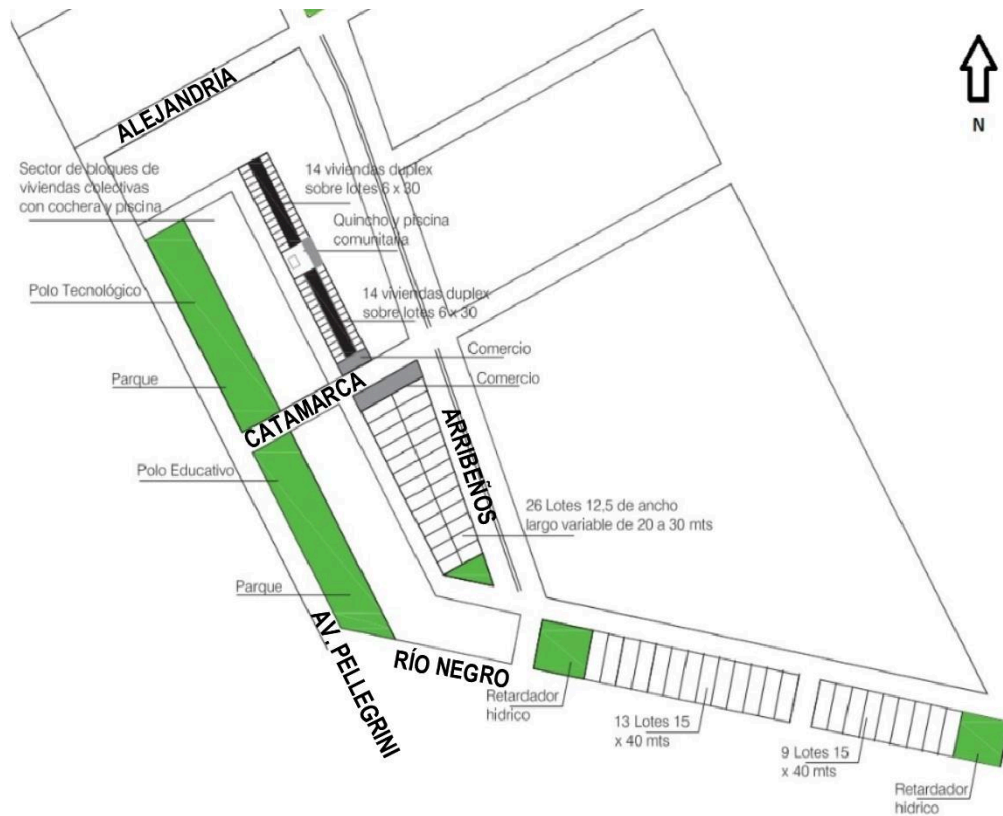


Figura 70 - Planimetría del terreno.

En la figura 70 puede observarse la distribución de todo el loteo con el destino particular de cada uno, teniendo: lotes para viviendas de distintas dimensiones, parques públicos, zonas de reservorios, quincho y pileta comunitaria, comercios, sector de bloques de viviendas colectivas, polo educativo y polo tecnológico.



Figura 71 - Distribución del terreno.

En la figura 71 se presenta la distribución ya planteada pero con algunas de las posibles volumetrías que se plantean construir.

Modificaciones realizadas

En base a la información obtenida se han hecho una serie de modificaciones según distintas cuestiones, las cuales se enumeran y detallan a continuación.

➤ Zona de loteos al Este de calle Arribeños.

Esta modificación es una de las más relevantes, dado que disminuye la cantidad de lotes para construcción de viviendas y, por lo tanto, la población que puede habitar el lugar.

El cambio surge por la cercanía que se tiene con la planta de tratamiento de efluentes cloacales existente y en funcionamiento, dado que no se pueden construir unidades habitables a una distancia menor a 1.000 metros³⁹.

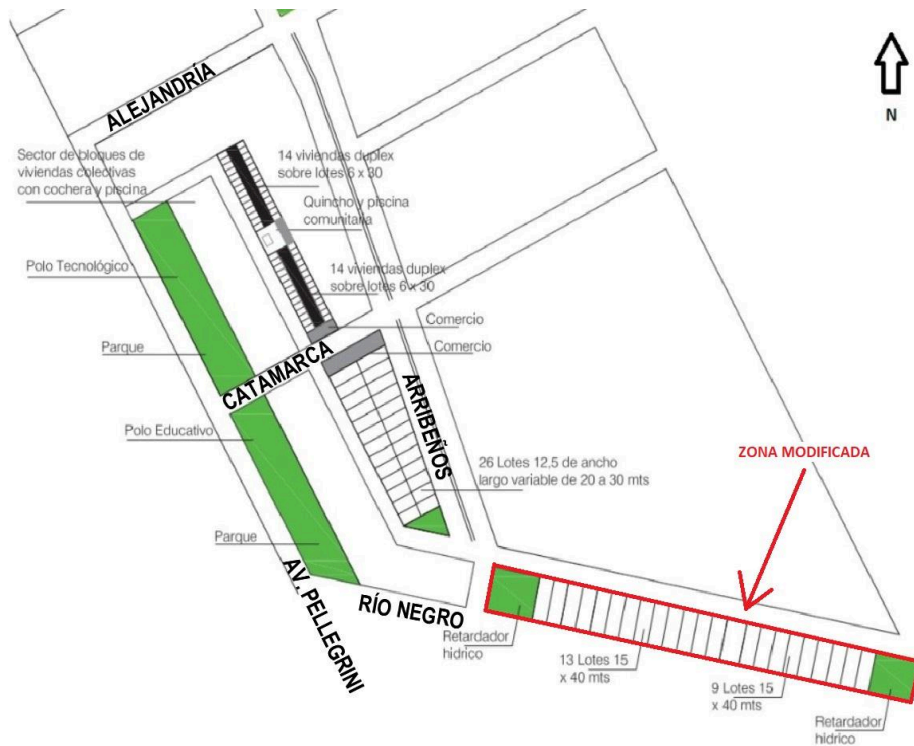


Figura 72 - Modificación de loteos.

Como solución a este inconveniente, se adoptó utilizar todo este sector para la adaptación de un reservorio de atenuación de crecidas. Este se tiene ciertas dimensiones que han sido calculadas según lo indicado en el Anexo 15.

Cabe destacar también que se ha previsto la ubicación de una estación elevadora dentro del sector, la cual debe ser verificada adecuadamente según lo indicado en el inciso 6.3.5.

➤ Calle Arribeños.

En este apartado se trata el cambio que sufre la calle Arribeños. Ésta, en las ideas preliminares, es planteada como un boulevard entre las calles Alejandría y Río Negro, siendo en la

³⁹ Situación mencionada en el inciso 4.2.2, Zona 2.6.

actualidad una calzada simple de estabilizado granular entre calles Alejandría y Catamarca (entre Catamarca y Entre Ríos no existe actualmente).

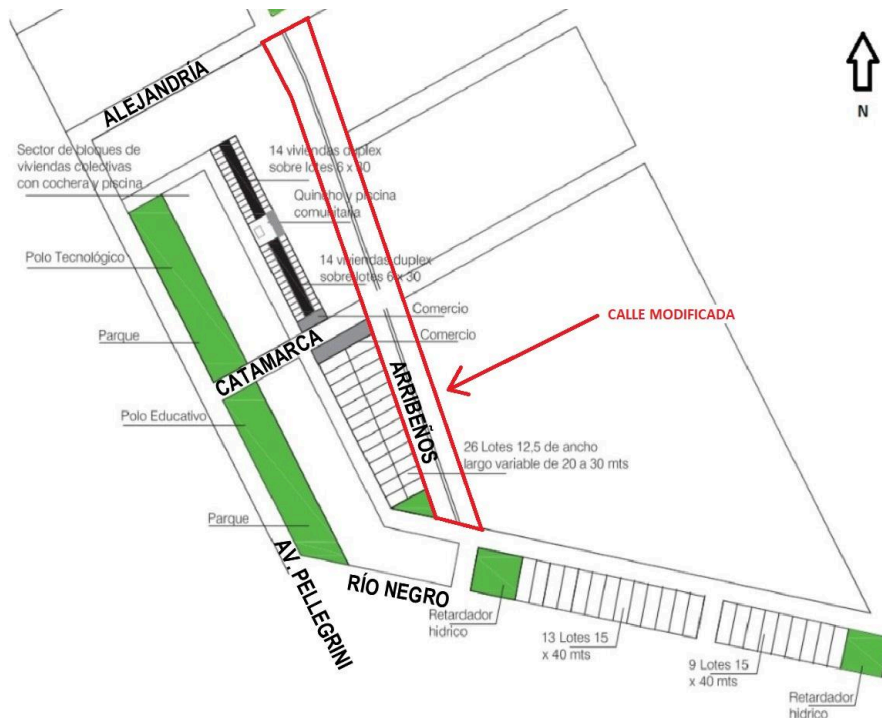


Figura 73 - Modificación de calle Arribeños.

El propósito de convertir esta calle en boulevard es que se proyectaba continuar con la urbanización hacia los terrenos ubicados en dirección Este, como se menciona en el apartado 2.1 de este informe, pero hecho un adecuado análisis ha surgido la restricción referida a la planta de tratamiento de efluentes cloacales planteada en el ítem anterior.

Dicho esto, si no se construirán viviendas en un futuro sobre los predios adyacentes, no existe la necesidad de que esta vía sea de tal magnitud, por lo que sería suficiente una calle doble mano con un ancho de calzada no excesivo.

Por tales motivos la modificación realizada en el trabajo en cuestión ha sido extender la calle Arribeños hasta intersectar Río Negro, pero con un ancho de calzada de 8 metros en toda su longitud.

➤ Viviendas duplex.

En los antecedentes se propone que una de las zonas tenga una cierta cantidad de lotes con unas dimensiones de 6 metros de frente y 30 metros de fondo, contando con un quincho y una pileta comunitaria en la parte central.

Esto es un inconveniente ya que en el código de ordenamiento territorial de la ciudad, más específicamente en su artículo 28, establece que la dimensión mínima para el frente de una parcela de uso "habitacional" es de 10 m, por lo que se incumple dicha disposición.

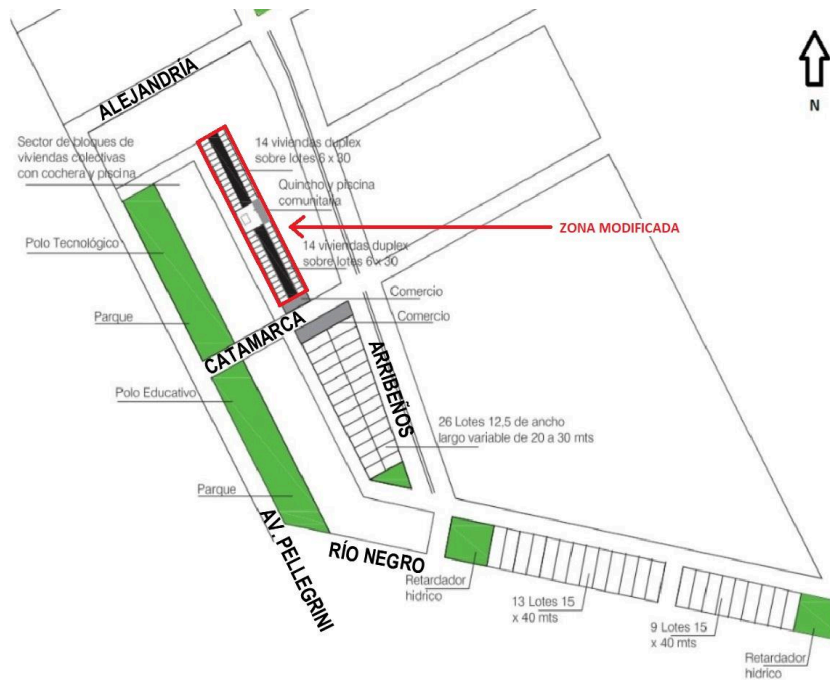


Figura 74 - Modificación de viviendas duplex.

Como solución a esta discordancia se ha adoptado que los frentes de dichos lotes sean de 12 m, cumpliendo con la ordenanza mencionada. También se ha quitado el quincho y la pileta comunitaria, siendo una decisión proyectual adoptada para reducir la menor cantidad posible de parcelas destinadas a viviendas.

➤ Lotes de largo variable.

En este ítem se comenta lo relacionado a los lotes de largo variable en la manzana encerrada por las calles Arribeños, Catamarca y la Calle Interna. El uso de los mismos era planteado con tres destinos: habitacional, comercial y un pequeño espacio verde, teniendo un frente de 12,5 m de largo.

El cambio se da sobre los lotes de uso habitacional, dado que se suman algunos de ellos pero se mantienen las medidas planteadas de antemano (largo entre 20 y 30 m). Esto produce que el espacio verde de la cuadra desaparezca.

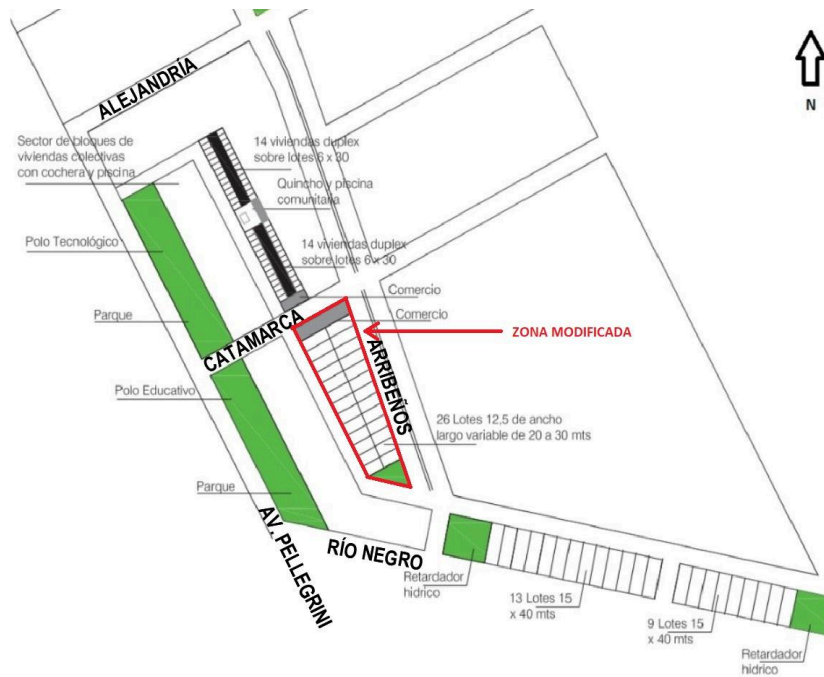


Figura 75 - Modificación de lotes de largo variable.

➤ Reservorios.

Es posible notar que algunos de los espacios verdes que se plantean son destinados a reservorios para atenuación de crecidas, en la parte del predio que se ubica al Oeste de la calle Arribeños, como se indica en la figura siguiente.

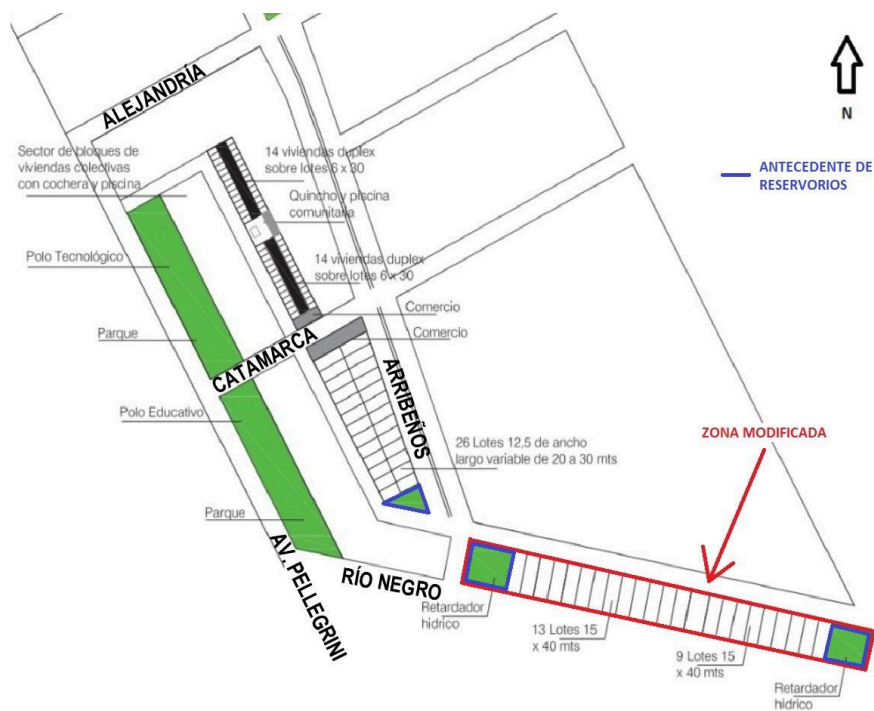


Figura 76 - Modificación de reservorios.

Como se indica en la primera modificación planteada dentro de este anexo, esta porción del terreno sufre un gran cambio en su uso dado que no se pueden destinar viviendas.

Dada esta situación, dicho sector se utiliza mayormente para un único reservorio adaptado a las necesidades del proyecto⁴⁰, como también para la ubicación de una posible estación elevadora de la red de desagües cloacales⁴¹.

⁴⁰ Indicado en el Anexo 15.

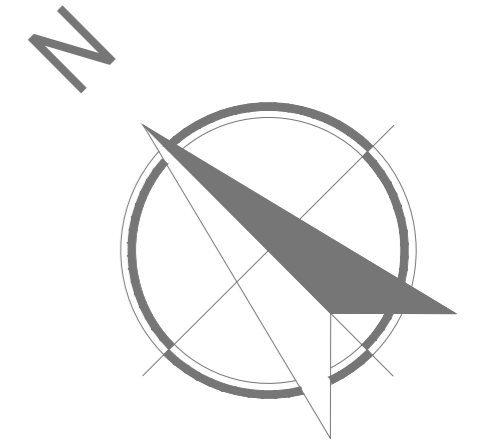
⁴¹ Se debe realizar un estudio de necesidad y factibilidad de la misma, como se indica en el apartado 6.3.5.

PLANOS

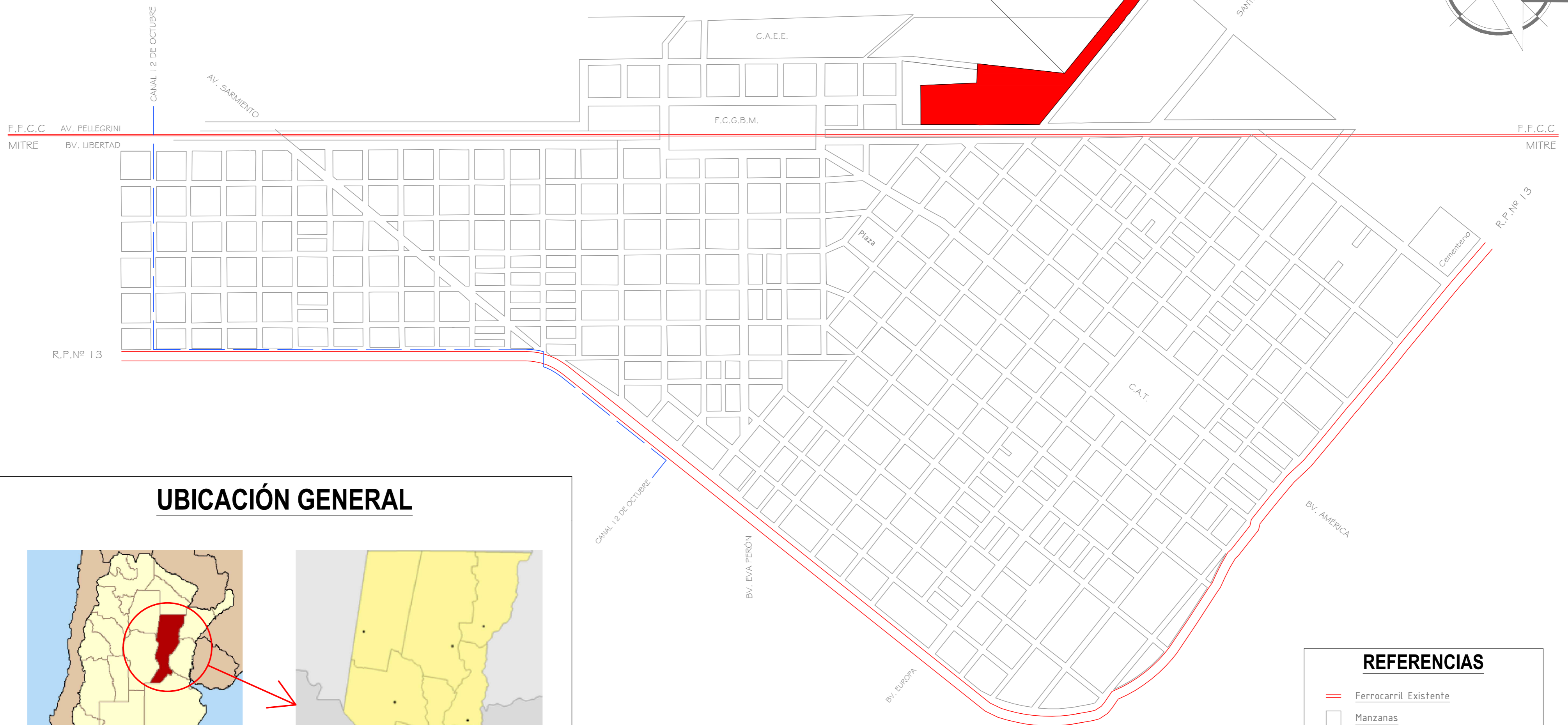
- **PLANOS N° 1:** UBICACIÓN TERRENOS A URBANIZAR.
- **PLANOS N° 2:** ESTUDIO HIDROLÓGICO DE ACTUALIDAD.
- **PLANOS N° 3:** TOPOGRAFÍA Y CURVAS DE NIVEL.
- **PLANOS N° 4:** LOTEOS Y ZONIFICACIÓN INTERNA.
- **PLANOS N° 5:** PERFIL TIPO DE OBR BÁSICO - CALLES PROYECTADAS.
- **PLANOS N° 6:** PLANIALTIMETRIAS.
- **PLANOS N° 7:** SECCIONES TRANSVERSALES.
- **PLANOS N° 8:** RED DE AGUA POTABLE.
- **PLANOS N° 9:** RED CLOACAL.
- **PLANOS N° 10:** RED DE GAS NATURAL.
- **PLANOS N° 11:** SISTEMA DE DESAGÜES PLUVIALES.
- **PLANOS N° 12:** PLANO TIPO DE ALCANTARILLA.

UBICACIÓN TERRENOS A URBANIZAR

LOCALIDAD: *EL TRÉBOL*



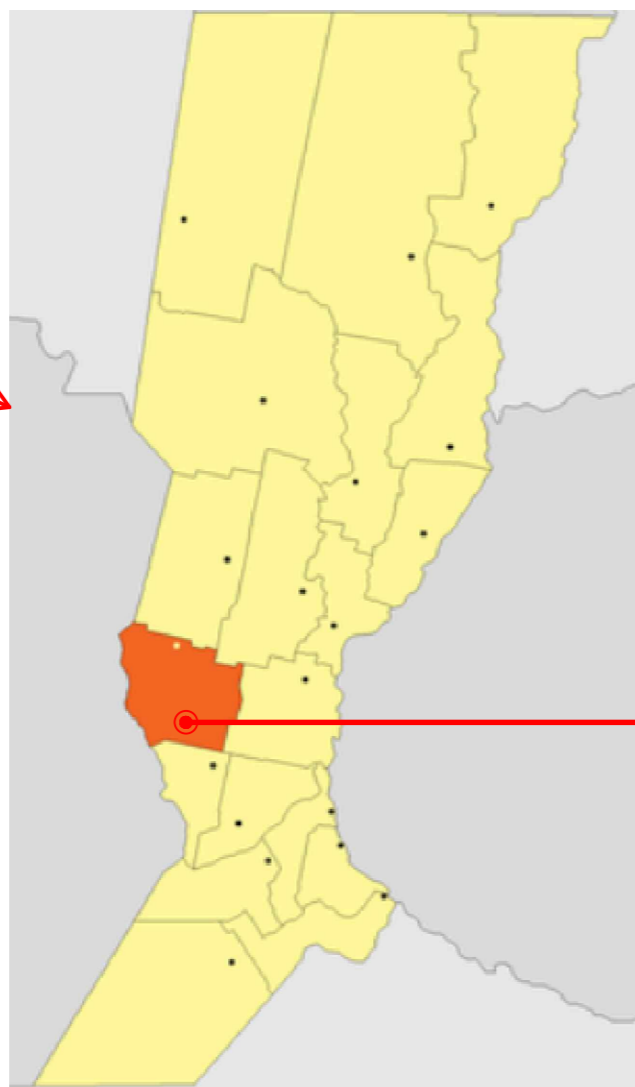
TERRENOS A URBANIZAR



UBICACIÓN GENERAL



PROVINCIA: Santa Fe



DEPTO: San Martín

EL TRÉBOL

El Trébol es una ciudad ubicada al Sur-Oeste de la provincia de Santa Fe. La localidad se encuentra aproximadamente a 150 km de Rosario y actualmente cuenta con un estimado de 13.500 habitantes.

REFERENCIAS

- Ferrocarril Existente
- Manzanas
- Terrenos a intervenir
- Ruta Provincial
- Canal 12 de Octubre

UNR - FCEIA - EIC

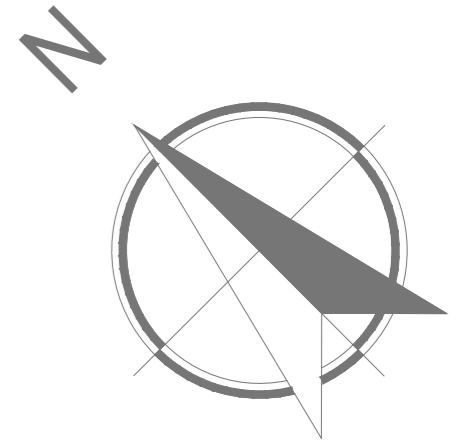
UBICACIÓN TERRENOS A URBANIZAR

ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:10000	PLANO Nº 1
			FECHA 14/02/24	



ESTUDIO HIDROLÓGICO DE SITUACIÓN ACTUAL

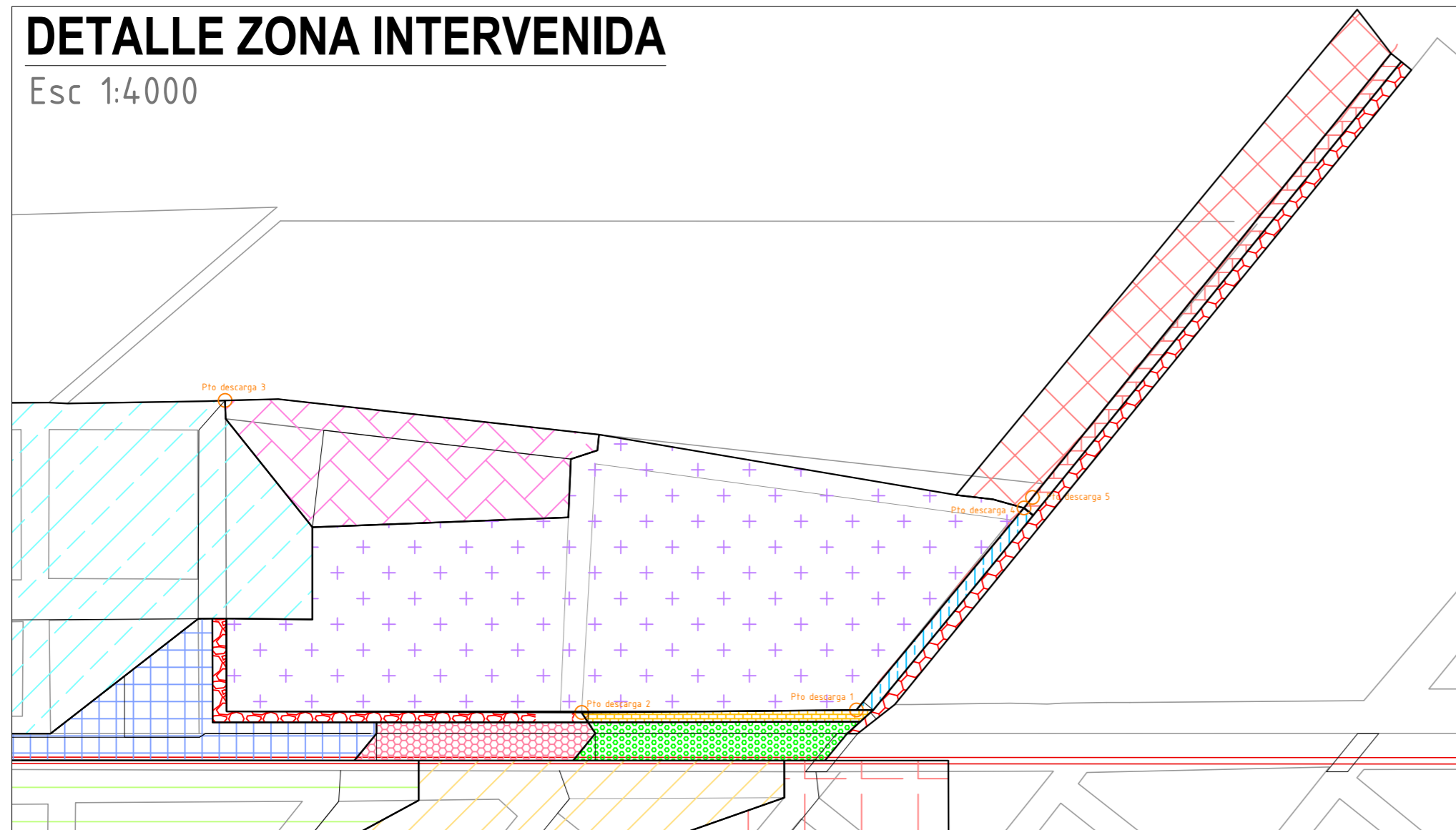
DEFINICIÓN DE SUBCUENCAS



(*) NOTA:
Los parámetros de caracterización de las 16 cuencas de aporte, se encuentra en el Anexo 2 del informe.

DETALLE ZONA INTERVENIDA

Esc 1:4000



REFERENCIAS

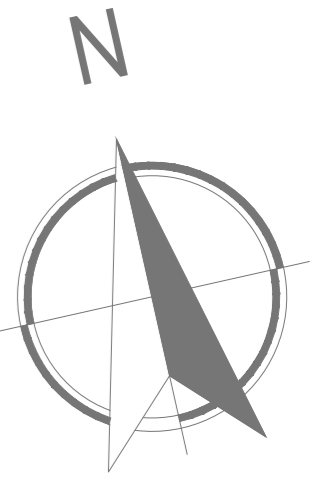
- Desague Transversal bajo F.F.C.C
- Conducto Desague Pluvial
- Ferrocarril Existente
- Manzanas
- Terrenos a intervenir
- Ruta Provincial

CUENCAS			
	Cuenca 01		Cuenca 05
	Cuenca 02		Cuenca 06
	Cuenca 03		Cuenca 07
	Cuenca 04		Cuenca 08
	Cuenca 09		Cuenca 10
	Cuenca 11		Cuenca 12
	Cuenca 13		Cuenca 14
	Cuenca 15		Cuenca 16

UNR - FCEIA - EIC				
ESTUDIO HIDROLÓGICO DE SITUACIÓN ACTUAL				
ALUMNOS		PROFESORES		PROYECTO IV
CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán		LUQUE, Analía		
URBANIZACIÓN EL TRÉBOL			ESCALA 1:10000	PLANO N° 2
			FECHA 14/02/24	

TOPOGRAFÍA Y CURVAS DE NIVEL

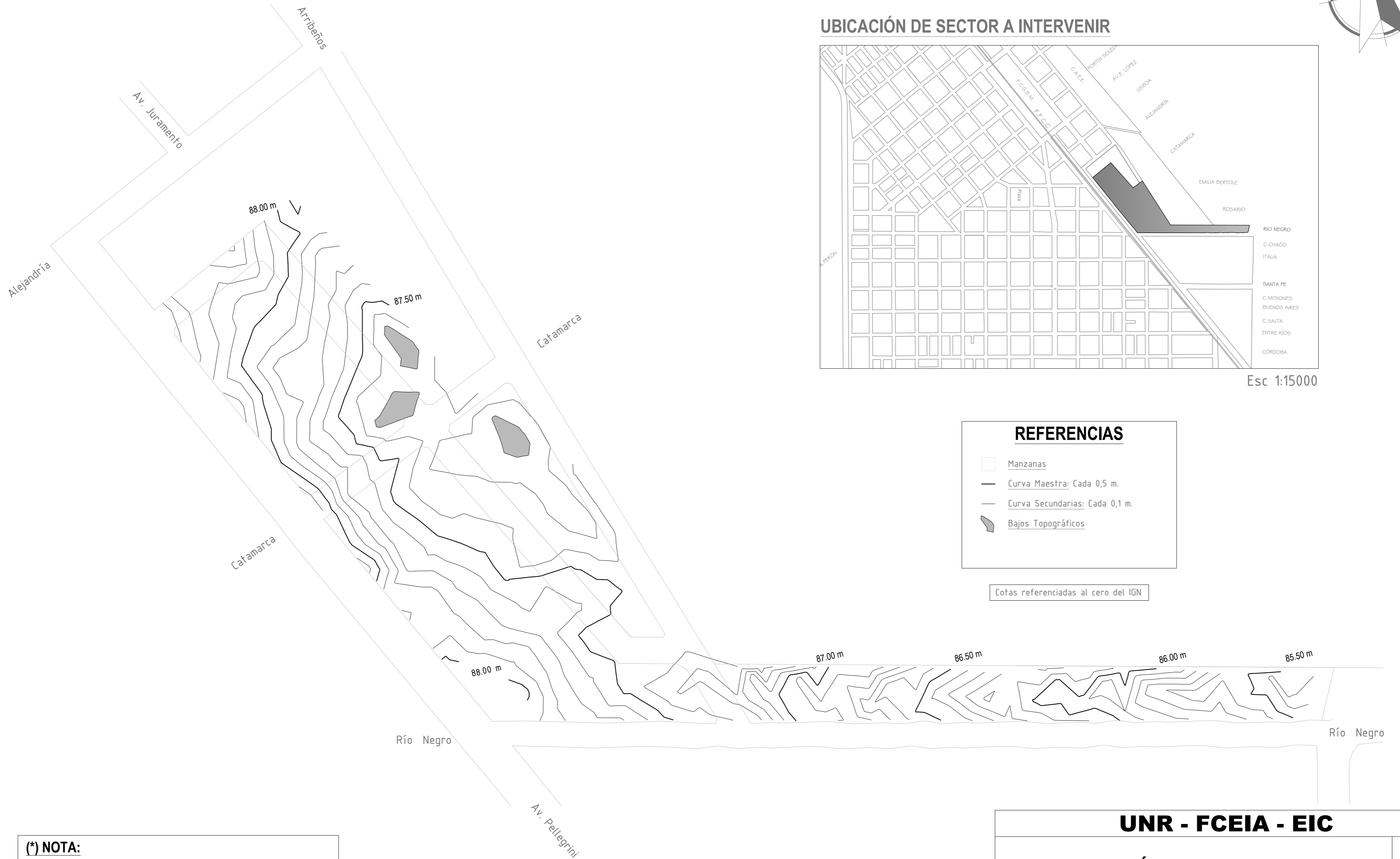
NIVELACIÓN DEL TERRENO







UBICACIÓN DE SECTOR A INTERVENIR



Esc 1:15000



REFERENCIAS

-  Manzanas
-  Curva Maestra: Cada 0,5 m.
-  Curva Secundarias: Cada 0,1 m.
-  Bajos Topográficos

Cotas referenciadas al cero del IGN

(*) NOTA:

La información correspondiente a las curvas de nivel fue obtenida de una nivelación de cotas realizada con estación total y cerrada en puntos fijos cercanos.

UNR - FCEIA - EIC

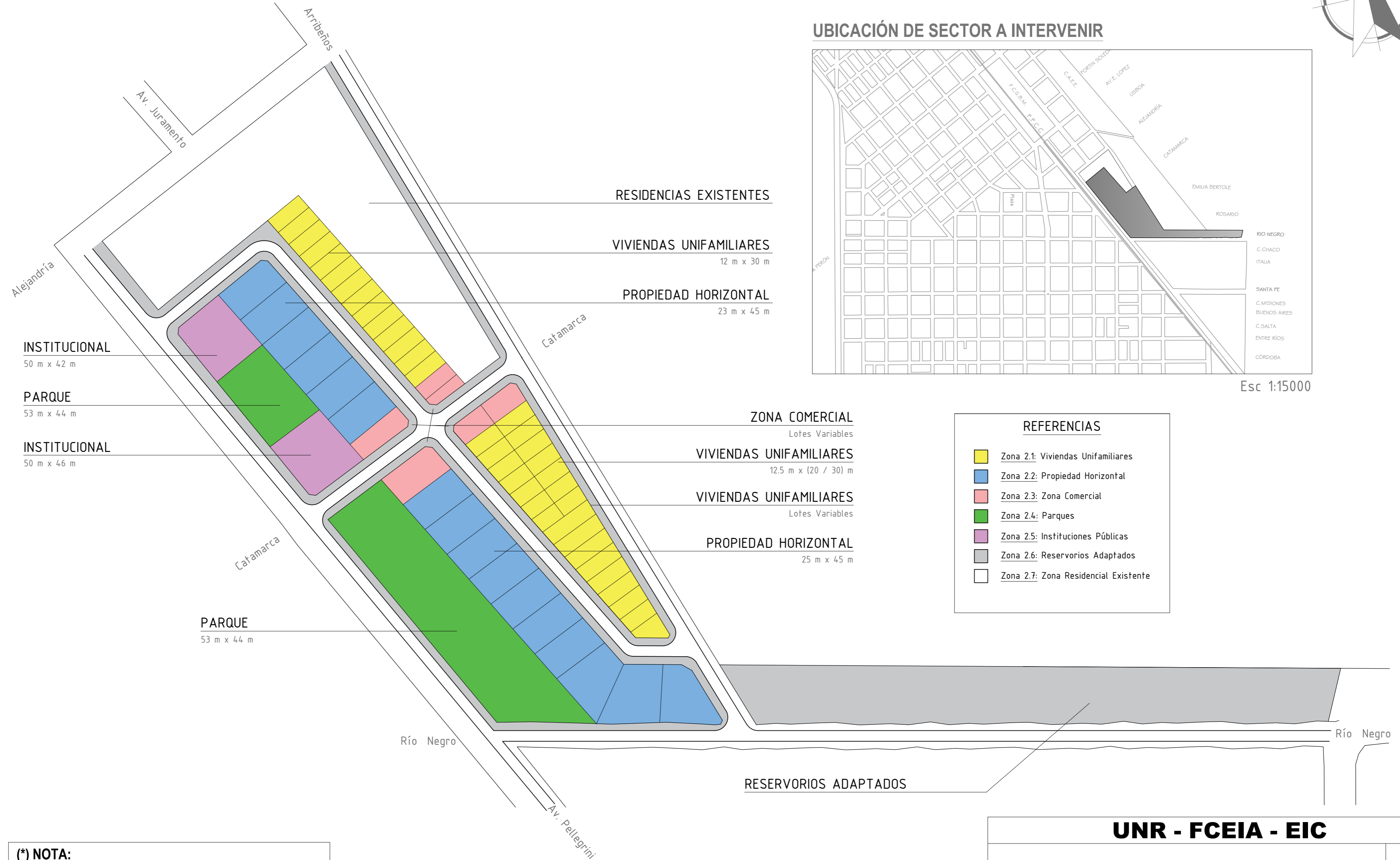
TOPOGRAFÍA Y CURVAS DE NIVEL



ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:2000 FECHA 14/02/24	PLANO N° 3
--	------------------------------------	--	---	----------------------

LOTEO Y ZONIFICACIÓN INTERNA

USOS DE SUELO



UBICACIÓN DE SECTOR A INTERVENIR



Esc 1:15000

REFERENCIAS

- Zona 2.1: Viviendas Unifamiliares
- Zona 2.2: Propiedad Horizontal
- Zona 2.3: Zona Comercial
- Zona 2.4: Parques
- Zona 2.5: Instituciones Públicas
- Zona 2.6: Reservorios Adaptados
- Zona 2.7: Zona Residencial Existente

INSTITUCIONAL
50 m x 42 m

PARQUE
53 m x 44 m

INSTITUCIONAL
50 m x 46 m

PARQUE
53 m x 44 m

RESIDENCIAS EXISTENTES

VIVIENDAS UNIFAMILIARES
12 m x 30 m

PROPIEDAD HORIZONTAL
23 m x 45 m

ZONA COMERCIAL
Lotes Variables

VIVIENDAS UNIFAMILIARES
12.5 m x (20 / 30) m

VIVIENDAS UNIFAMILIARES
Lotes Variables

PROPIEDAD HORIZONTAL
25 m x 45 m

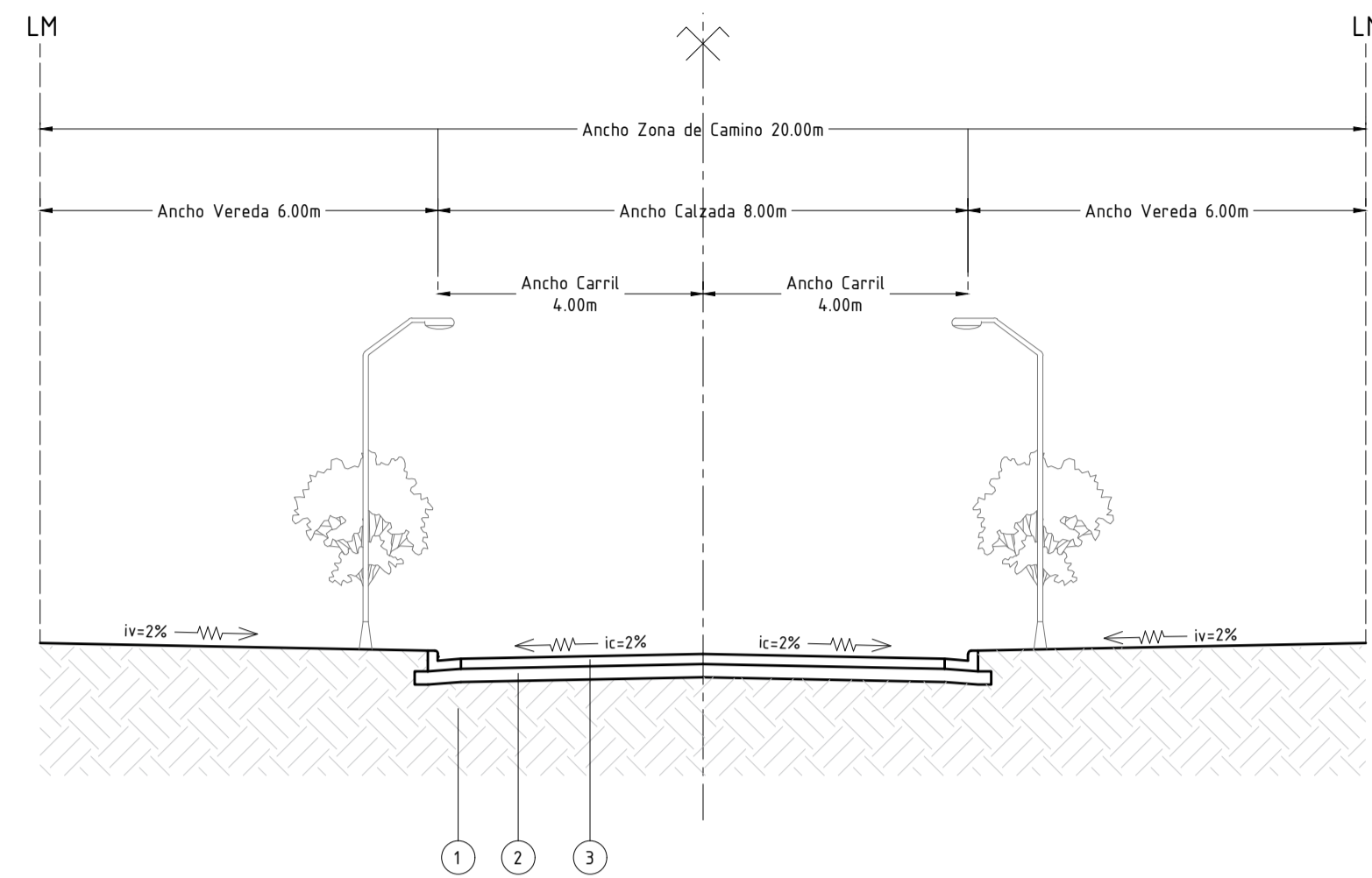
RESERVORIOS ADAPTADOS

(*) NOTA:
Se prohíbe el uso residencial en la zona de reservorios adaptados por su cercanía a las lagunas de estabilización.

UNR - FCEIA - EIC				
LOTEO Y ZONIFICACIÓN INTERNA				
ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:2000 FECHA 14/02/24	PLANO N° 4

PERFIL TIPO DE OBRA BÁSICO - CALLES PROYECTADAS

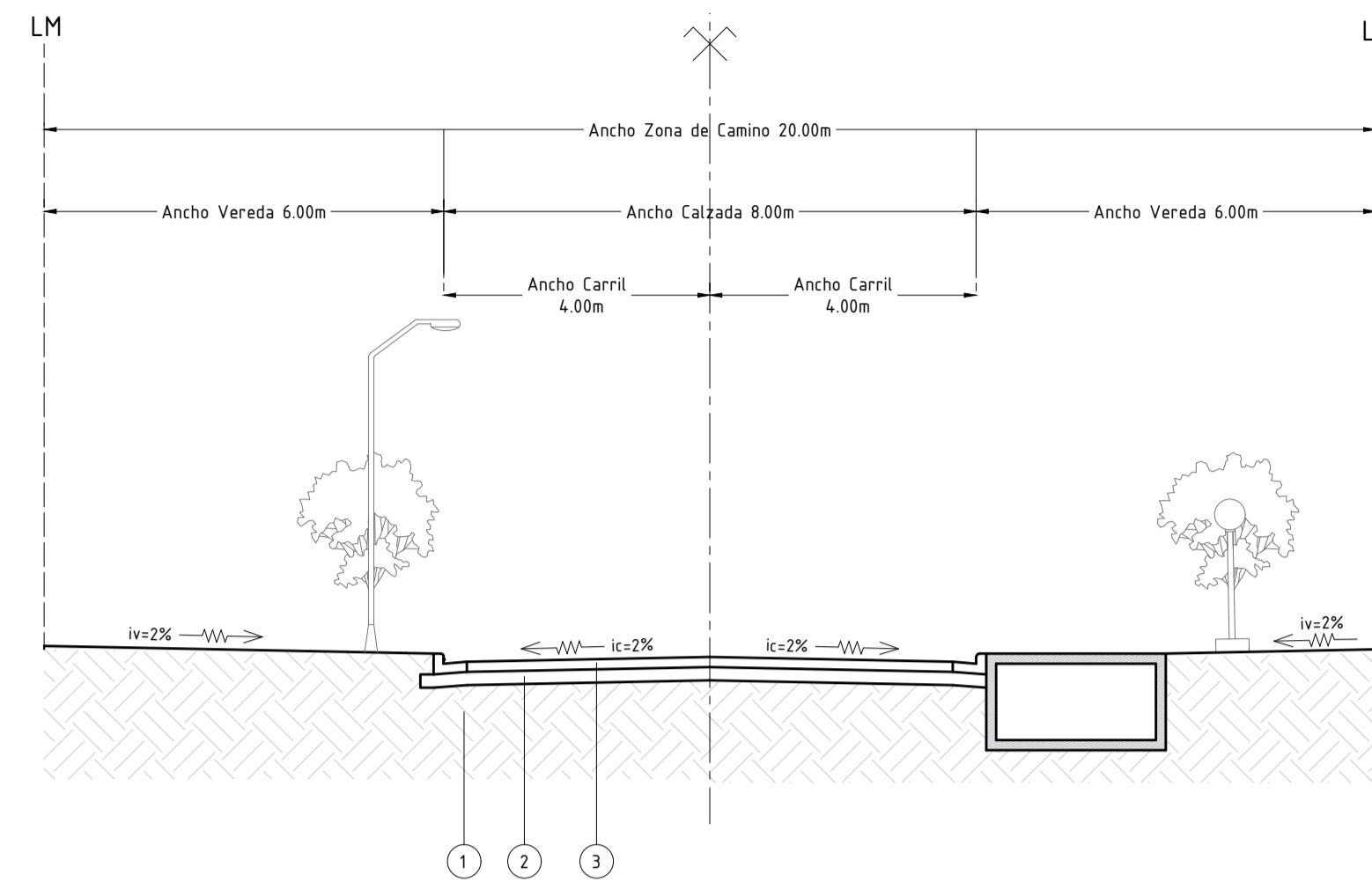
CALLE INTERNA



DISEÑO ESTRUCTURAL

- ① Preparación de la subrasante según especificaciones técnicas.
- ② Sub base de suelo-cal en 0.20m de espesor y 8.70m de ancho.
- ③ Estabilizado granular de 0.15m de espesor y 7.30m de ancho.

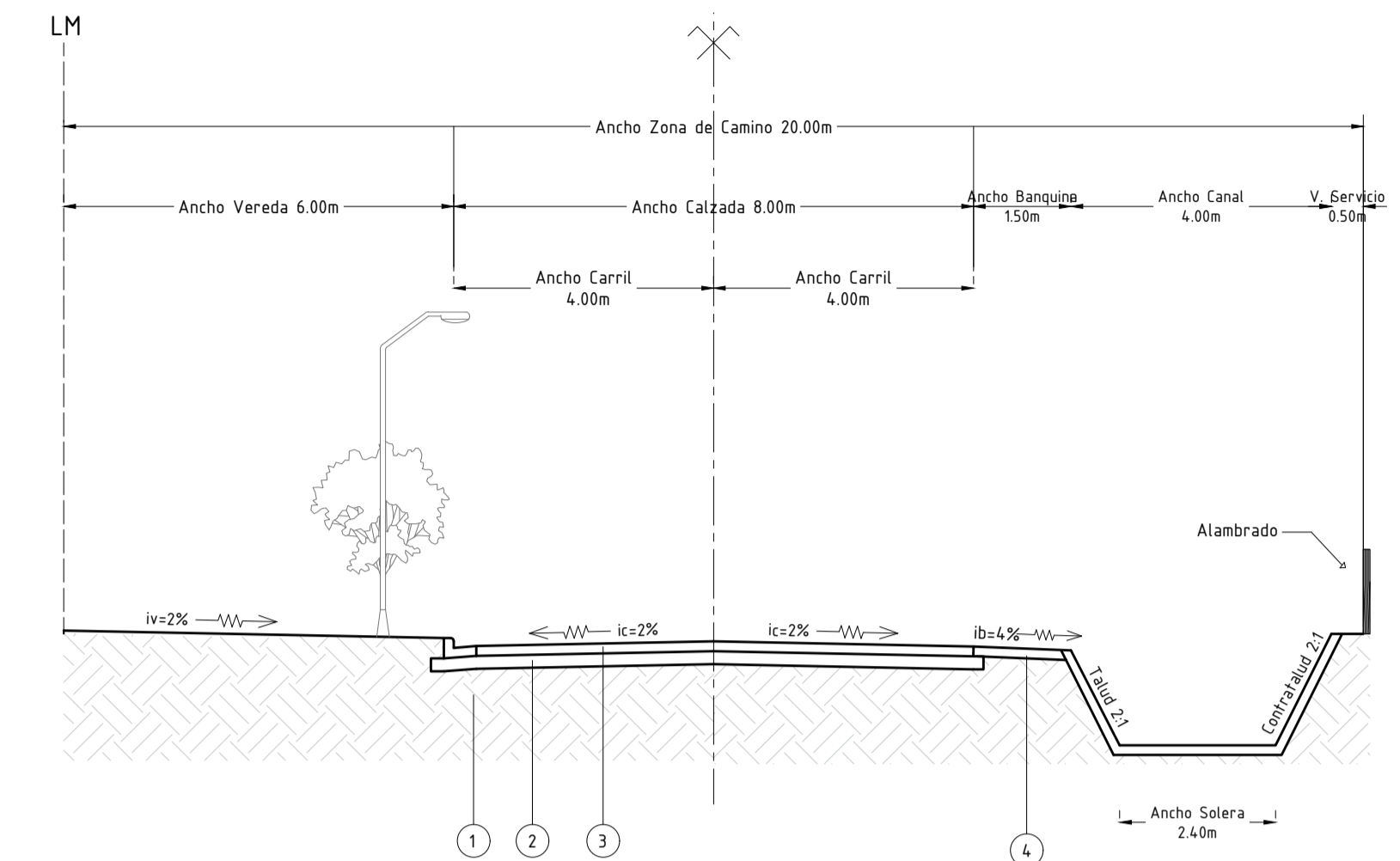
CALLE CATAMARCA



DISEÑO ESTRUCTURAL

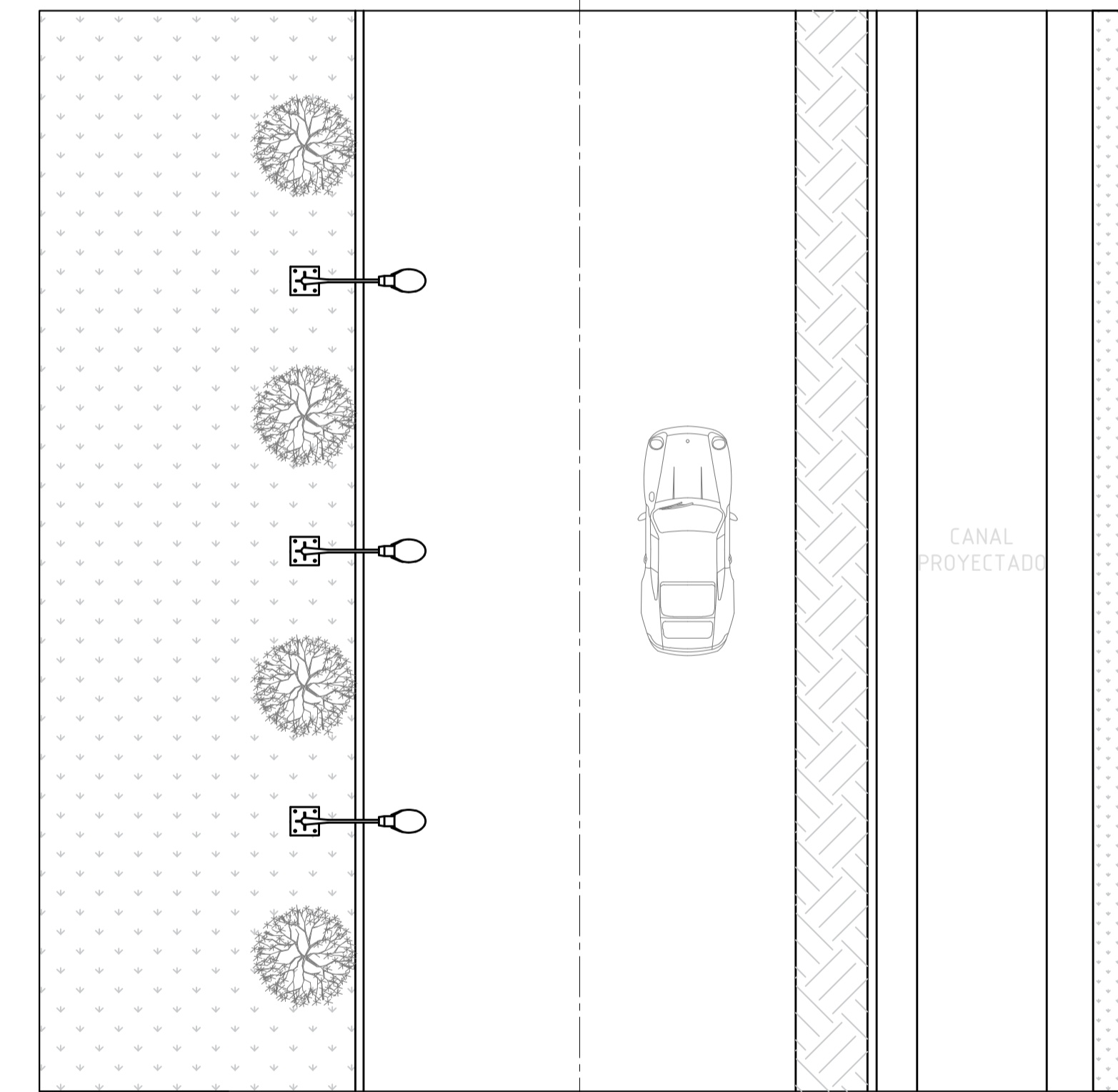
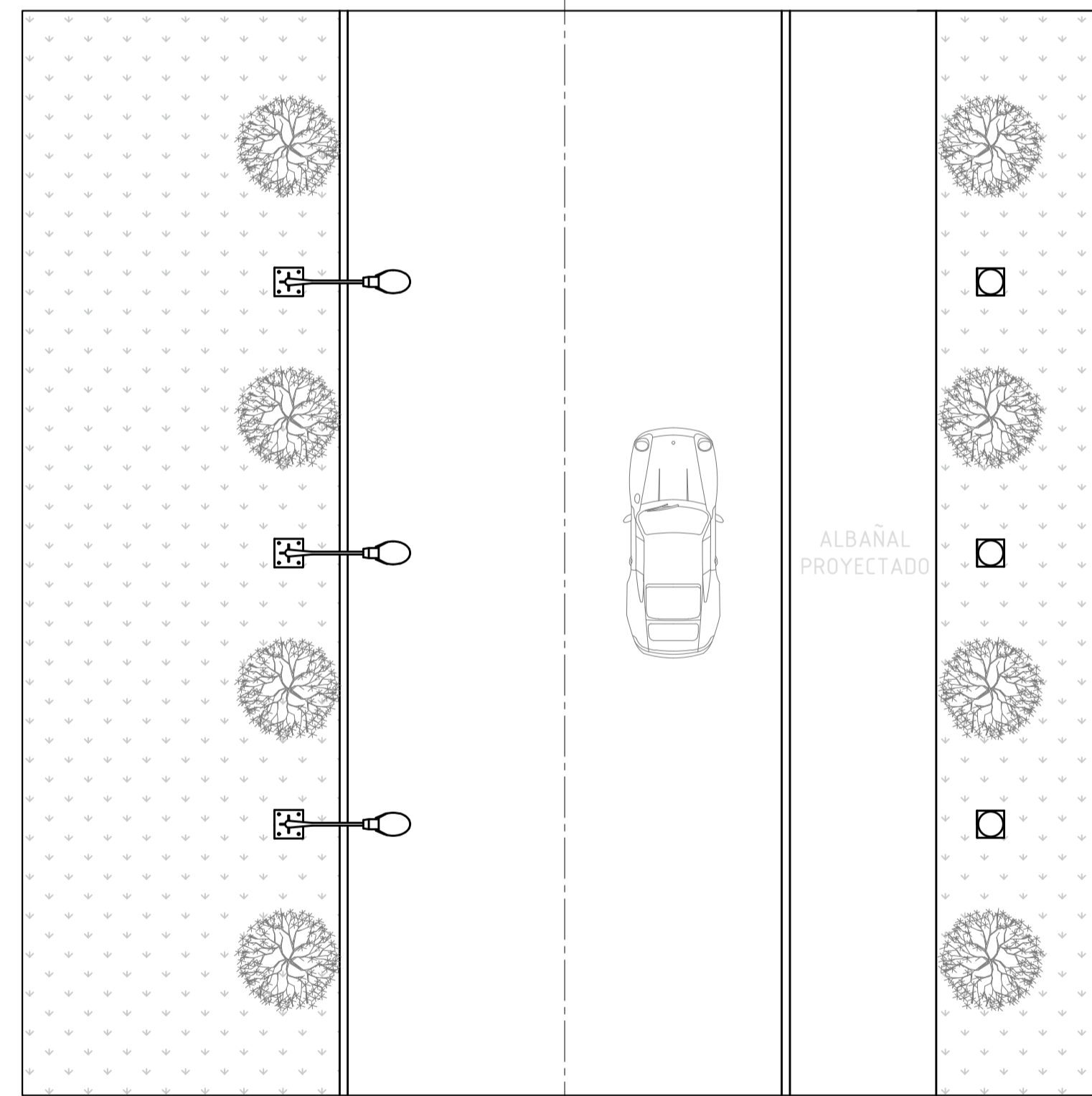
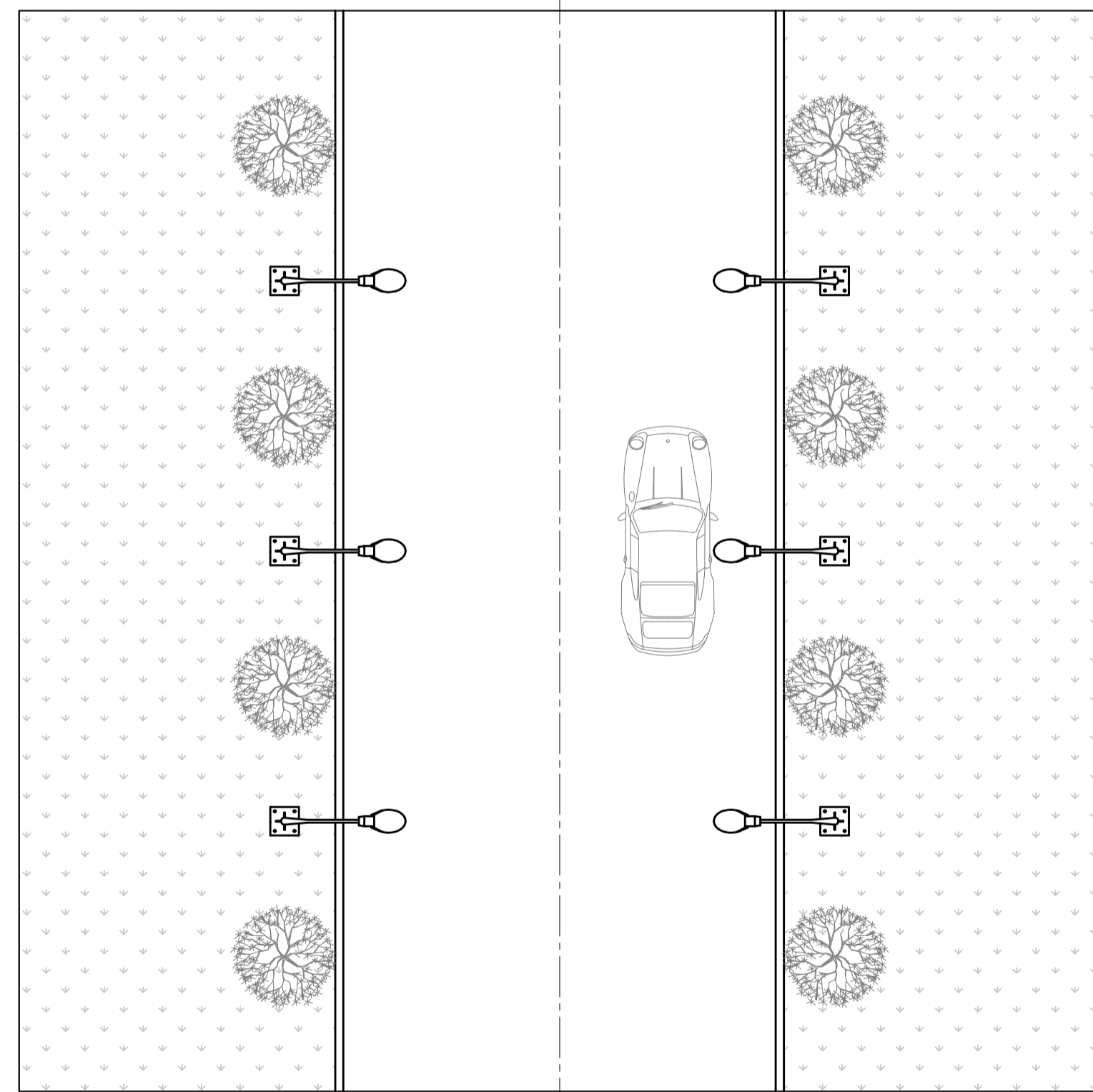
- ① Preparación de la subrasante según especificaciones técnicas.
- ② Sub base de suelo-cal en 0.20m de espesor y 8.50m de ancho.
- ③ Estabilizado granular de 0.15m de espesor y 7.30m de ancho.

CALLE ARRIBEÑOS

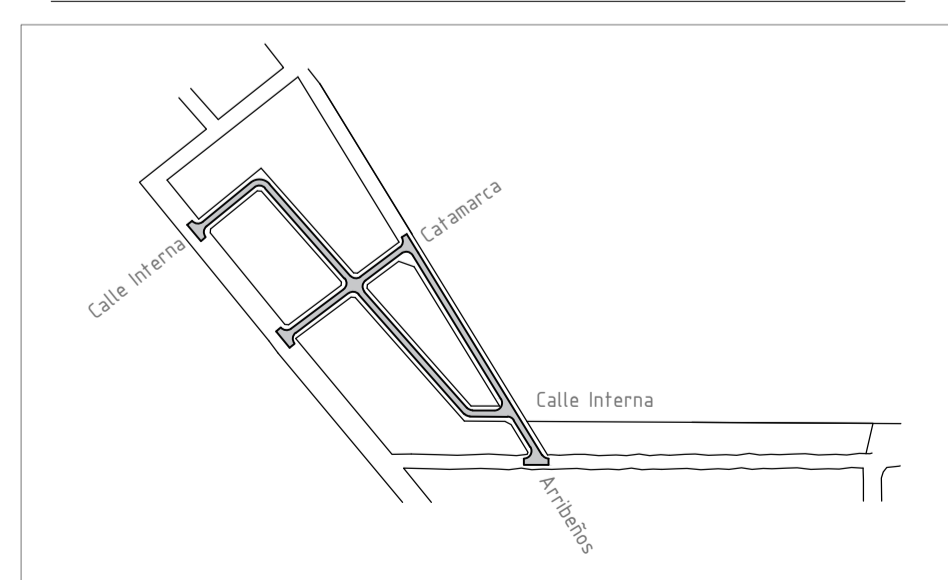


DISEÑO ESTRUCTURAL

- ① Preparación de la subrasante según especificaciones técnicas.
- ② Sub base de suelo-cal en 0.20m de espesor y 8.50m de ancho.
- ③ Estabilizado granular de 0.15m de espesor y 7.65 de ancho.
- ④ Banquina de estabilizado granular de 0.15m de espesor y 1.50m de ancho.



CALLES A INTERVENIR EN EL SECTOR



Esc 1:10000

REFERENCIAS

Proyecto	
ic=2%	Pendiente de calzada
iv=2%	Pendiente de vereda
ib=4%	Pendiente de banquina
-w->	Sentido de escurrimiento
①	Subrasante
②	Sub base
③	Estabilizado granular

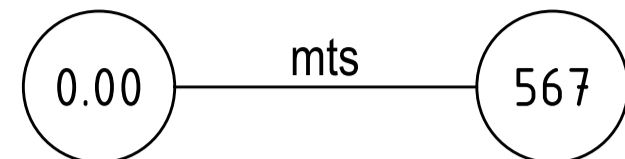
(*) NOTA:

Para la mayoría de los casos la iv será igual a 2%, salvo situaciones donde se adopte valores mayores por cuestiones constructivas. En el ancho de vereda se tiene una parte destinada a zona verde y otra a vereda propiamente dicha. Ver informe, inciso 4.2.1.1.

UNR - FCEIA - EIC			
PERFILES TIPO DE OBRA BÁSICA Y PAVIMENTOS			
ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	ESCALA 1:500 FECHA 14/02/24	PLANO N° 5
PROYECTO IV		URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	

CALLE INTERNA

PLANIALTIMETRÍA

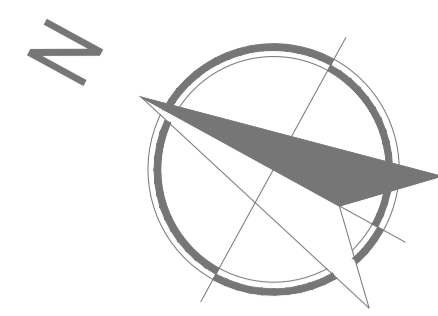


REFERENCIAS PLANIMÉTRICAS

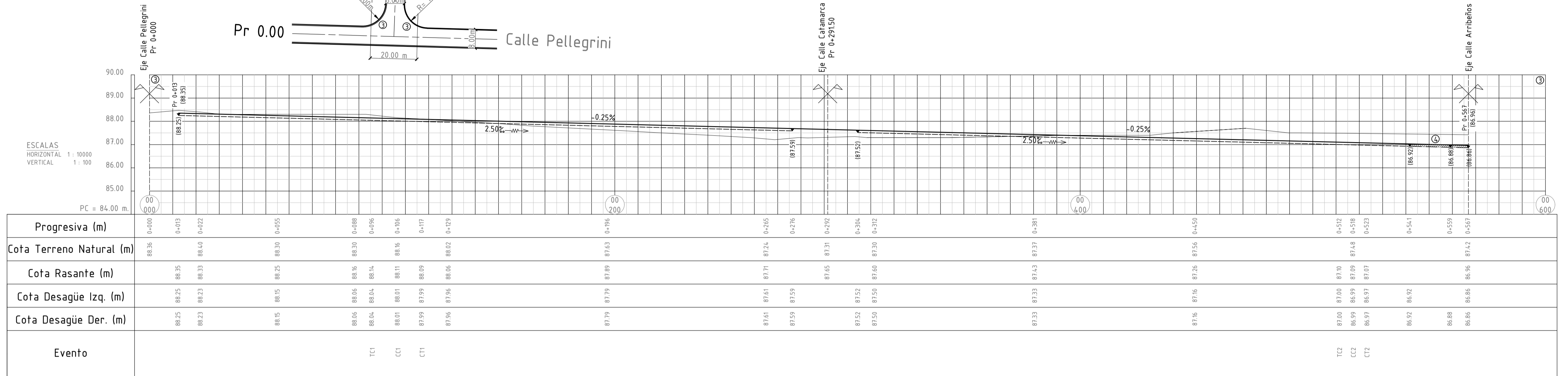
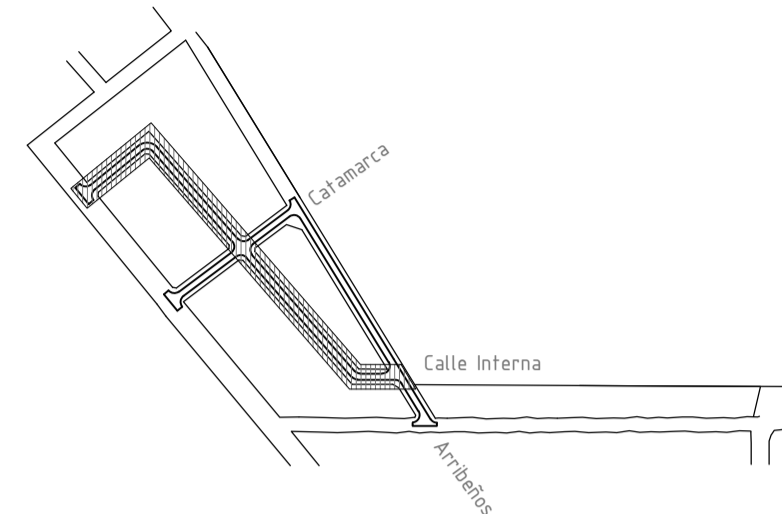
- Eje Zona de Camino
- Límites Zona de Camino
- Cordon Cuneta Projectado
- Vértice
- Alcantarilla Projectada
- Alcantarilla Existente
- Albañal projectado
- Canal projectado
- Sentido de escurrimiento según TN
- Baranda de Defensa
- Badén projectado

REFERENCIAS ALTIMÉTRICAS

- Rasante
- Terreno natural
- Desagüe Izquierdo
- Desagüe Derecho
- Ambos Desagüe
- Desagüe Albañal
- Sentido de escurrimiento
- ±2% Pendiente de calzada
- ±% Pendiente de desagüe
- Baranda
- Badén projectado

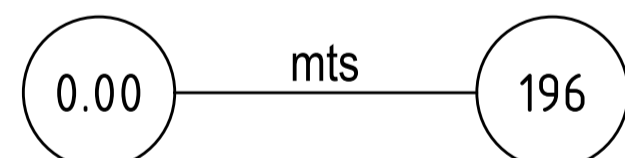


Ubicación



CALLE CATAMARCA

PLANIALTIMETRÍA



REFERENCIAS PLANIMÉTRICAS

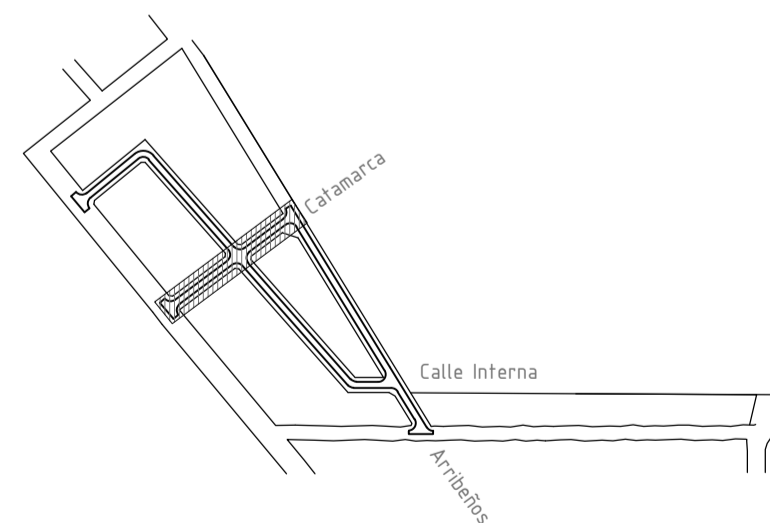
- Eje Zona de Camino
- Límites Zona de Camino
- Cordon Cuneta Projectado
- Vértice
- Alcantarilla Projectada
- Alcantarilla Existente
- Albañal projectado
- Canal projectado
- Sentido de escurrimiento según TN
- Baranda de Defensa
- Badén projectado

REFERENCIAS ALTIMÉTRICAS

- Rasante
- Terreno natural
- Desagüe Izquierdo
- Desagüe Derecho
- Ambos Desagüe
- Desagüe Albañal
- Sentido de escurrimiento
- ±2% Pendiente de calzada
- ±% Pendiente de desagüe
- Baranda
- Badén projectado



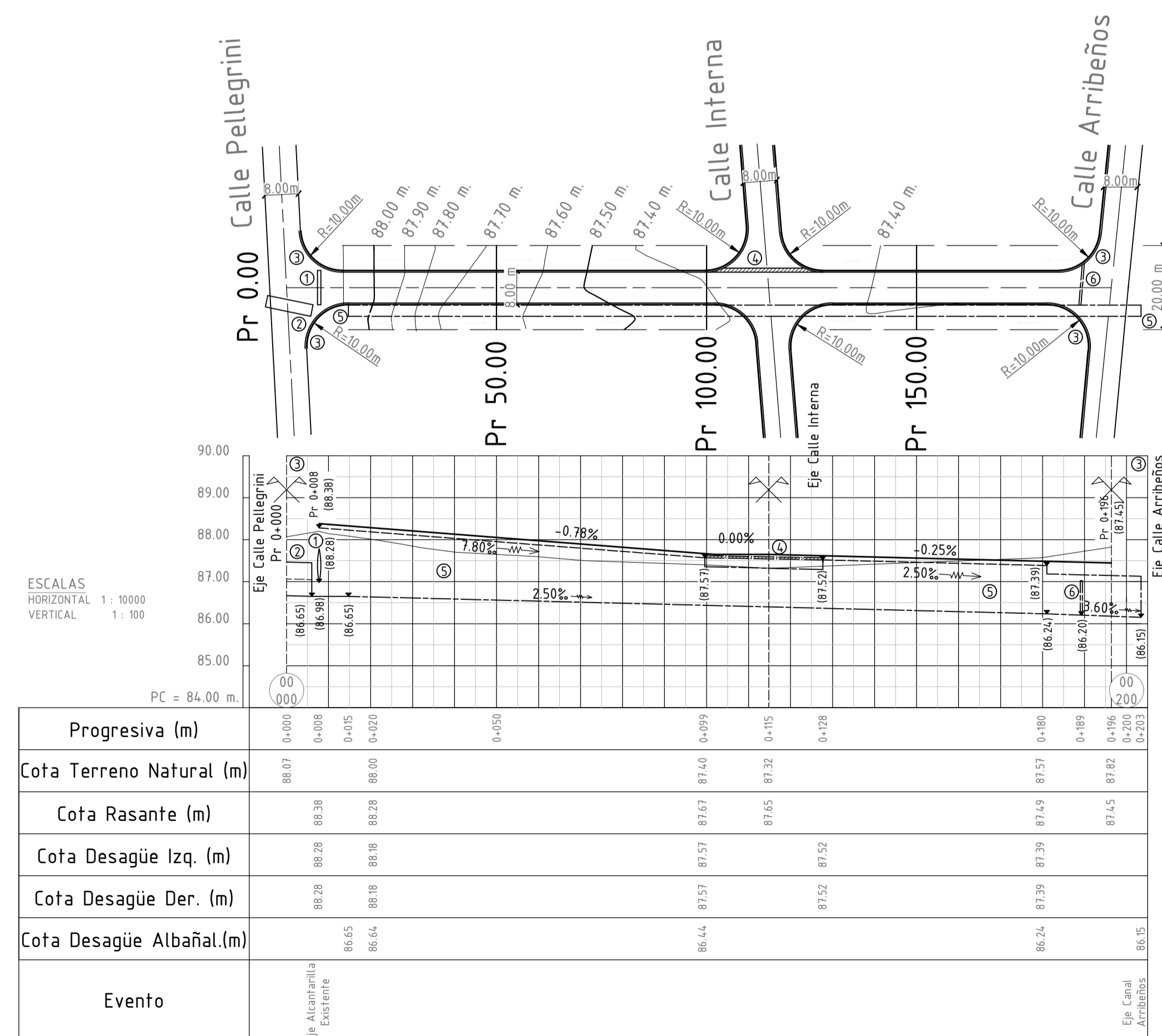
Ubicación



(*) NOTA:

Cotas referenciadas al cero del IGN.

Las referencias de obras proyectadas, son generales para ambas calles (Calle Interna y Catamarca).



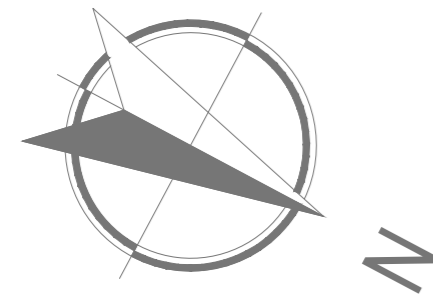
OBRAS PROYECTADAS

1. **ALCANTARILLA TRANSVERSAL EXISTENTE**
Materialidad = Hormigón Armado
a=90° ø=0.8 m Jexistente=8.20 m (la prolongar según necesidad)
Total lámina= 1 unidad
2. **ALCANTARILLA TRANSVERSAL EXISTENTE**
Materialidad = Hormigón Armado
a=90° ø=0.8 m Jexistente=11.00 m (la prolongar según necesidad)
a=90° ø=1.0 m Jexistente=11.00 m (la prolongar según necesidad)
Total lámina= 1 unidad
3. **CORDÓN CUNETA PROYECTADO**
S/ PLANO TIPO MUNICIPALIDAD EL TRÉBOL
Materialidad = Hormigón
Tipo H-17, Altura:0.15m; Ancho:0.50m
Total Lámina: 1520m
4. **BADÉN PROYECTADO**
S/ PLANO TIPO MUNICIPALIDAD EL TRÉBOL
Materialidad = Hormigón
Tipo H-17, Altura:0.05m; Ancho:100m
Total Lámina: 54.8 m
5. **ALBAÑAL PROYECTADO**
Materialidad = Hormigón Armado
Tipo H-25, L:2.70m; H:variable s/progresiva; Espesor: 0.15m
6. **ALBAÑAL PROYECTADO**
Materialidad = Hormigón Armado
Tipo H-25, L:0.50m; H:1,15m; Espesor: 0.15m

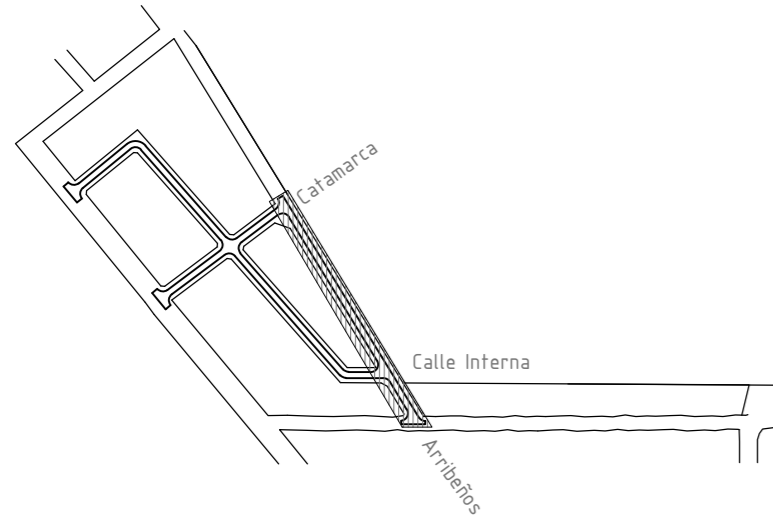
UNR - FCEIA - EIC

PLANIALTIMETRÍA CALLE INTERNA Y CALLE CATAMARCA

ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Iban	PROFESORES LUQUE, Analia	ESCALA En el plano PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	PLANO N° 6.1
---	-----------------------------	--	-----------------

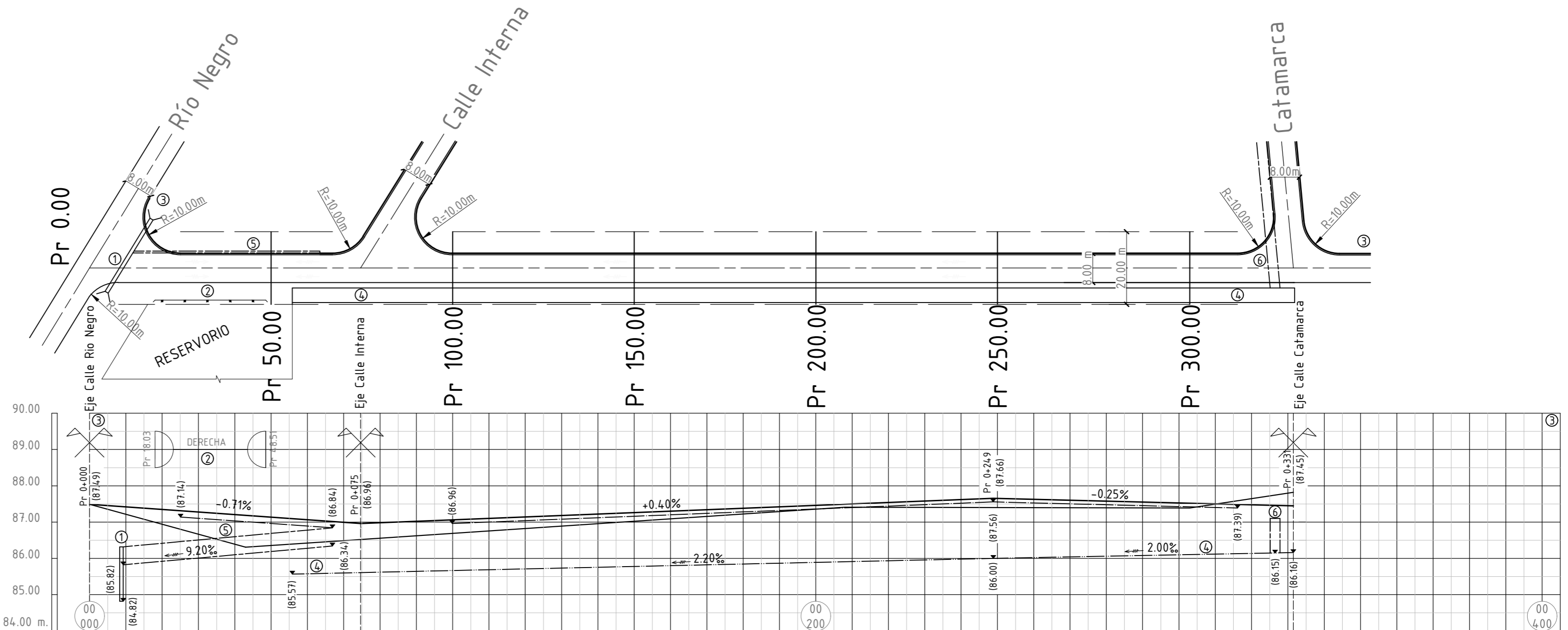


Ubicación



ESCALAS
HORIZONTAL 1 : 10000
VERTICAL 1 : 100

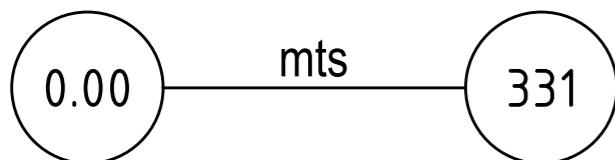
PC = 84.00 m.



Progresiva (m)	0+000	0+009	0+025	0+043	0+056	0+067	0+075	0+100	0+150	0+208	0+249	0+303	0+316	0+326	0+331	0+400
Cota Terreno Natural (m)	87.49			86.31			86.52			87.41		87.39		87.82		
Cota Rasante (m)	87.49			87.19			86.96			87.49		87.52		87.45		
Cota Desagüe Izq. (m)			87.14	87.02		86.84		86.96		87.39		87.42		87.39		
Cota Desagüe Der. (m)				87.57	87.57					85.91		86.10		86.13		86.16
Cota Desagüe Albañal.(m)	85.82			86.14		86.34										
Evento																

CALLE ARRIBEÑOS

PLANIALTIMETRÍA



(*) NOTA:
Cotas referenciadas al cero del IGN.

OBRAS PROYECTADAS

- ① **ALCANTARILLA TRANSVERSAL PROYECTADA**
S/ PLANO TIPO 0-4.1211-I MODIFICADO
Materialidad = Hormigón Armado
a=58°; L=1.00m ; H=1.50m; Jproyecto=23.65m
Total lámina= 1 unidad
- ② **BARANDA DE DEFENSA METÁLICA**
S/ PLANO TIPO H-10237
Clase "B" con alas terminales comunes
Poste pesado, conformado en frío
Largo útil:7.62m Total lámina: 30.48m
- ③ **CORDÓN CUNETA PROYECTADO**
S/ PLANO TIPO MUNICIPALIDAD EL TRÉBOL
Materialidad = Hormigón
Tipo H-17, Altura:0.15m; Ancho:0.50m
Total Lámina: 279.4m
- ④ **CANAL REVESTIDO PROYECTADO**
Materialidad = Hormigón
Tipo H-17, Bf:2.40m
Longitud Total = 276.00m
- ⑤ **ALBAÑAL PROYECTADO**
Materialidad = Hormigón Armado
Tipo H-25, L:0.50m; H:0.50m; Espesor: 0.15m
- ⑥ **ALBAÑAL PROYECTADO**
Materialidad = Hormigón Armado
Tipo H-25, L:2.70m; H:variable s/progresiva;
Espesor: 0.15 m

REFERENCIAS ALTIMÉTRICAS

- Rasante
- - - Terreno natural
- - - - Desagüe Izquierdo
- - - - Desagüe Derecho
- - - - Ambos Desagüe
- - - - Desagüe Albañal
- Sentido de escurrimiento
- +2% Pendiente de calzada
- 2% Pendiente de desagüe
- Baranda
- Badén proyectado

REFERENCIAS PLANIMÉTRICAS

- - - Eje Zona de Camino
- - - - Límites Zona de Camino
- Cordón Cuneta Proyectado
- Vértice
- Alcantarilla Proyectada
- Alcantarilla Existente
- - - Albañal proyectado
- Canal proyectado
- Sentido de escurrimiento
- Baranda de Defensa
- Badén proyectado

UNR - FCEIA - EIC

PLANIALTIMETRÍA CALLE ARRIBEÑOS

ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA En el plano FECHA 14/02/24	PLANO N° 6.2
--	------------------------------------	--	--	------------------------

CALLE INTERNA

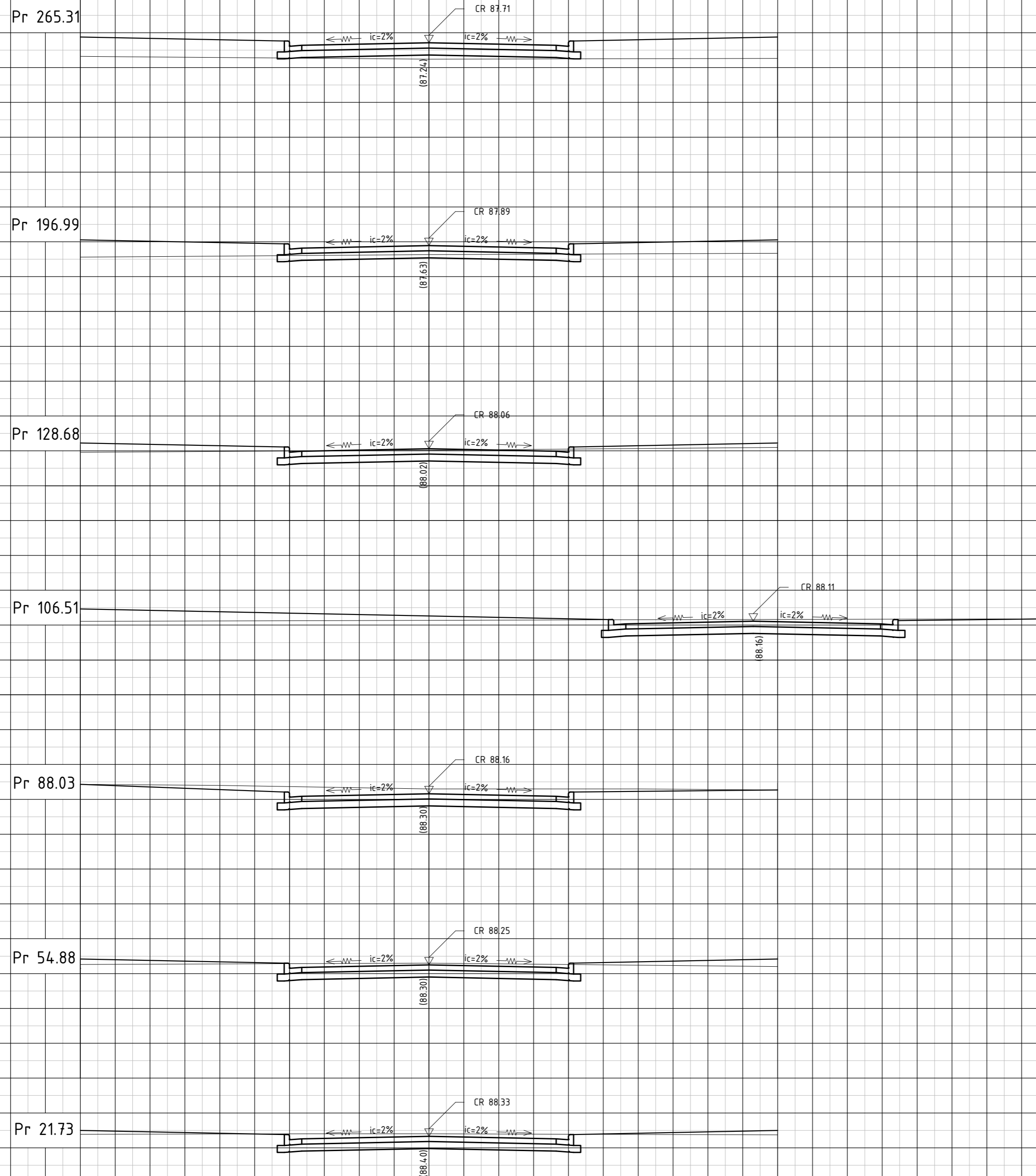
SECCIONES TRANSVERSALES

21.73 — mts — 265.31

REFERENCIAS	
	Proyecto
	Terreno natural
	Zona de vereda
CR 88.33	Cota de rasante
(88.40)	Cota de terreno natural
	Sentido de escurrimiento
ic=2%	Pendiente de calzada

(*) NOTA:

Siempre que la cota de vereda proyectada en la L.M. sea mayor a la cota de vereda existente en el mismo sitio, se realizará un relleno y perfilado del terreno comprendido por fuera de la zona de camino, con el objetivo de lograr un escurrimiento desde el loteo hacia la calzada.



UNR - FCEIA - EIC

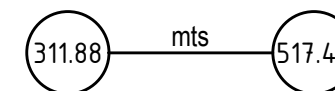
SECCIONES TRANSVERSALES






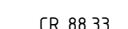
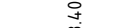
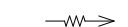
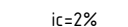
ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:100	PLANO N° 7.1
			FECHA 14/02/24	

CALLE INTERNA

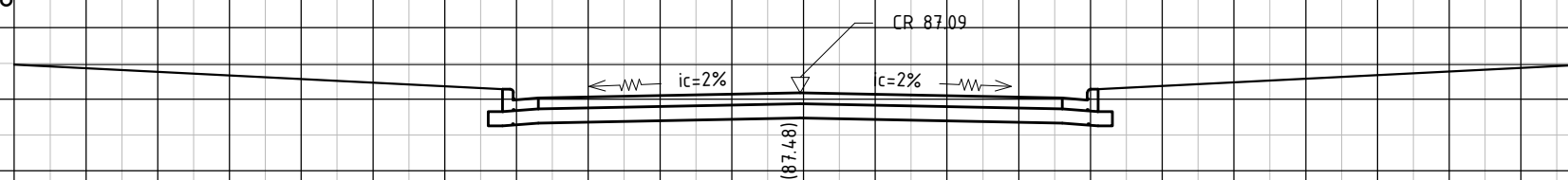
SECCIONES TRANSVERSALES



REFERENCIAS

-  Proyecto
-  Terreno natural
-  Zona de vereda
-  Cota de rasante
-  Cota de terreno natural
-  Sentido de escurrimiento
-  Pendiente de calzada

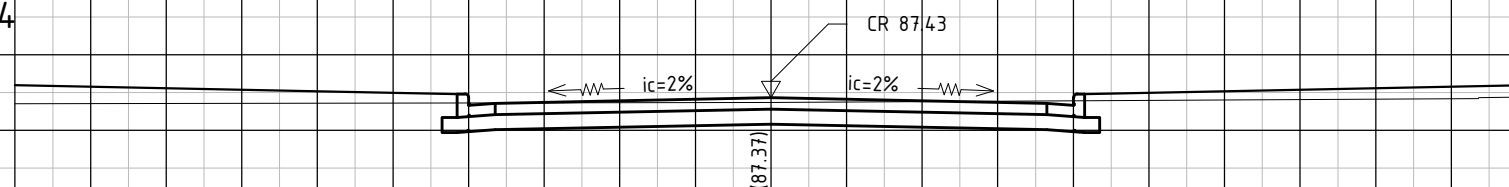
Pr 517.48



Pr 449.59



Pr 380.74



Pr 311.88



(*) NOTA:

Siempre que la cota de vereda proyectada en la L.M. sea mayor a la cota de vereda existente en el mismo sitio, se realizará un relleno y perfilado del terreno comprendido por fuera de la zona de camino, con el objetivo de lograr un escurrimiento desde el loteo hacia la calzada.

UNR - FCEIA - EIC

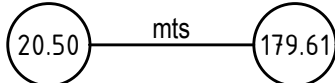
SECCIONES TRANSVERSALES



ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:100	PLANO N° 7.2
			FECHA 14/02/24	

CATAMARCA

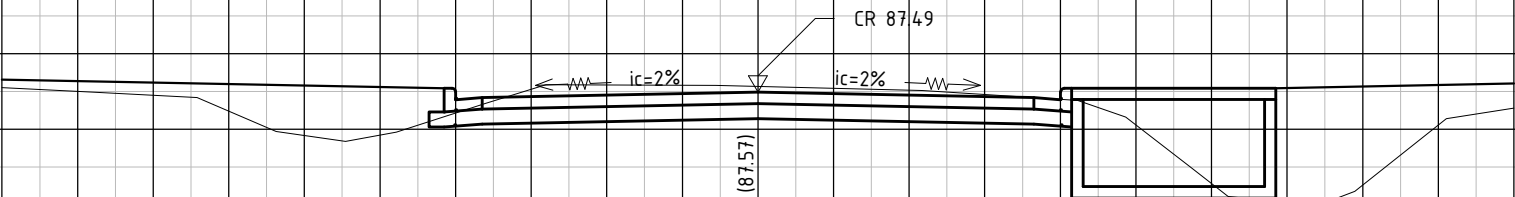
SECCIONES TRANSVERSALES



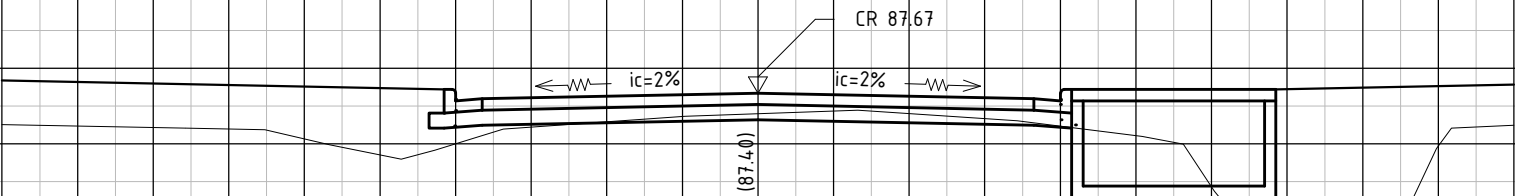
REFERENCIAS

- Proyecto
- Terreno natural
- Zona de vereda
- CR 88.33 Cota de rasante
- (88.40) Cota de terreno natural
- Sentido de escurrimiento
- ic=2% Pendiente de calzada

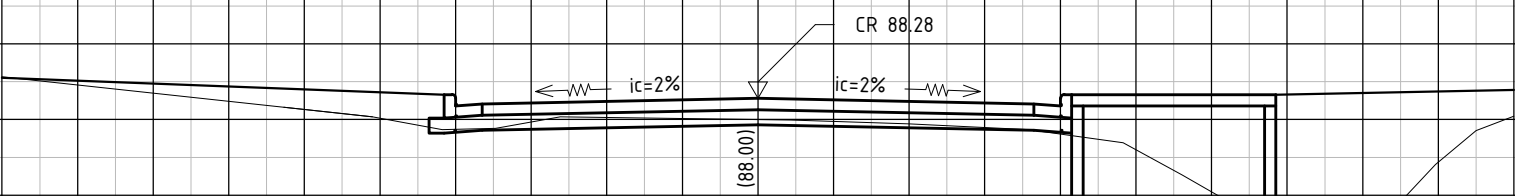
Pr 179.61



Pr 99.20



Pr 20.50



(*) NOTA:

Siempre que la cota de vereda proyectada en la L.M. sea mayor a la cota de vereda existente en el mismo sitio, se realizará un relleno y perfilado del terreno comprendido por fuera de la zona de camino, con el objetivo de lograr un escurrimiento desde el loteo hacia la calzada.

UNR - FCEIA - EIC

SECCIONES TRANSVERSALES











<p>ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán</p>	<p>PROFESORES LUQUE, Analía</p>	<p>PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL</p>	<p>ESCALA 1:100</p> <p>FECHA 14/02/24</p>	<p>PLANO N° 7.3</p>
---	---	---	---	---

ARRIBEÑOS

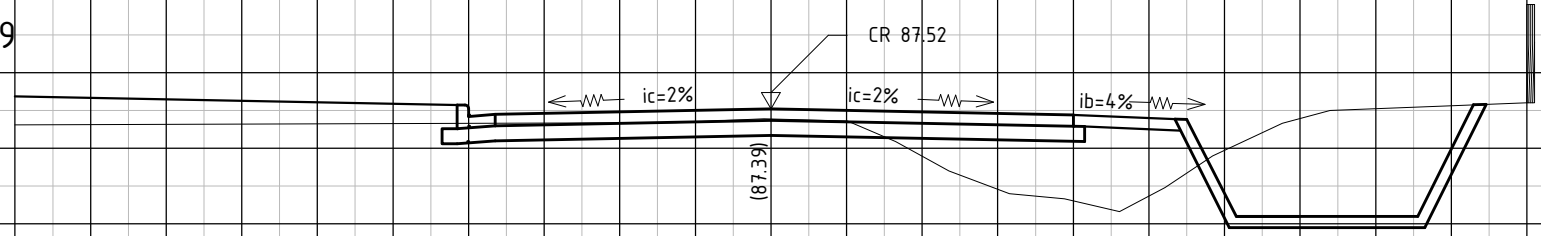
SECCIONES TRANSVERSALES

42.97 mts 302.99

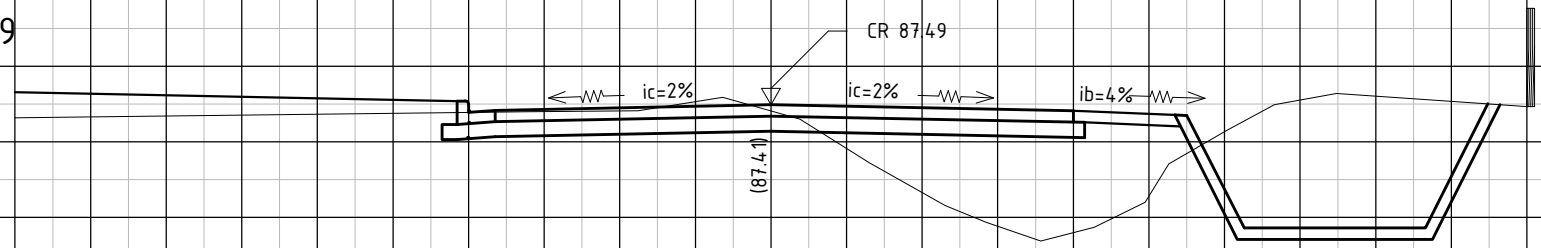
REFERENCIAS

-  Proyecto
-  Terreno natural
-  Zona de vereda
-  CR 88.33
-  Cota de rasante
-  Cota de terreno natural
-  Sentido de escurrimiento
-  ic=2%

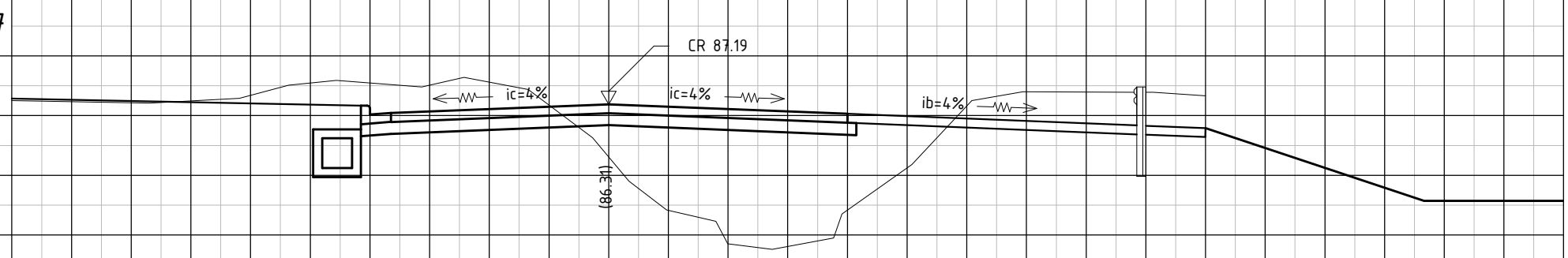
Pr 302.99



Pr 207.99



Pr 42.97



(*) NOTA:

Siempre que la cota de vereda proyectada en la L.M. sea mayor a la cota de vereda existente en el mismo sitio, se realizará un relleno y perfilado del terreno comprendido por fuera de la zona de camino, con el objetivo de lograr un escurrimiento desde el loteo hacia la calzada.

UNR - FCEIA - EIC

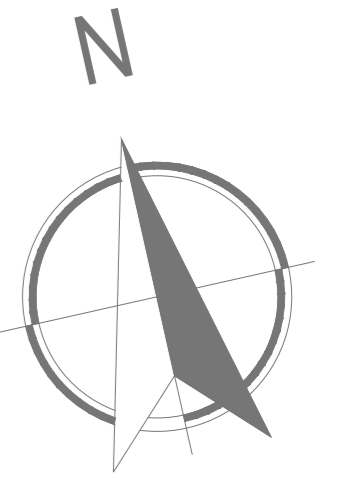
SECCIONES TRANSVERSALES

ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:100	PLANO N° 7.4
			FECHA 08/12/23	



MODELIZACIÓN RED DE AGUA POTABLE

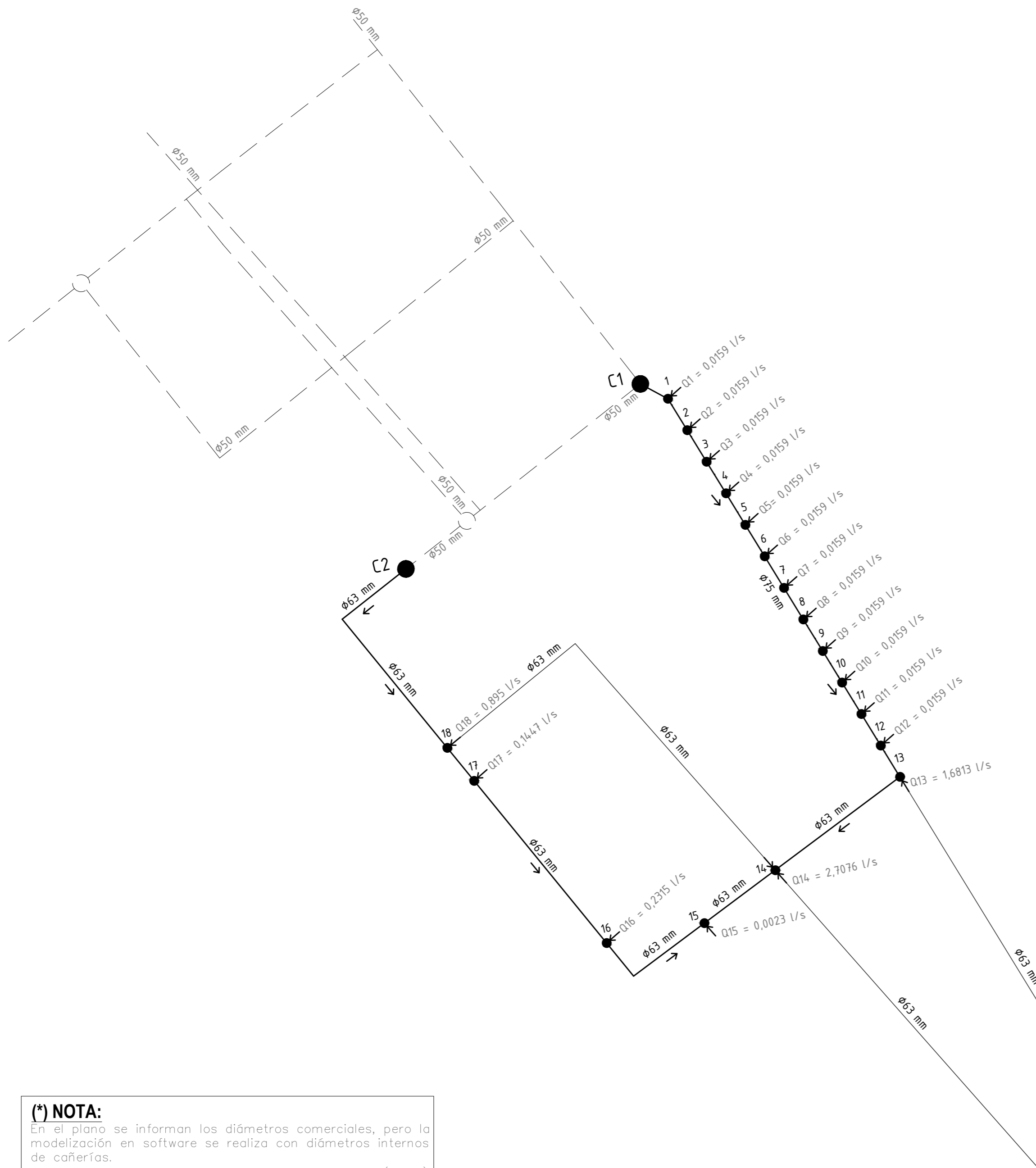
CÁLCULO EN EPANET



UBICACIÓN DE SECTOR A INTERVENIR



Esc 1:15000



REFERENCIAS

- Red Existente
- Red Primaria Proyectada
- Red Secundaria Proyectada
- Ci: Conexión a Red Existente
- 00: Nudos Red Primaria Proyectada
- ϕXX Diámetro Comercial de Cañerías (mm)
- Sentido de Escurrimiento
- Q1=0.0159 l/s Caudal

(*) NOTA:

En el plano se informan los diámetros comerciales, pero la modelización en software se realiza con diámetros internos de cañerías. Dichas cañerías son de polietileno de alta densidad (PEAD)

UNR - FCEIA - EIC

MODELIZACIÓN RED DE AGUA POTABLE



ALUMNOS
CHIABRANDO, Lucas
MATTER, Julián
SALOMÓN, Ilán

PROFESORES
LUQUE, Analía

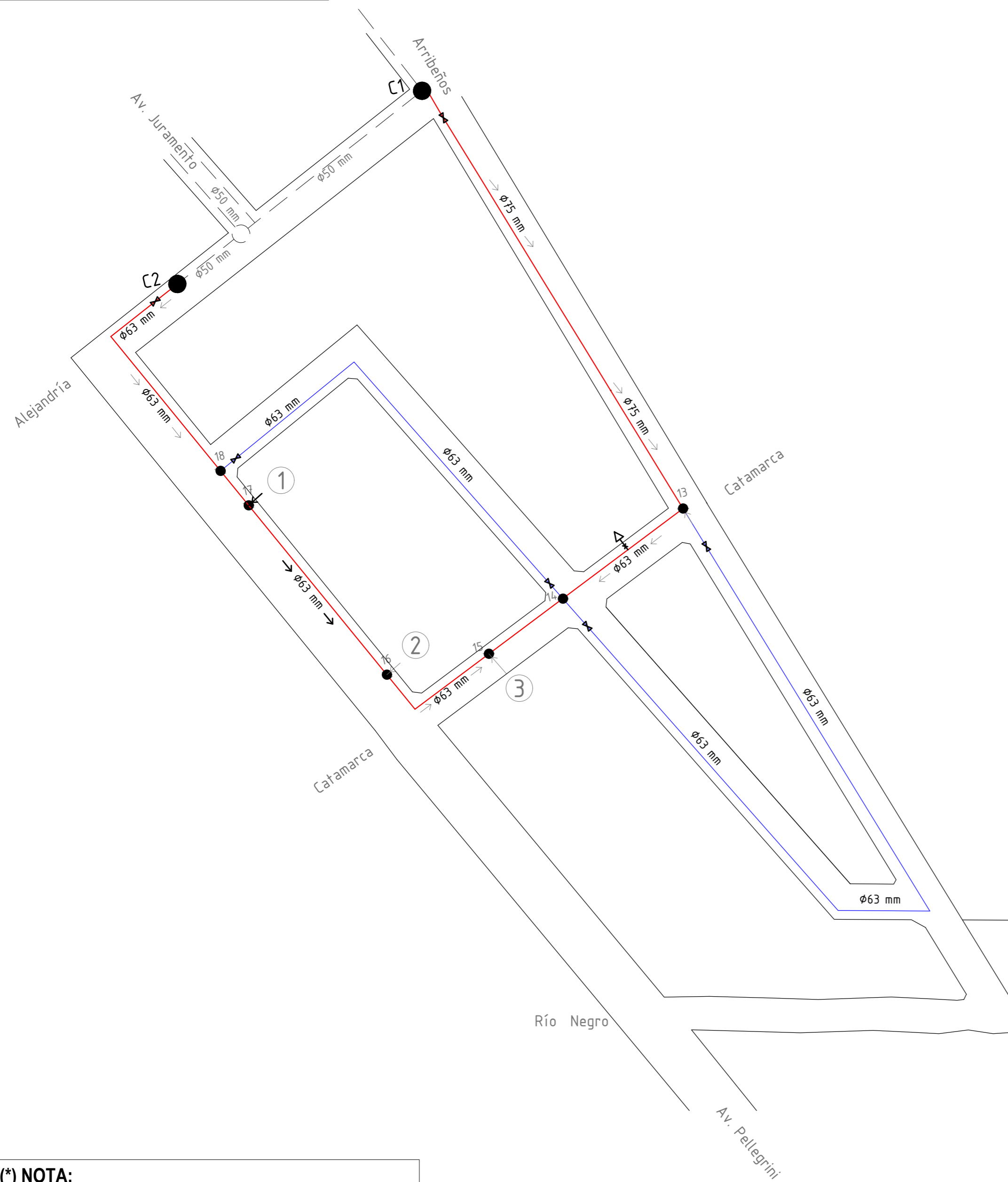
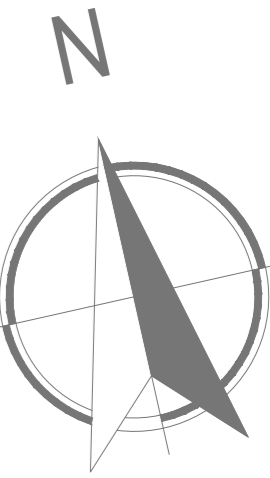
PROYECTO IV
URBANIZACIÓN EL TRÉBOL

ESCALA
1:2000
FECHA
14/02/24

PLANO N°
8.1

RED DE AGUA POTABLE PROYECTADA

PLANO DE PROYECTO



Esc 1:15000

REFERENCIAS

- Red Existente
- Red Primaria Proyectada
- Red Secundaria Proyectada
- Ci: Conexión a Red Existente
- 00: Nudos Red Primaria Proyectada
- ① Polo Educativo
- ② Polo Tecnológico
- ③ Parque Público
- ∅XX Diámetro Comercial de Cañerías (mm)
- Sentido de Escurrimiento
- ⊘ Válvula de Cierre
- ⊕ Hidrante
- ⊠ Toma para Motobomba

(*) NOTA:
Las cañerías son de polietileno de alta densidad (PEAD).

UNR - FCEIA - EIC

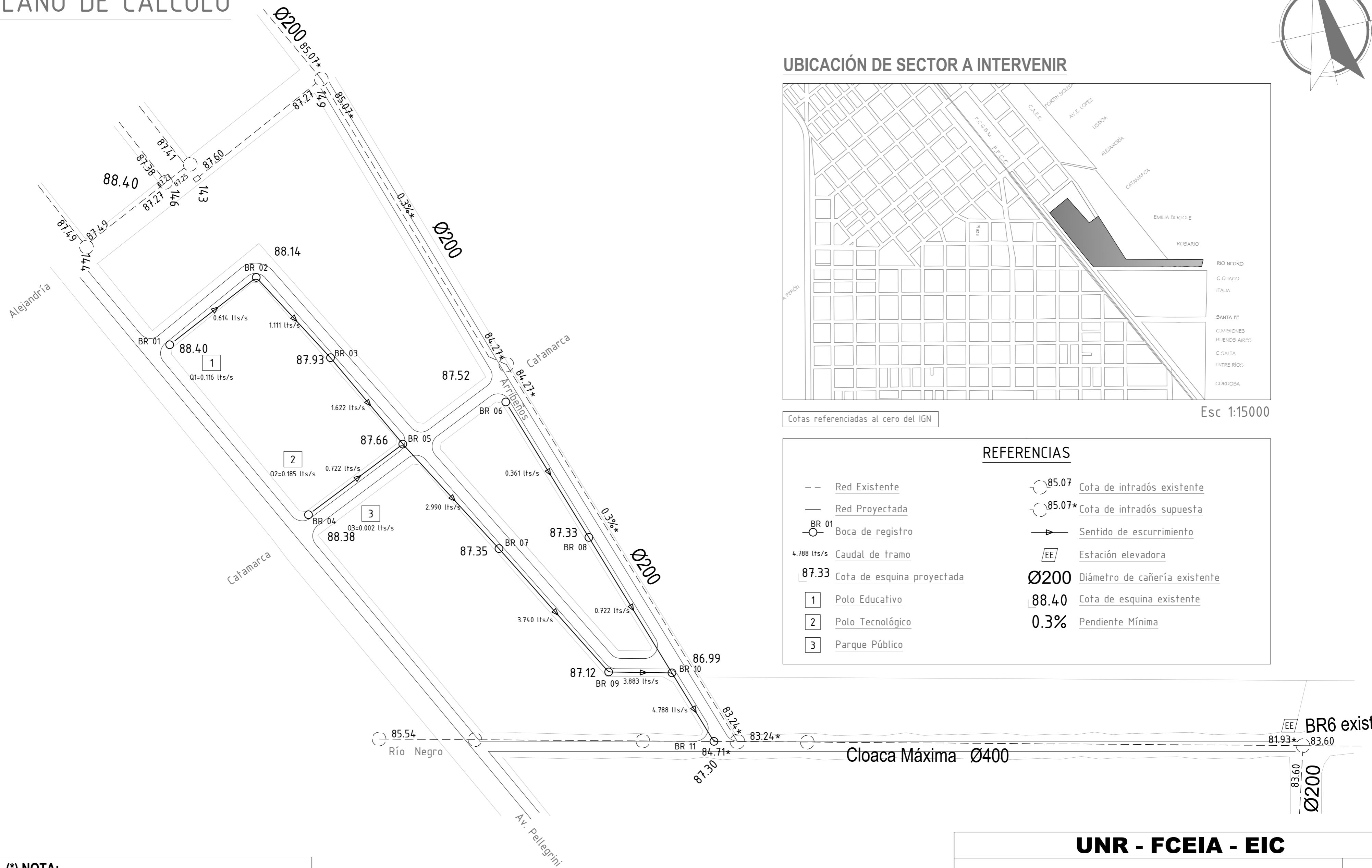
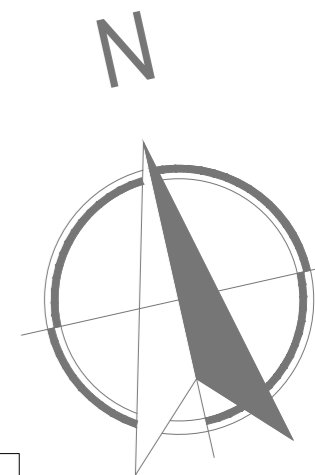
RED DE AGUA POTABLE PROYECTADA



ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:2000 FECHA 14/02/24	PLANO N° 8.2
--	------------------------------------	--	---	------------------------

RED DE CLOACA PROYECTADA

PLANO DE CÁLCULO



UBICACIÓN DE SECTOR A INTERVENIR



Cotas referenciadas al cero del IGN

Esc 1:15000

REFERENCIAS

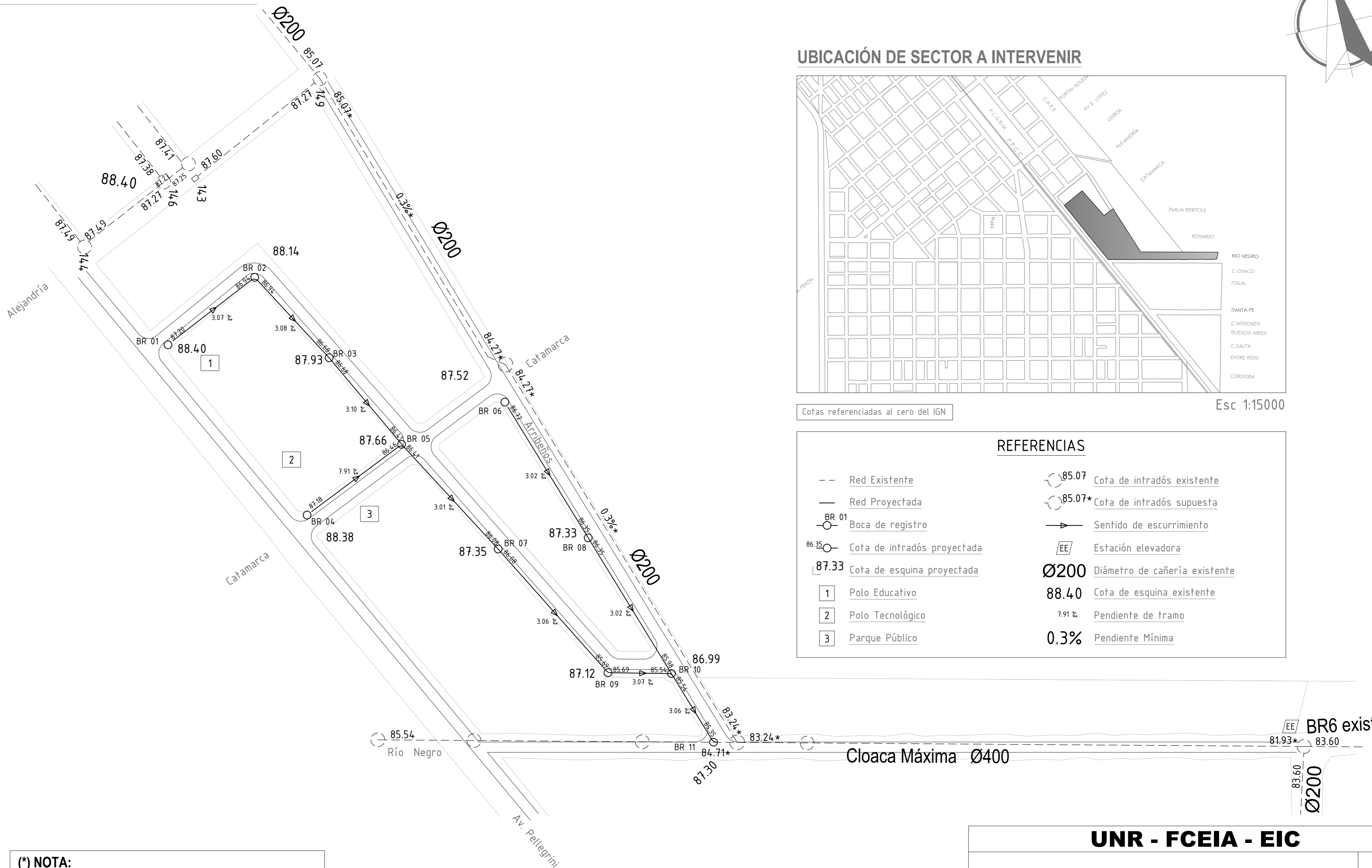
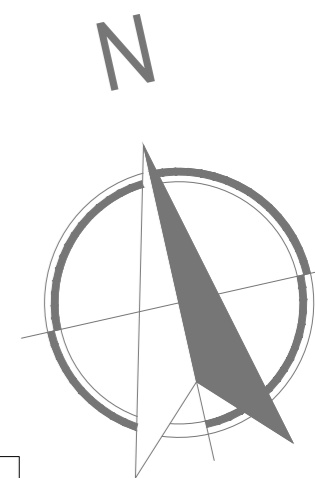
- Red Existente
- Red Proyectada
- BR 01 Boca de registro
- 4.788 lts/s Caudal de tramo
- 87.33 Cota de esquina proyectada
- 1 Polo Educativo
- 2 Polo Tecnológico
- 3 Parque Público
- 85.07 Cota de intradós existente
- 85.07* Cota de intradós supuesta
- Sentido de escurrimiento
- EE Estación elevadora
- Ø200 Diámetro de cañería existente
- 88.40 Cota de esquina existente
- 0.3% Pendiente Mínima

(*) NOTA:
 Las cañerías son de polietileno de alta densidad (PEAD).
 La ubicación de la EE es tentativa, ya que debe realizarse un estudio de factibilidad. Ver informe.

UNR - FCEIA - EIC				
RED DE CLOACA PROYECTADA				FCEIA
ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:2000	PLANO N° 9.1
			FECHA 14/02/24	

RED DE CLOACA PROYECTADA

PLANO DE PROYECTO



UBICACIÓN DE SECTOR A INTERVENIR



Cotas referenciadas al cero del IGN

Esc 1:15000

REFERENCIAS

- Red Existente
- Red Proyectada
- BR 01 Boca de registro
- 86.35 Cota de intradós proyectada
- 87.33 Cota de esquina proyectada
- 1 Polo Educativo
- 2 Polo Tecnológico
- 3 Parque Público
- 85.07 Cota de intradós existente
- 85.07* Cota de intradós supuesta
- Sentido de escurrimiento
- EE Estación elevadora
- Ø200 Diámetro de cañería existente
- 88.40 Cota de esquina existente
- 7.91 % Pendiente de tramo
- 0.3% Pendiente Mínima

(*) NOTA:

Las cañerías son de polietileno de alta densidad (PEAD).
 La ubicación de la EE es tentativa, ya que debe realizarse un estudio de factibilidad. Ver informe.
 Los diámetros internos de las cañerías proyectadas son de 160 mm.

UNR - FCEIA - EIC

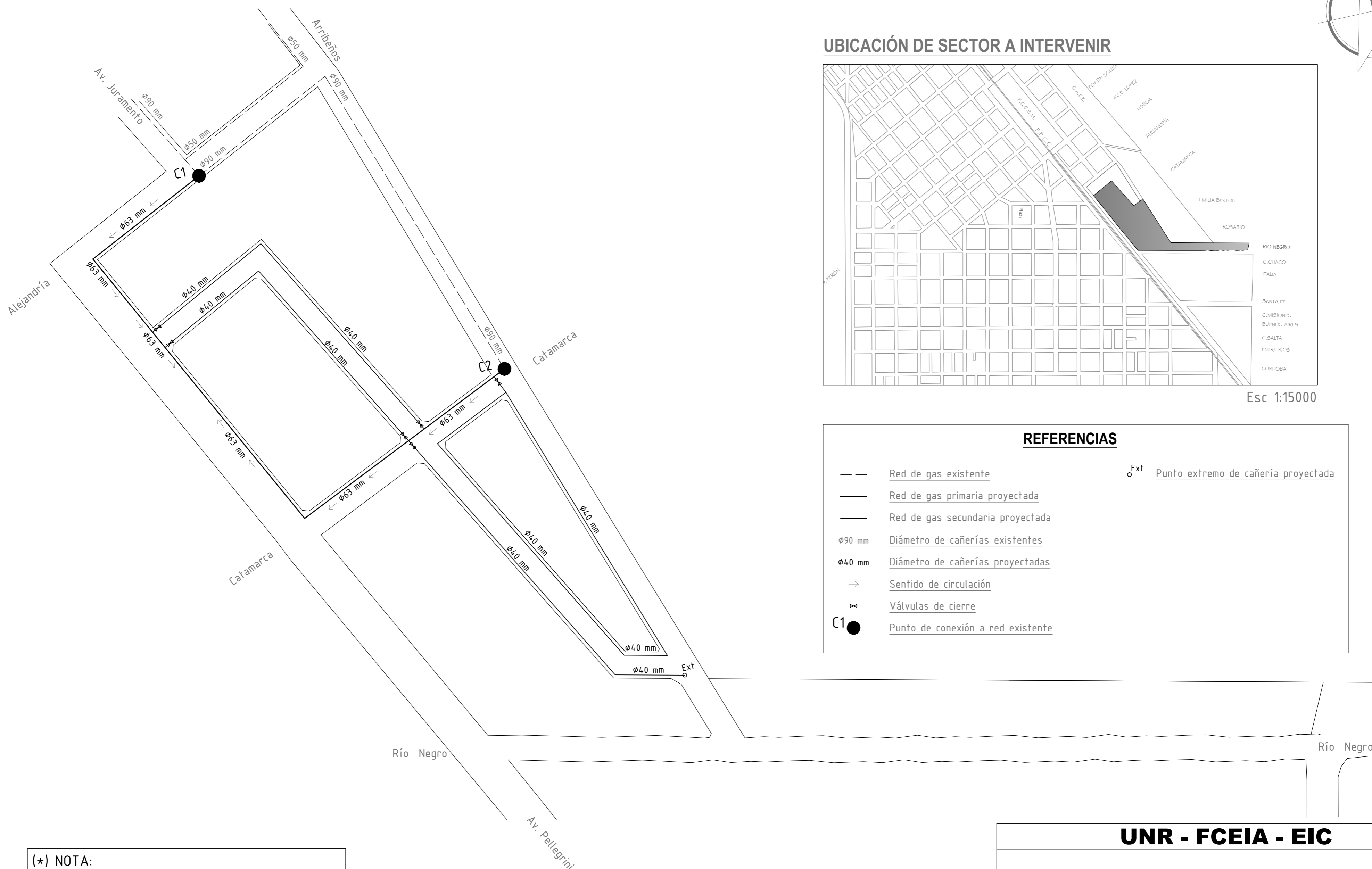
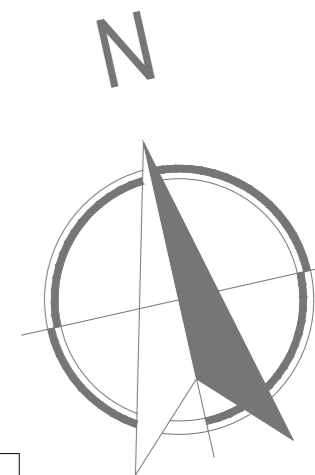
RED DE CLOACA PROYECTADA



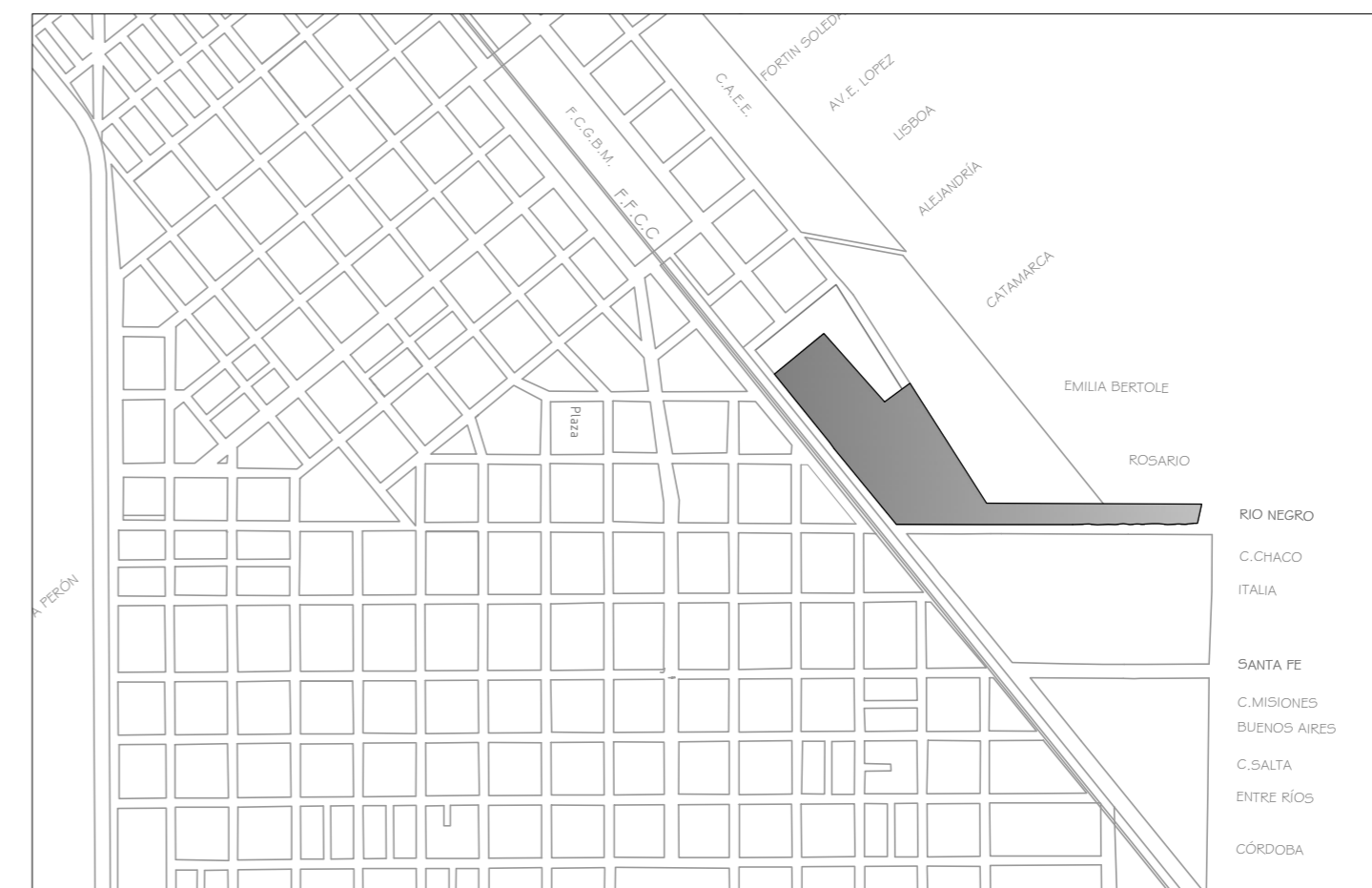
ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:2000 FECHA 14/02/24	PLANO N° 9.2
--	------------------------------------	--	---	------------------------

RED DE GAS NATURAL PROYECTADA

PLANO DE PROYECTO



UBICACIÓN DE SECTOR A INTERVENIR



Esc 1:15000

REFERENCIAS

- Red de gas existente
- Red de gas primaria proyectada
- Red de gas secundaria proyectada
- $\phi 90\text{ mm}$ Diámetro de cañerías existentes
- $\phi 40\text{ mm}$ Diámetro de cañerías proyectadas
- Sentido de circulación
- Válvulas de cierre
- Punto de conexión a red existente
- Punto extremo de cañería proyectada

(*) NOTA:

La conducción sobre calle Catamarca presenta una pendiente de 3.6 % en sus últimos 13.26 m (extremos sobre calle Arribeños).
El canal a cielo abierto es de sección trapezoidal.

UNR - FCEIA - EIC

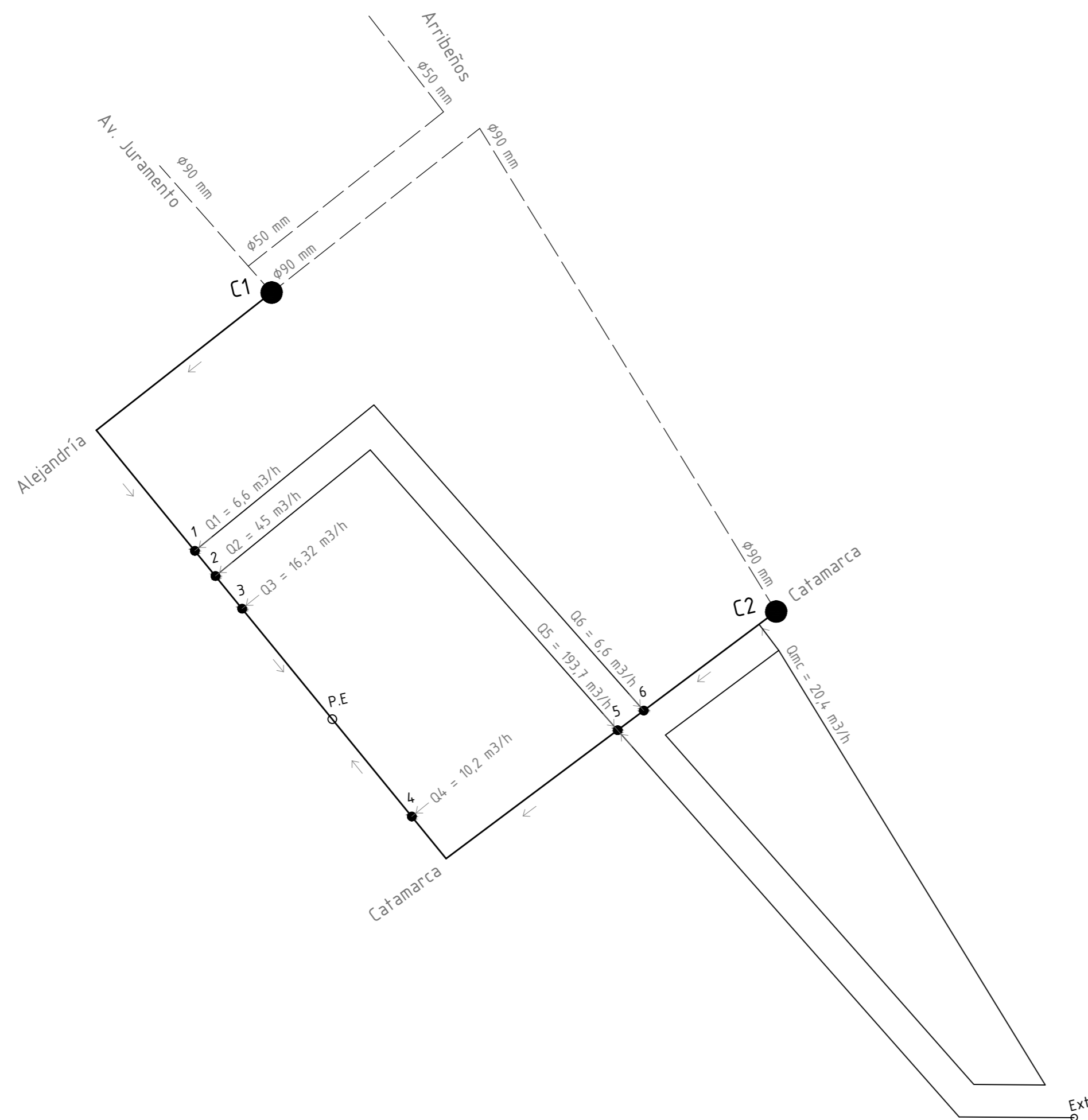
RED DE GAS PROYECTADA



ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:2000 FECHA 14/02/24	PLANO N° 10.1
--	------------------------------------	--	---	--------------------------------

RED DE GAS NATURAL PROYECTADA

PLANO DE CÁLCULO



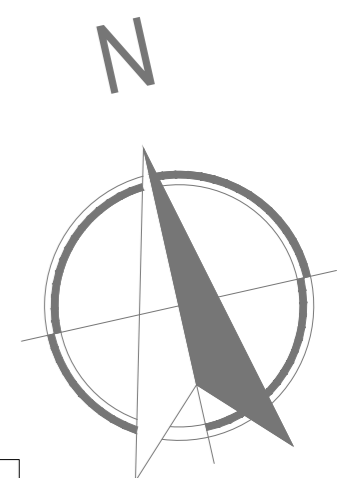
(*) NOTA:

La conducción sobre calle Catamarca presenta una pendiente de 3.6 % en sus últimos 13.26 m (extremos sobre calle Arribeños).
El canal a cielo abierto es de sección trapezoidal.

UBICACIÓN DE SECTOR A INTERVENIR



Esc 1:15000



REFERENCIAS

- Red de gas existente
- Red de gas primaria proyectada
- Red de gas secundaria proyectada
- ø90 mm Diámetro de cañerías existentes
- Sentido de circulación
- Q1 = 6.6 m³/h Consumo puntual
- C1 ● Punto de conexión a red existente
- 1 Punto de conexión de consumo puntual
- Ext Punto extremo de cañería proyectada
- PE Punto de equilibrio

UNR - FCEIA - EIC

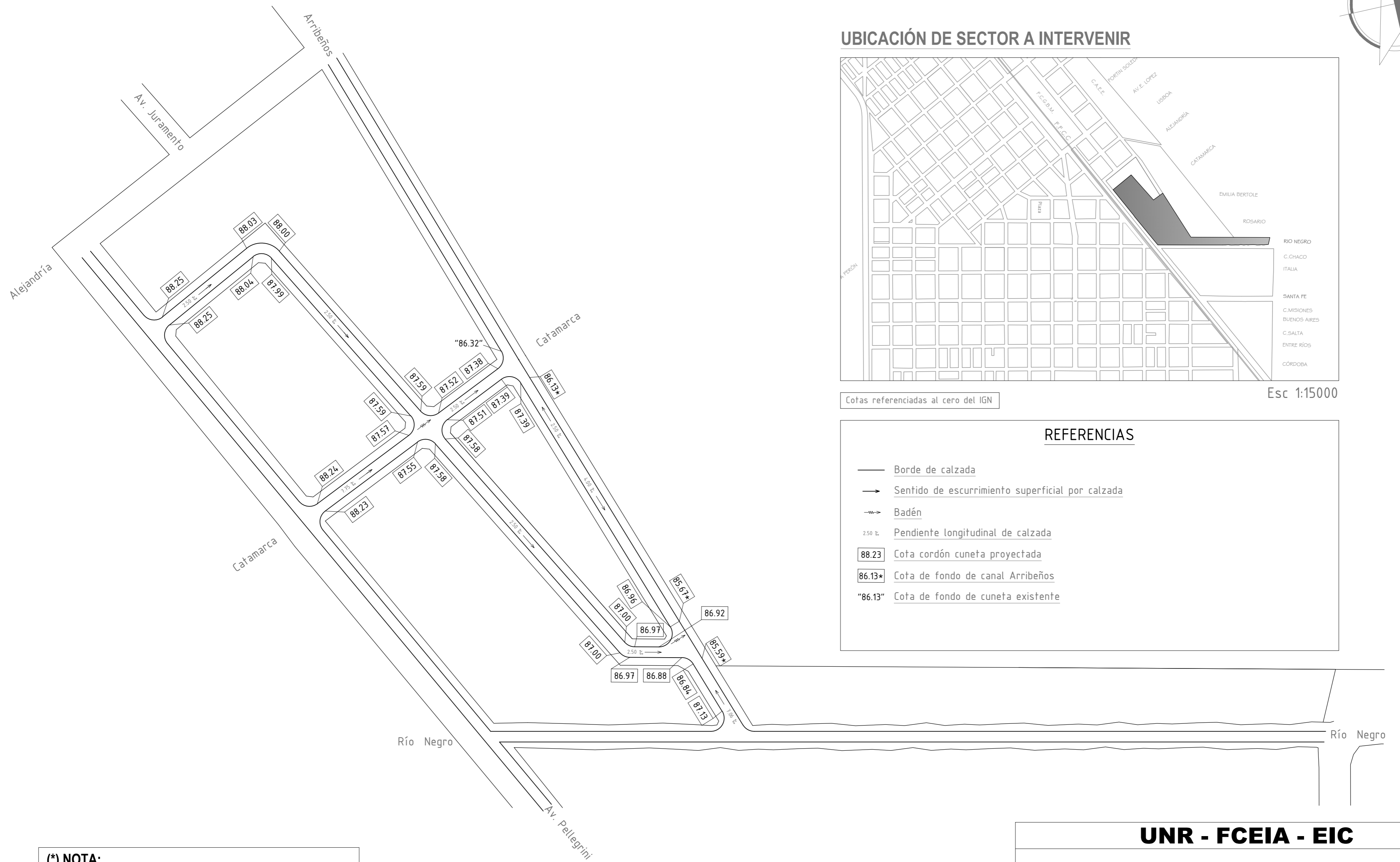
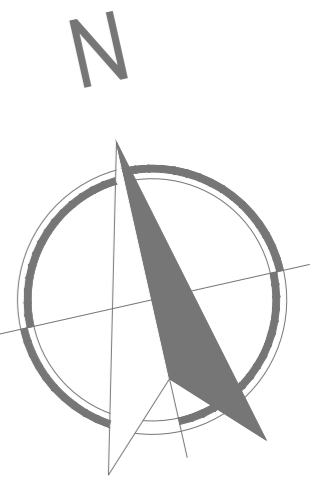
RED DE GAS PROYECTADA



ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:2000 FECHA 14/02/24	PLANO N° 10.2
--	------------------------------------	--	---	--------------------------------

PROYECTO DE PAVIMENTO

COTAS Y SUBCUENCAS



UBICACIÓN DE SECTOR A INTERVENIR



Cotas referenciadas al cero del IGN

Esc 1:15000

REFERENCIAS

- Borde de calzada
- Sentido de escurrimiento superficial por calzada
- w- Badén
- 2.50 ‰ Pendiente longitudinal de calzada
- 88.23 Cota cordón cuneta proyectada
- 86.13* Cota de fondo de canal Arribeños
- "86.13" Cota de fondo de cuneta existente

(*) NOTA:

Mitad de la calzada de calle Arribeños desagüa directamente sobre el canal a cielo abierto, por lo cual se coloca la cota de fondo del mismo.

UNR - FCEIA - EIC

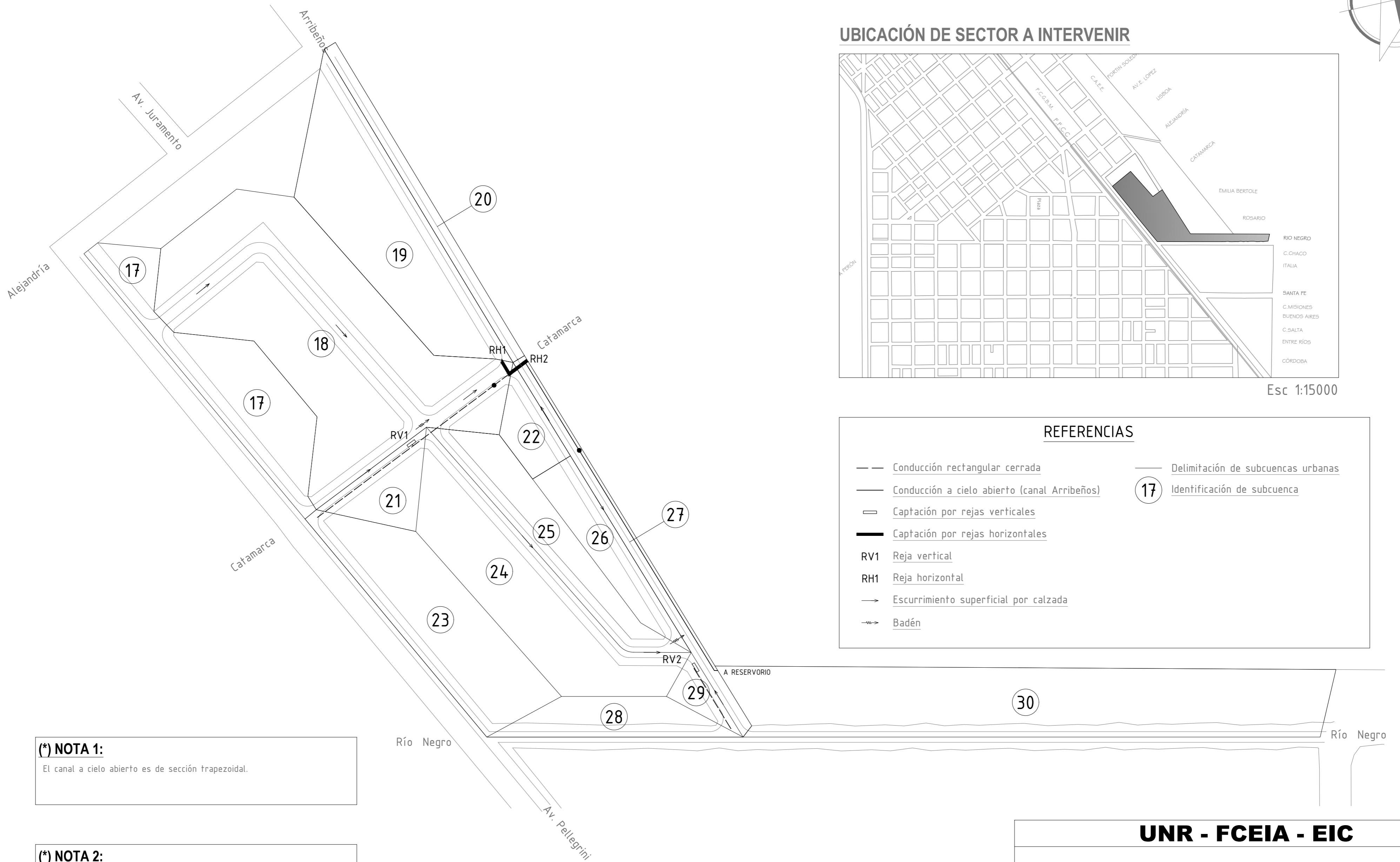
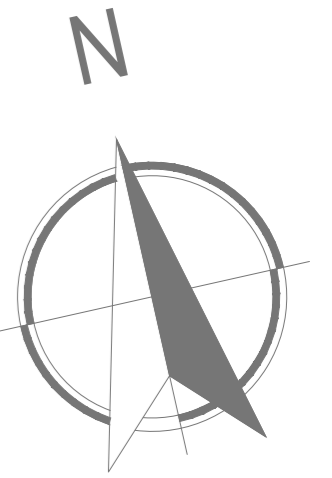
RED DE PAVIMENTOS PROYECTADA



ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:2000	PLANO N° 11.1
			FECHA 14/02/24	

RED DE DESAGÜE PLUVIAL PROYECTADA

SUBCUENCAS



UBICACIÓN DE SECTOR A INTERVENIR



Esc 1:15000

REFERENCIAS

- — Conducción rectangular cerrada
- Conducción a cielo abierto (canal Arribeños)
- ⊞ Captación por rejas verticales
- Captación por rejas horizontales
- RV1 Reja vertical
- RH1 Reja horizontal
- E scorrimiento superficial por calzada
- Badén
- Delimitación de subcuencas urbanas
- 17 Identificación de subcuenca

(*) NOTA 1:

El canal a cielo abierto es de sección trapezoidal.

(*) NOTA 2:

El cuerpo receptor del sistema es la cuneta Norte de la calle Río Negro.

UNR - FCEIA - EIC

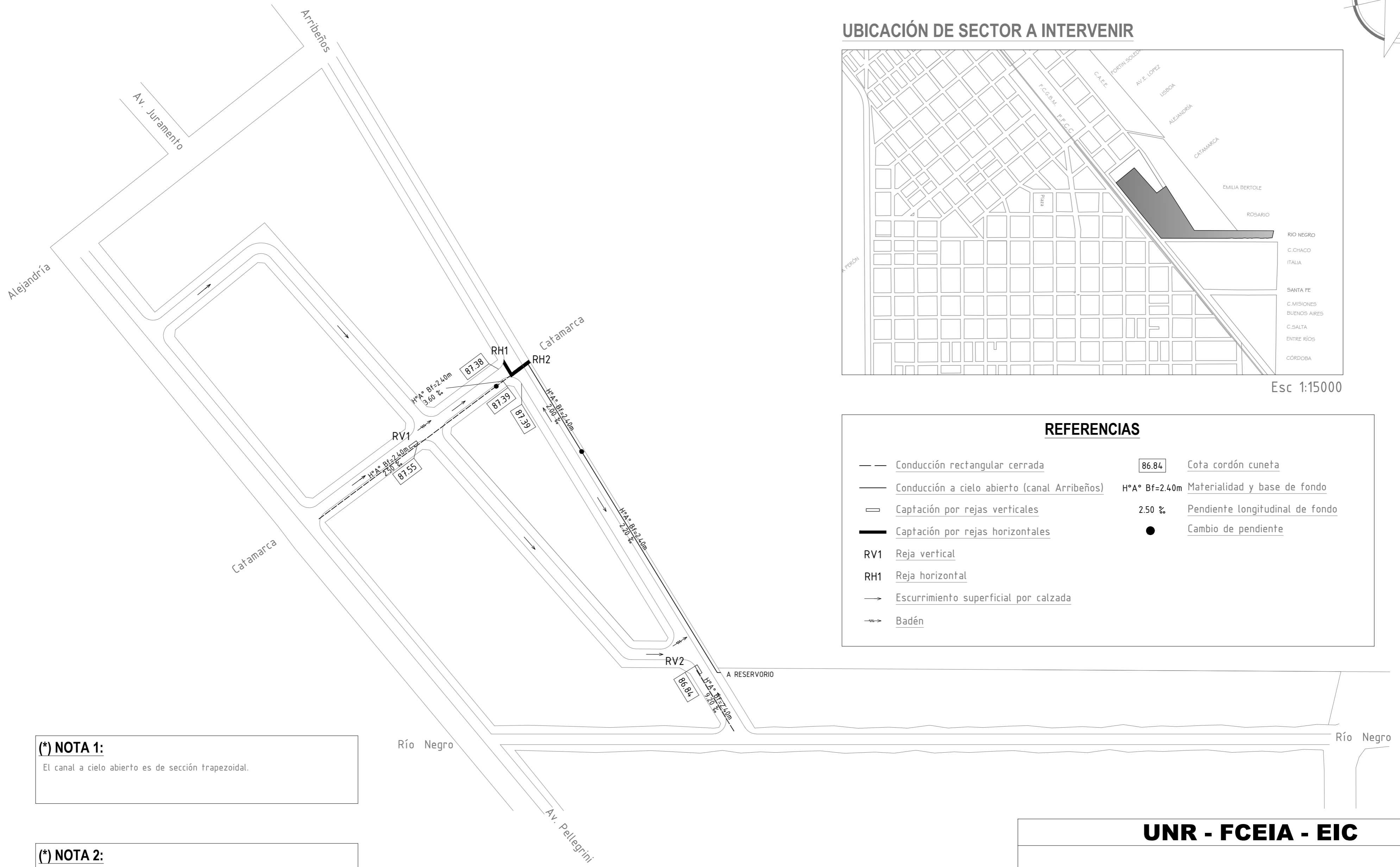
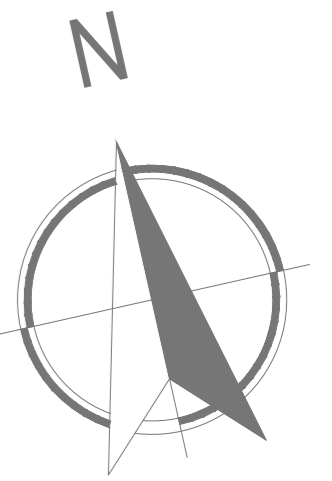
SUBCUENCAS DE APORTE

ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:2000	PLANO N° 11.2
			FECHA 14/02/24	



RED DE DESAGÜE PLUVIAL PROYECTADA

CONDUCCIONES



UBICACIÓN DE SECTOR A INTERVENIR



Esc 1:15000

REFERENCIAS

- Conducción rectangular cerrada
- Conducción a cielo abierto (canal Arribeños)
- Captación por rejas verticales
- ▬ Captación por rejas horizontales
- RV1 Reja vertical
- RH1 Reja horizontal
- E scorrimiento superficial por calzada
- ↔ Badén
- 86.84 Cota cordón cuneta
- H°A° Bf=2.40m Materialidad y base de fondo
- 2.50 % Pendiente longitudinal de fondo
- Cambio de pendiente

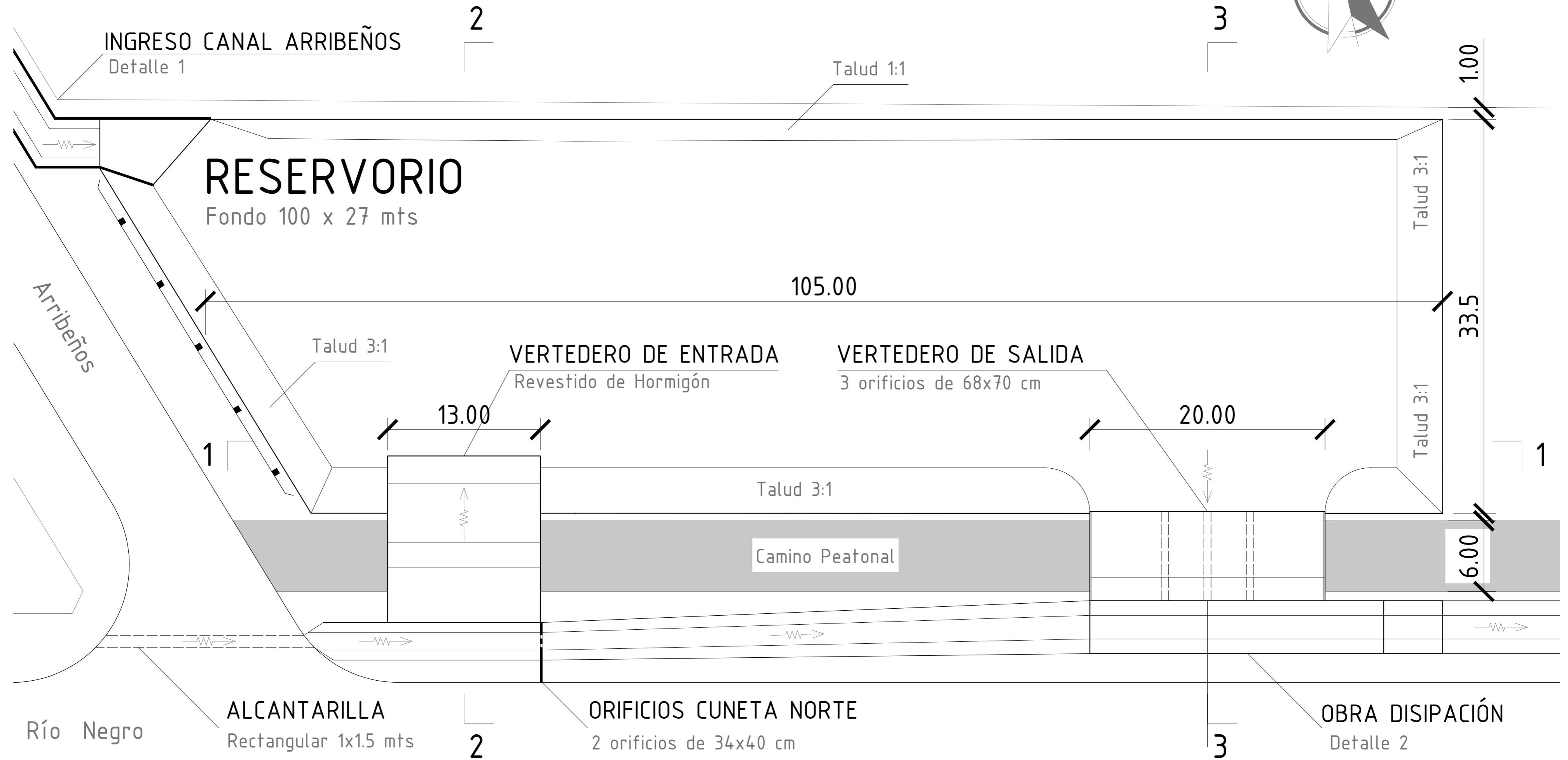
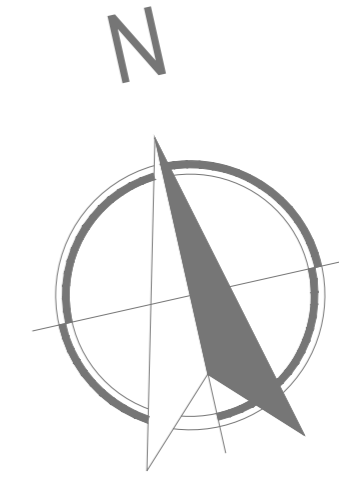
(*) NOTA 1:
El canal a cielo abierto es de sección trapezoidal.

(*) NOTA 2:
El cuerpo receptor del sistema es la cuneta Norte de la calle Río Negro.

UNR - FCEIA - EIC				
TRAZADO DE RED PLUVIAL				
ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:2000 FECHA 14/02/24	PLANO N° 11.3

RESERVORIO PARA ATENUACIÓN DE CRECIDAS

PLANTA GENERAL DEL SISTEMA



SALVO INDICACIONES, MEDIDAS EN METROS.

REFERENCIAS

- Camino peatonal
- Barrera flexible
- Escurrimientos proyectados

(*) NOTA 1:

Ver detalles de la zona de ingreso y la zona de entrada al reservorio.
 - Detalle 1: Ingreso Canal Arribeños.
 - Detalle 2: Salida con Vertedero + Orificios.
 Ver cortes en PLANO N° 11.5.

(*) NOTA 2:

Las cotas de terreno natural existente son extraídas de un trabajo de nivelación. En los casos en los cuales no se tuvo información, se realizó una interpolación entre puntos conocidos.
 Cotas referenciadas al cero del IGN.

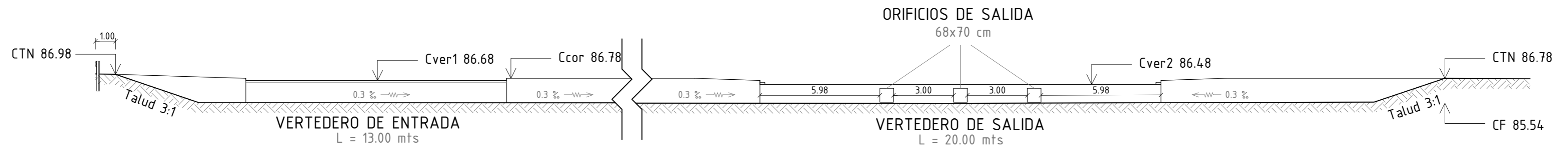
UNR - FCEIA - EIC

PLANTA GENERAL RESERVORIO

ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:250	PLANO N° 11.4
			FECHA 14/02/24	

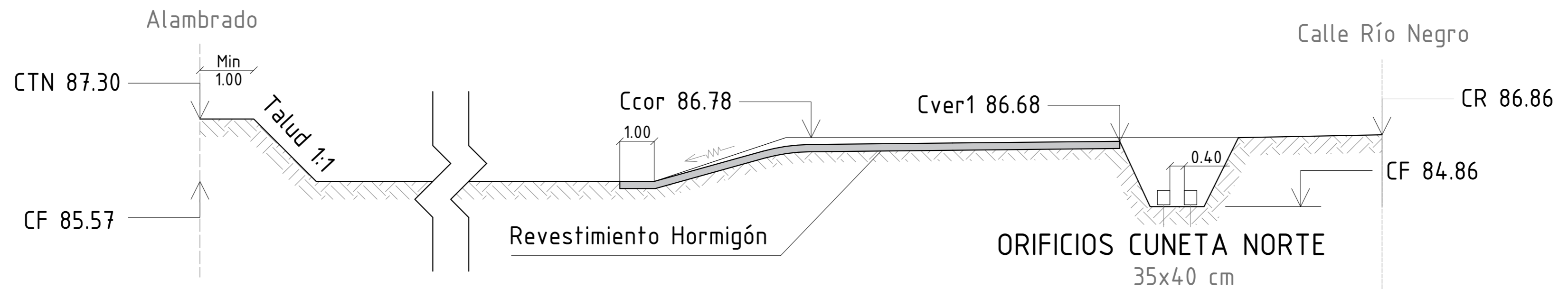
CORTES LONGITUDINAL Y TRANSVERSALES DEL RESERVORIO

CORTE LONGITUDINAL 1-1



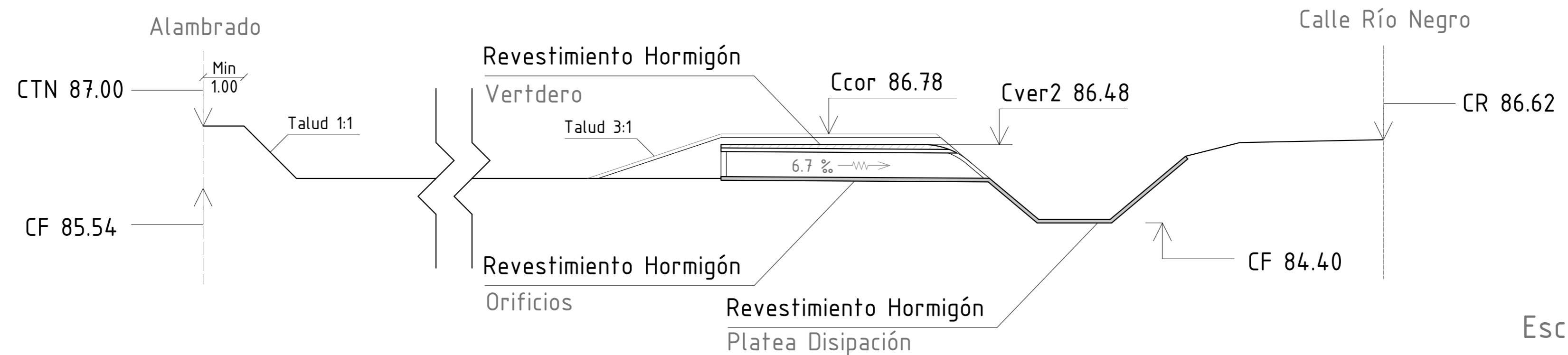
CORTE TRANSVERSAL 2-2

Esc 1:200



CORTE TRANSVERSAL 3-3

Esc 1:200



Esc 1:200

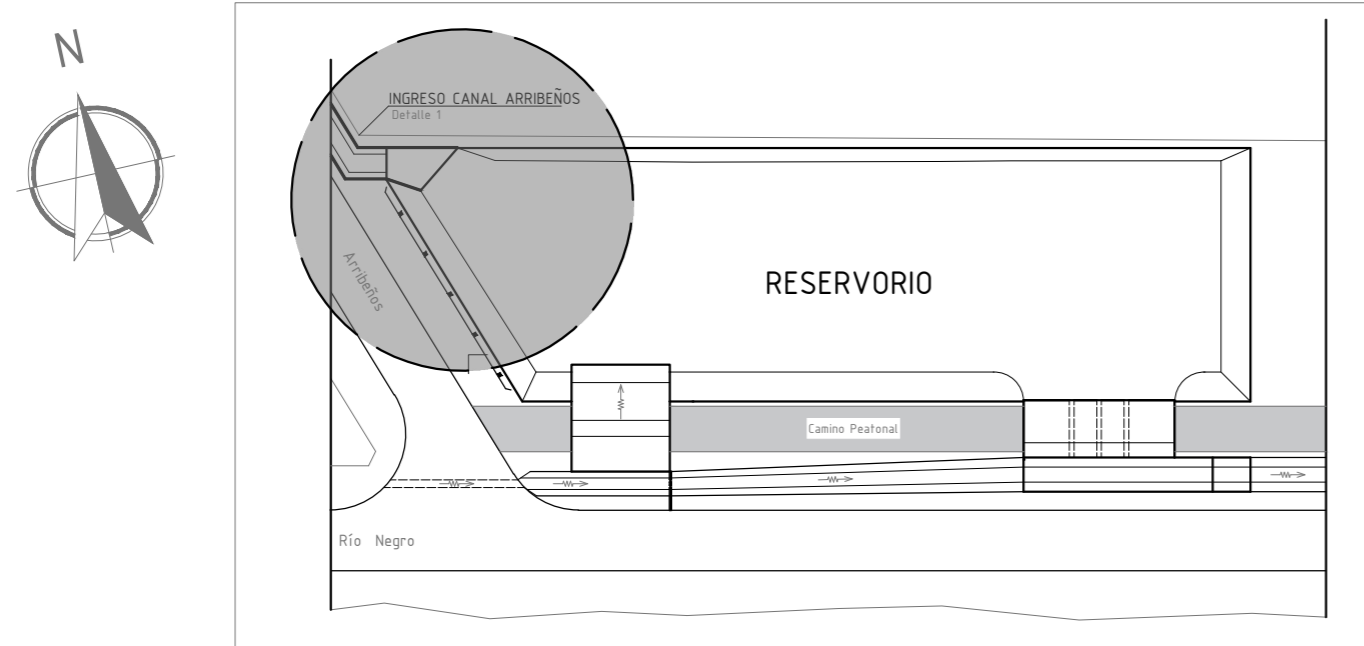
SALVO INDICACIONES, MEDIDAS EN METROS.
COTAS REFERENCIADAS AL CERO DEL IGN.

UNR - FCEIA - EIC				
CORTES RESERVORIO				
ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA FECHA 14/02/24	PLANO N° 11.5

DETALLES ENTRADA Y SALIDA DEL RESERVORIO

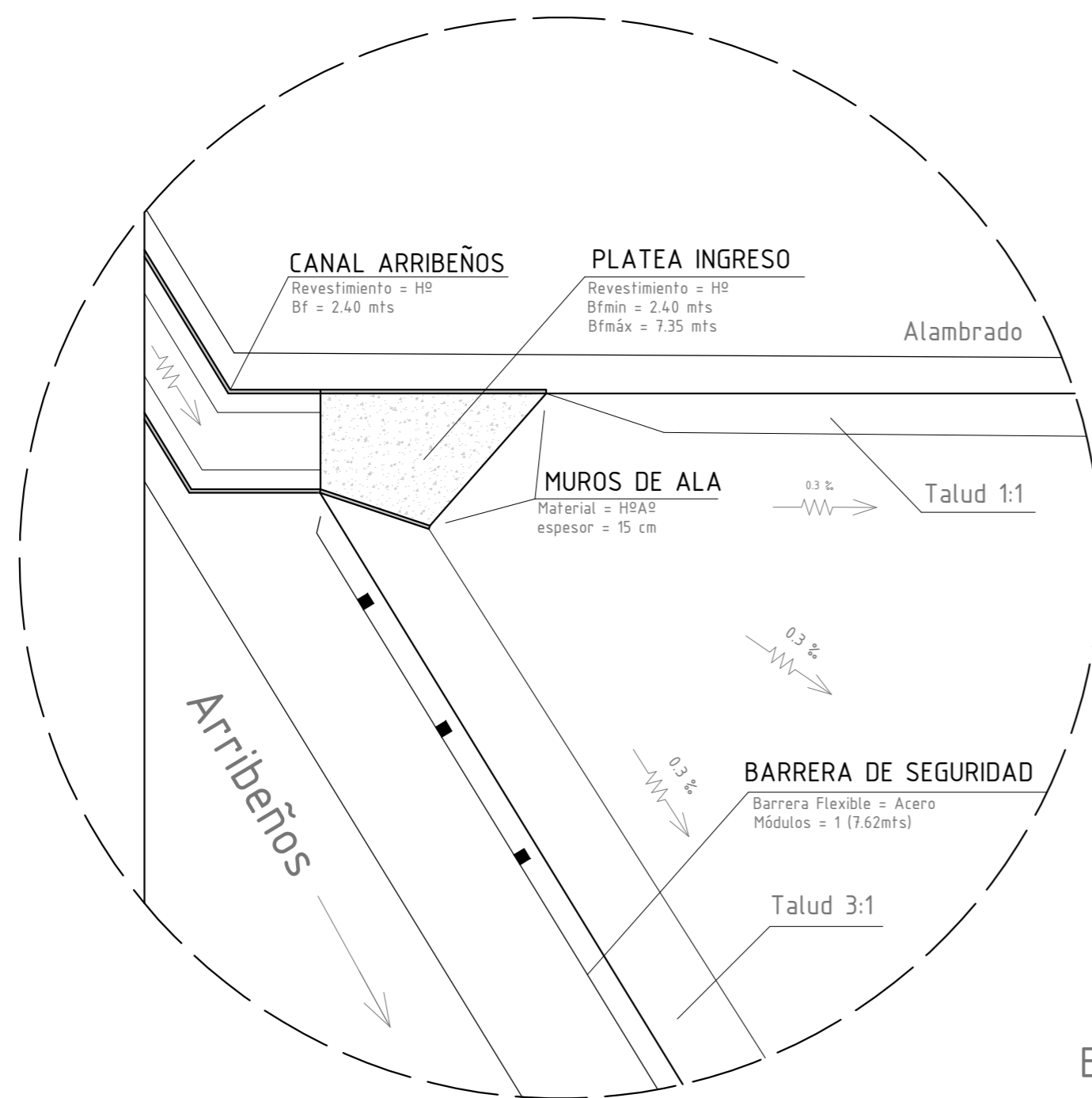
DETALLE ENTRADA AL RESERVORIO

Ubicación Entrada del Reservoirio:



Esc 1:1000

Detalle Entrada al Reservoirio:



Esc 1:250

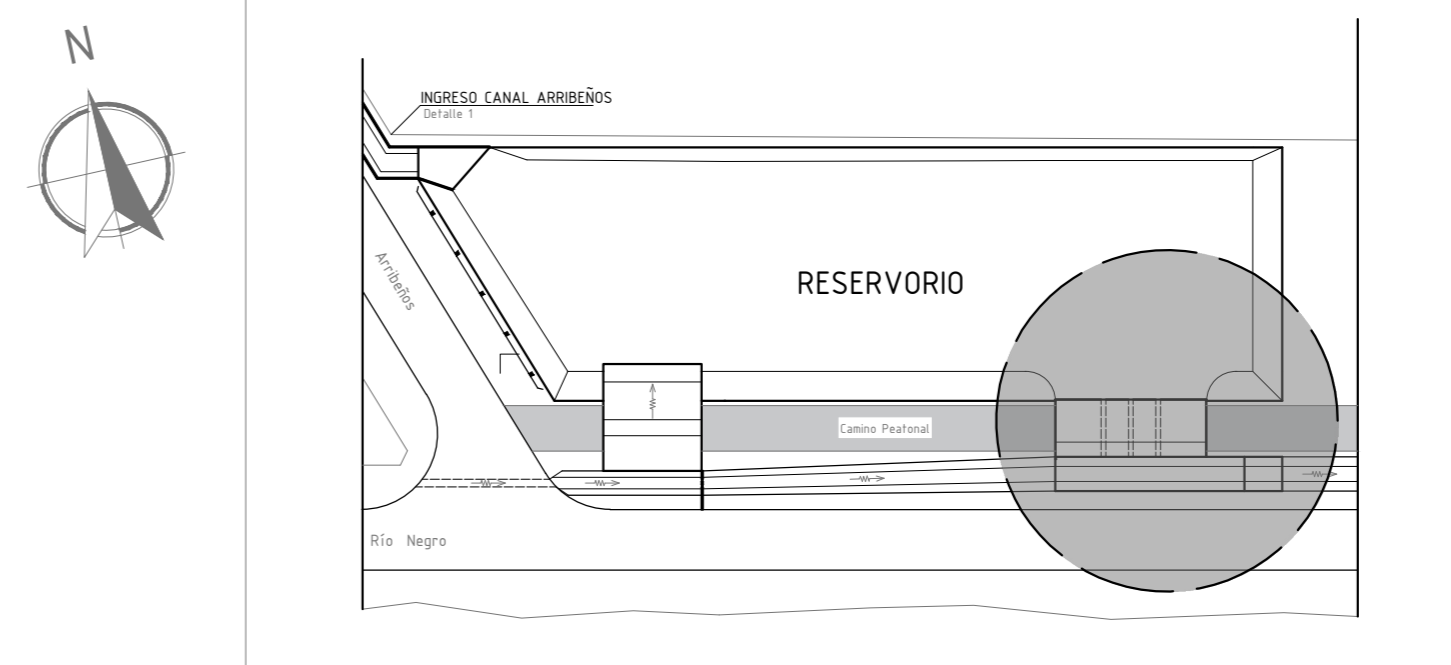
SALVO INDICACIONES, MEDIDAS EN METROS.
COTAS REFERENCIADAS AL CERO DEL IGN.

REFERENCIAS

- Camino peatonal
- Barrera flexible
- Escurrimientos proyectados

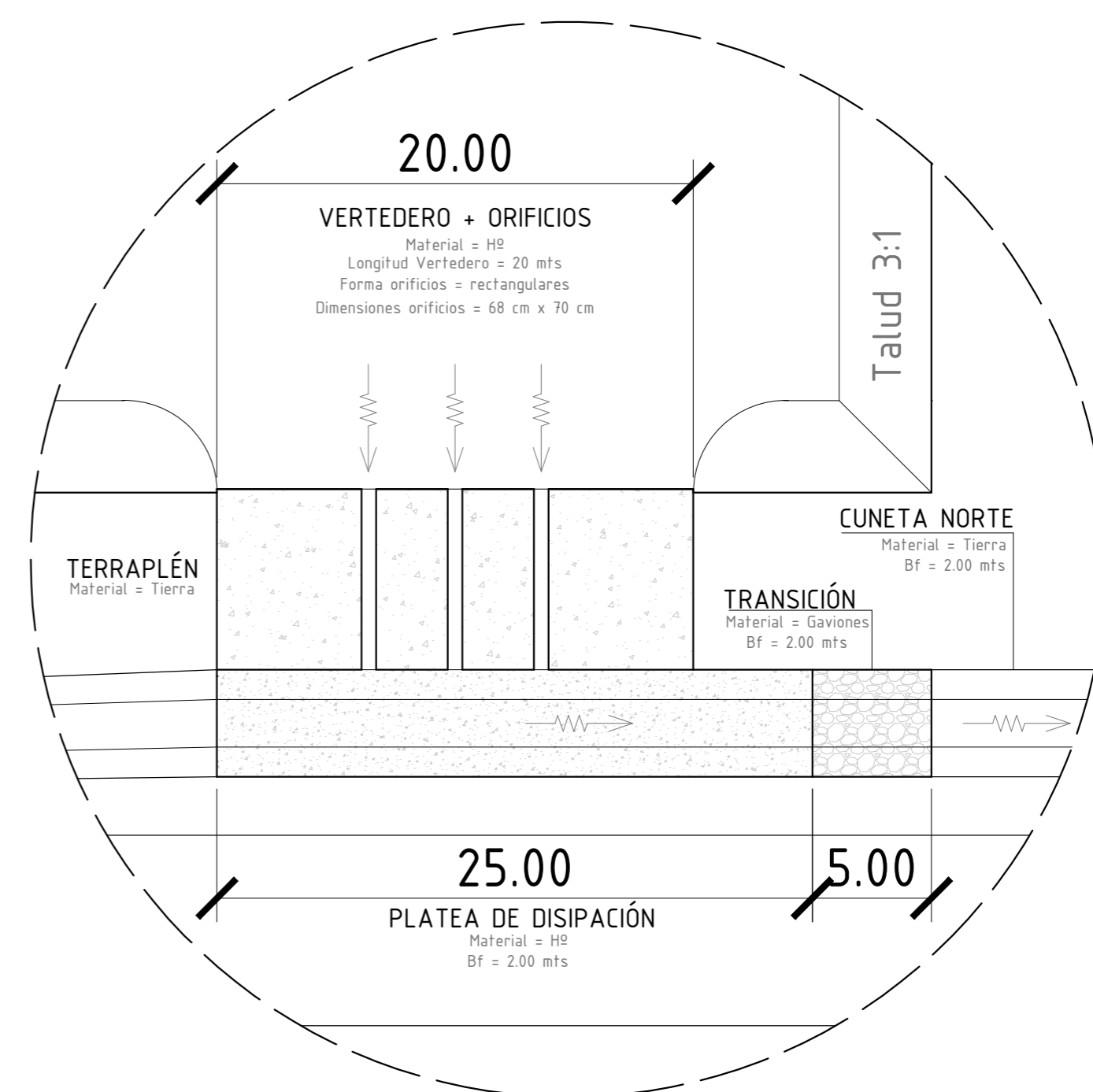
DETALLE SALIDA DEL RESERVORIO

Ubicación Salida del Reservoirio:



Esc 1:1000

Detalle Salida del Reservoirio:



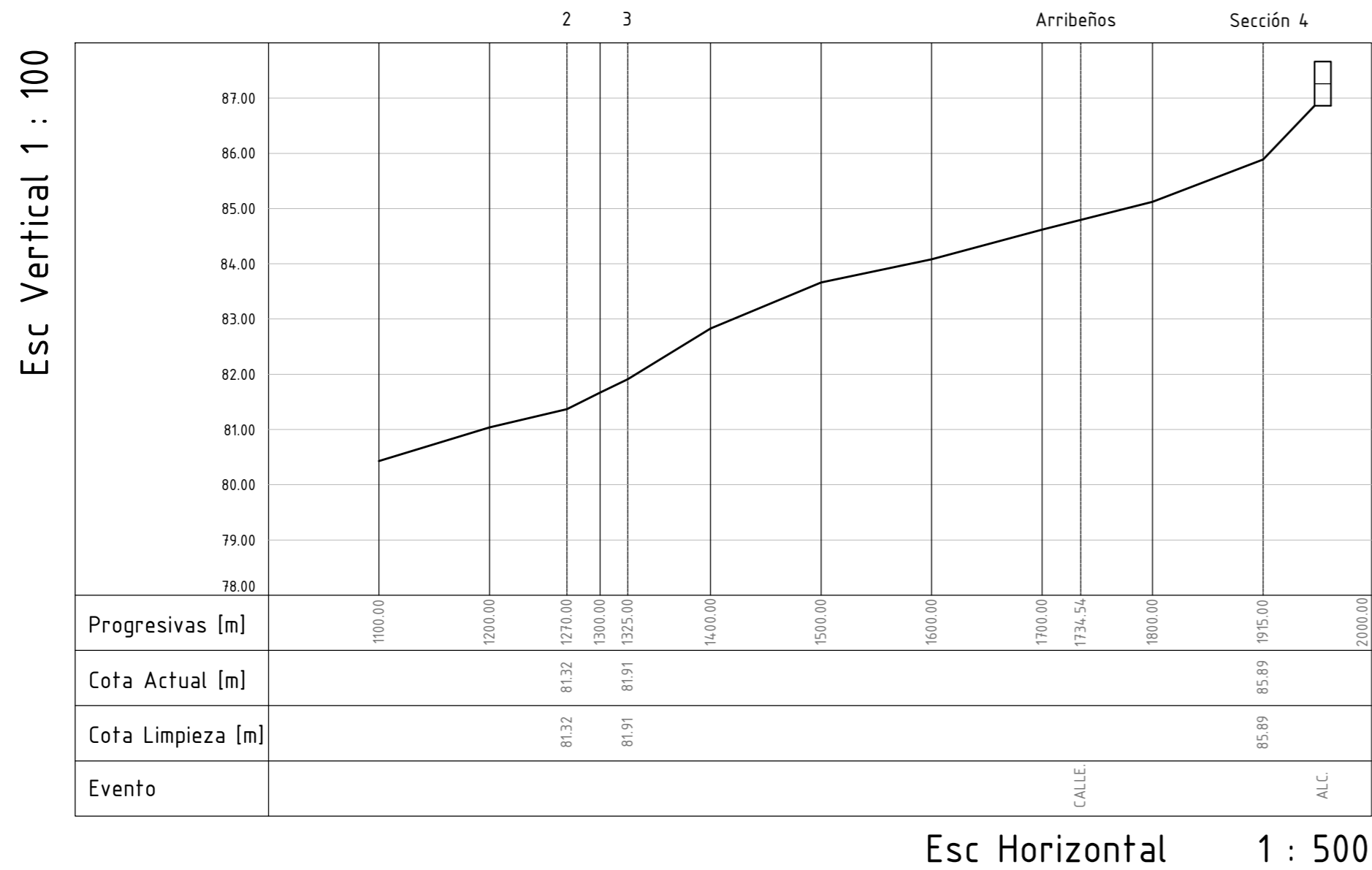
Esc 1:250

UNR - FCEIA - EIC

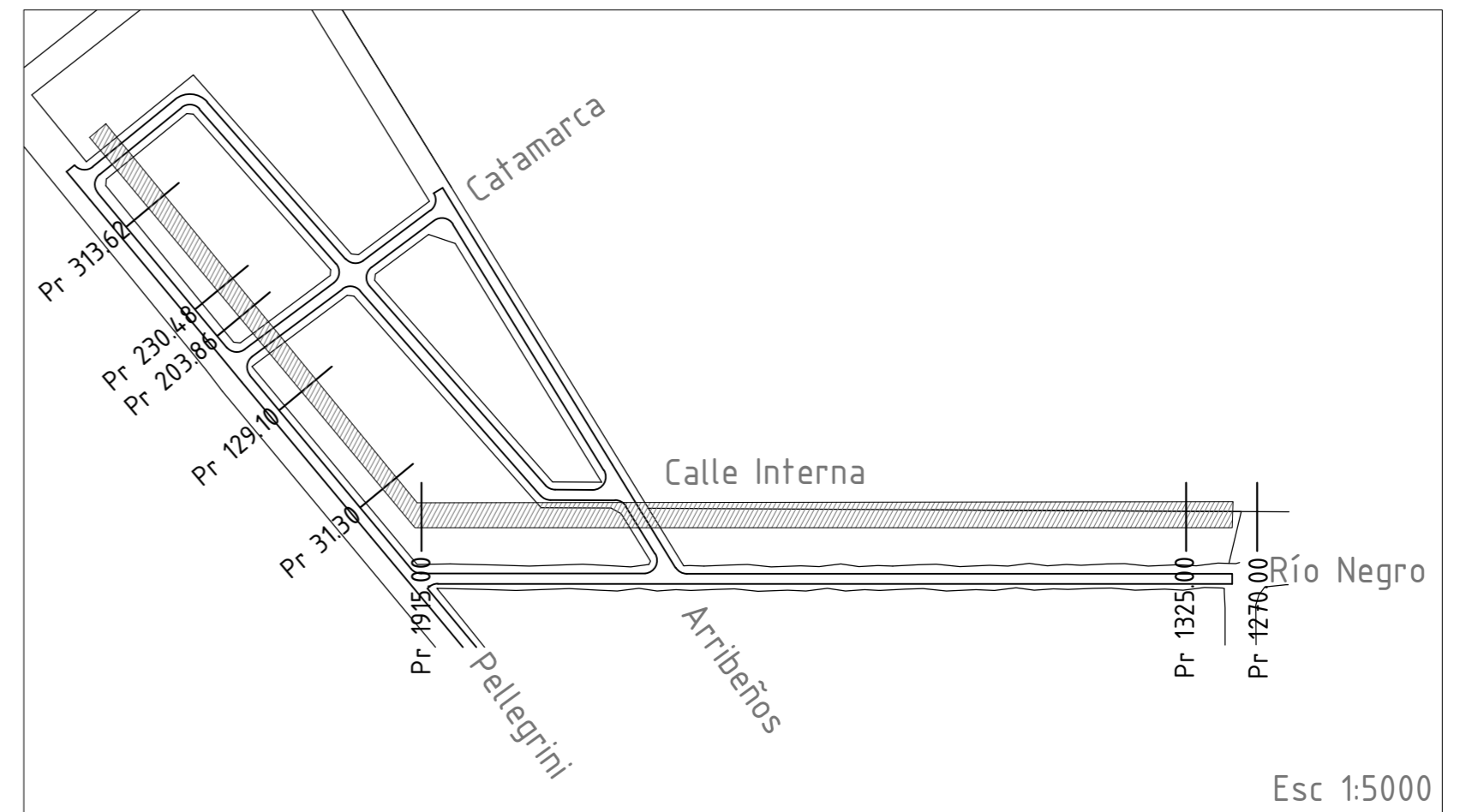
CORTES RESERVORIO

ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA	PLANO N° 11.6
			FECHA 14/02/24	

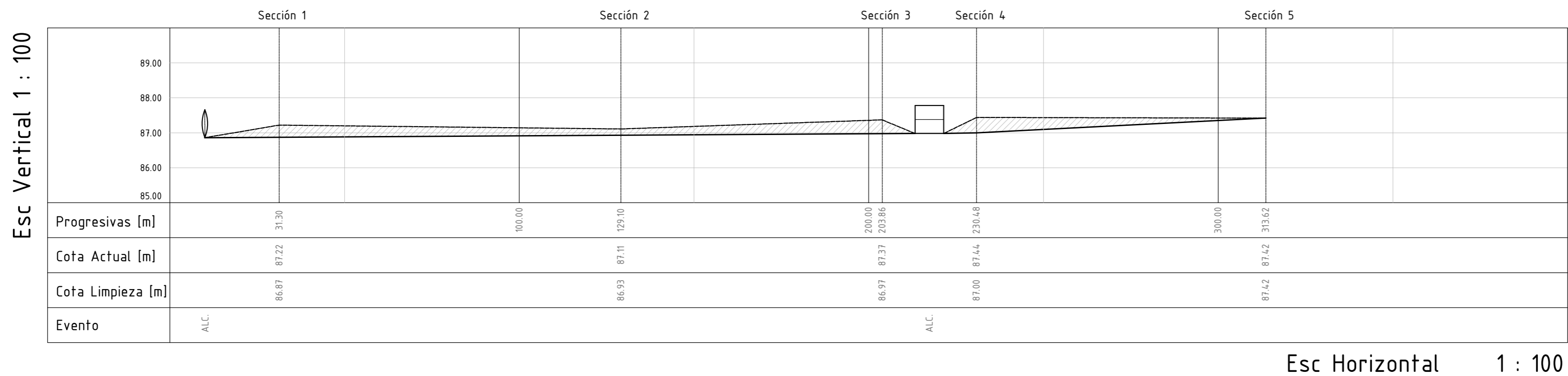
ALTIMETRIA CANAL NORTE CALLE RÍO NEGRO



Ubicación de los Canales del Sector



ALTIMETRIA CANAL ESTE CALLE PELLEGRINI



(*) NOTA:

El renglón "Evento" hace referencia a eje de algún tipo de estructura o puntos característicos de una curva.

UNR - FCEIA - EIC

ALTIMETRÍAS CANALES EXISTENTES

ALUMNOS
 CHIABRANDO, Lucas
 MATTER, Julián
 SALOMÓN, Ilán

PROFESORES
 LUQUE, Analía

PROYECTO IV
 URBANIZACIÓN EL TRÉBOL

ESCALA
 1:2000
FECHA
 14/02/24

PLANO N°
 11.7

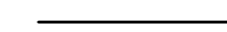



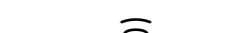
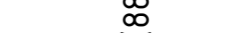
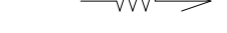


AV. PELLEGRINI

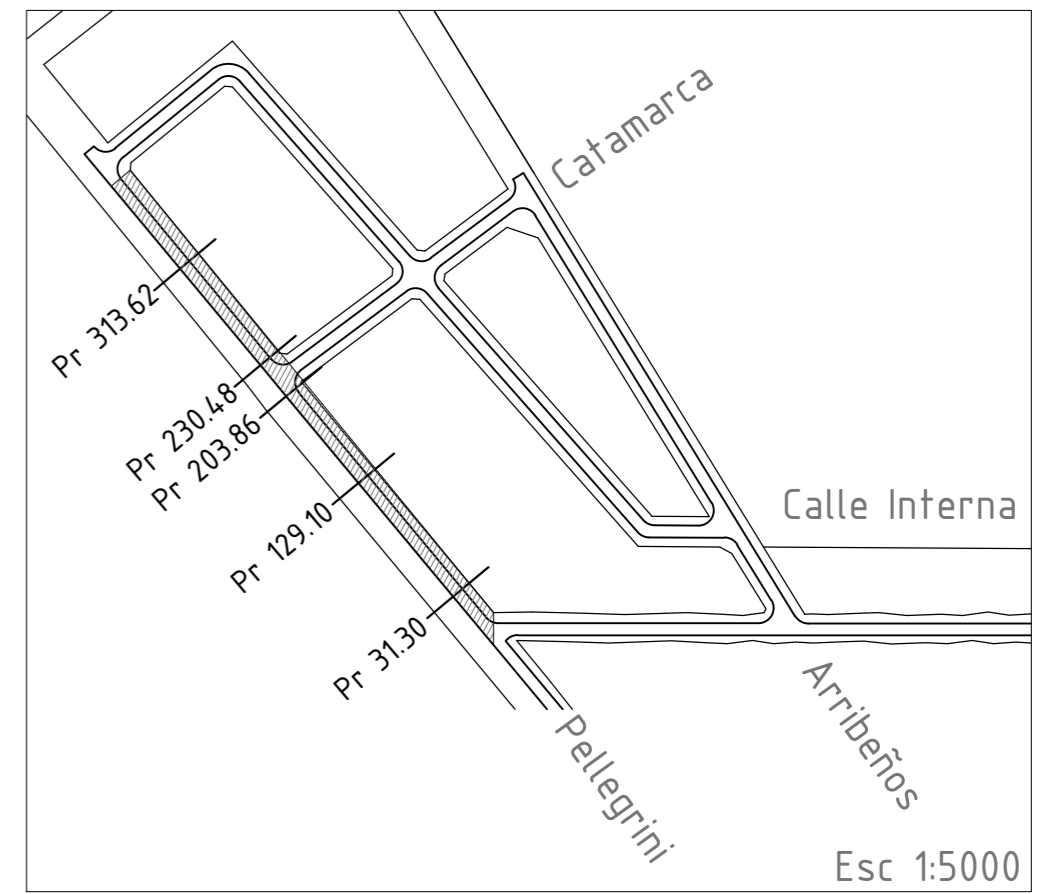
SECCIONES TRANSVERSALES

31.30 — mts — 313.62

REFERENCIAS

-  Proyecto
-  Terreno natural
-  Zona de vereda
-  Cota de rasante
-  Cota de terreno natural
-  Sentido de escurrimiento
-  Pendiente de calzada

UBICACIÓN DE SECCIONES



(*) NOTA:

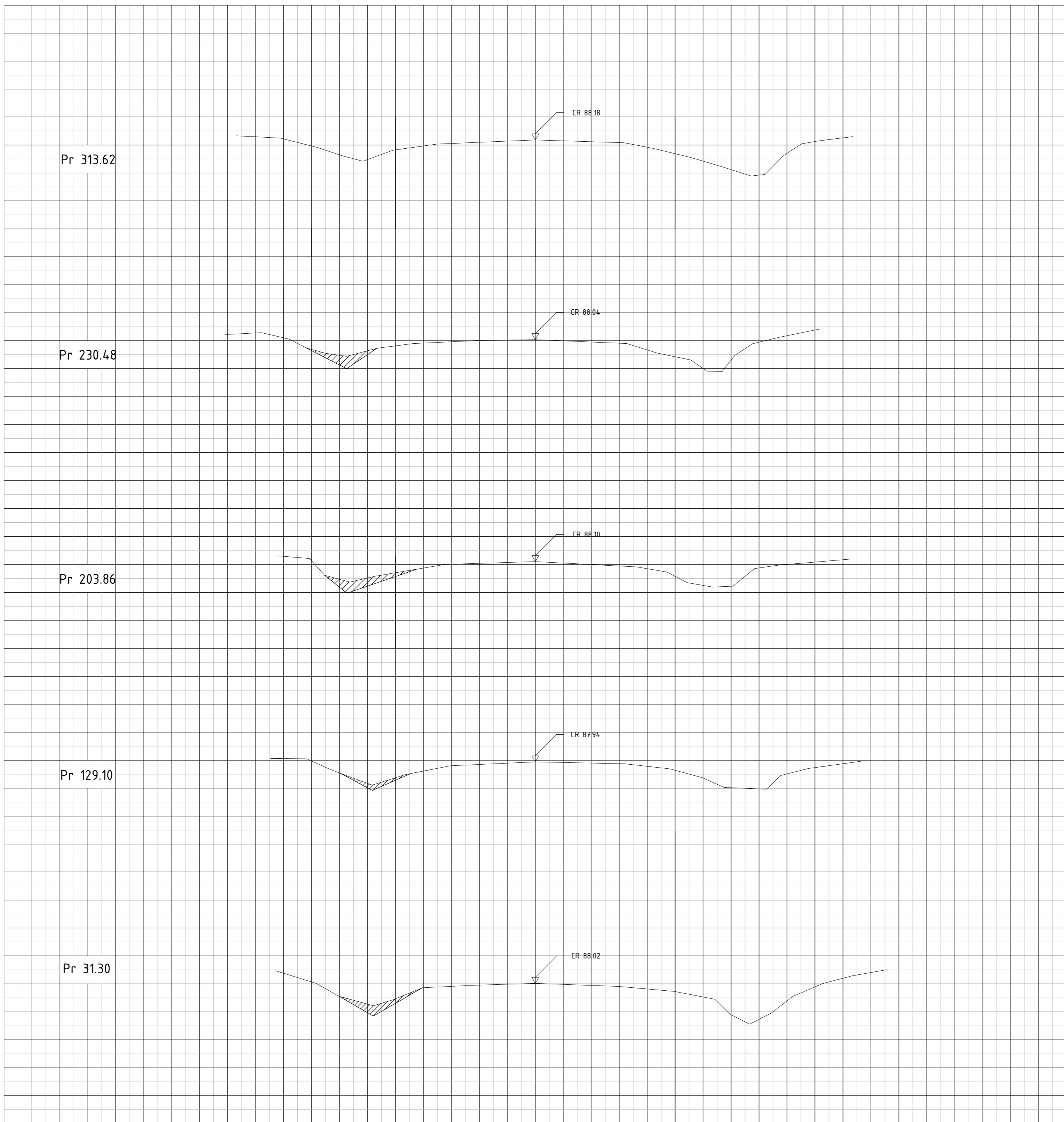
La calzada existente se mantiene de suelo, sin intervención.

UNR - FCEIA - EIC

**SECCIONES TRANSVERSALES
AV. PELLEGRINI**

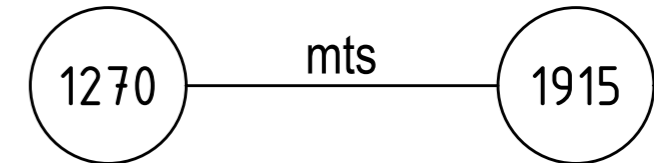


ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:100	PLANO N° 11.8
			FECHA 14/02/24	

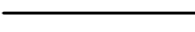

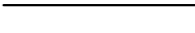
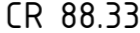


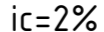


RÍO NEGRO

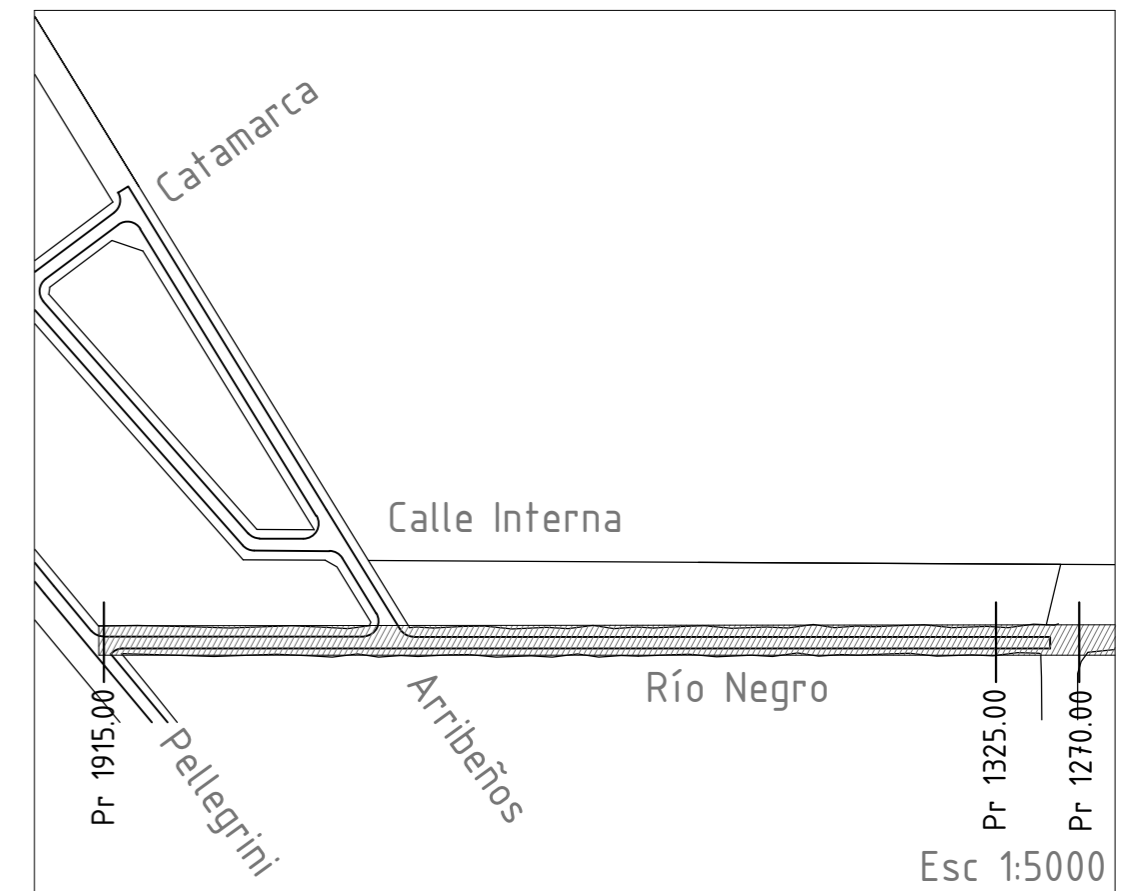
SECCIONES TRANSVERSALES



REFERENCIAS

-  Proyecto
-  Terreno natural
-  Zona de vereda
-  Cota de rasante
-  Cota de terreno natural
-  Sentido de escurrimiento
-  Pendiente de calzada

UBICACIÓN DE SECCIONES



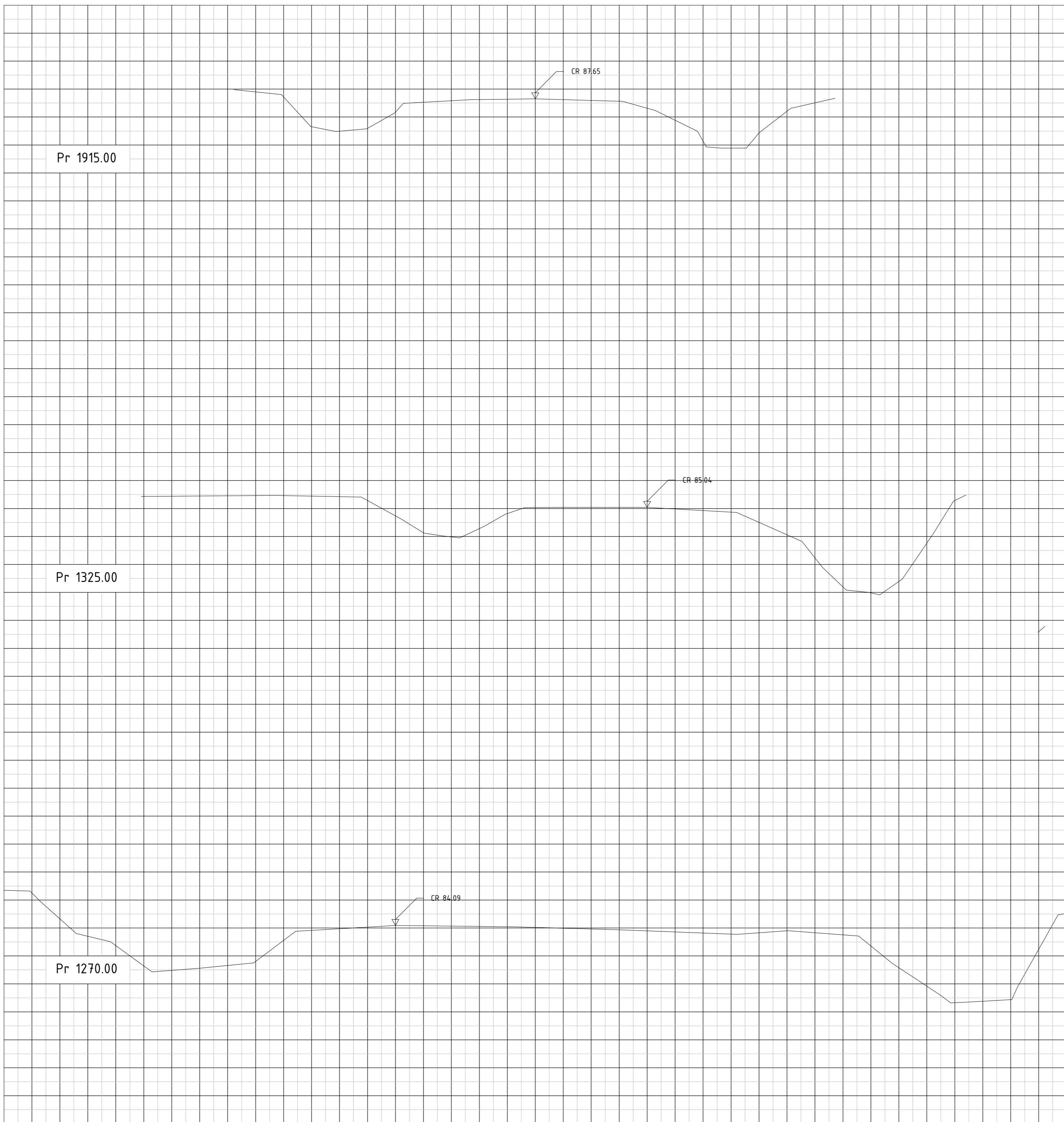
(*) NOTA:
La calzada existente se mantiene de suelo, sin intervención.

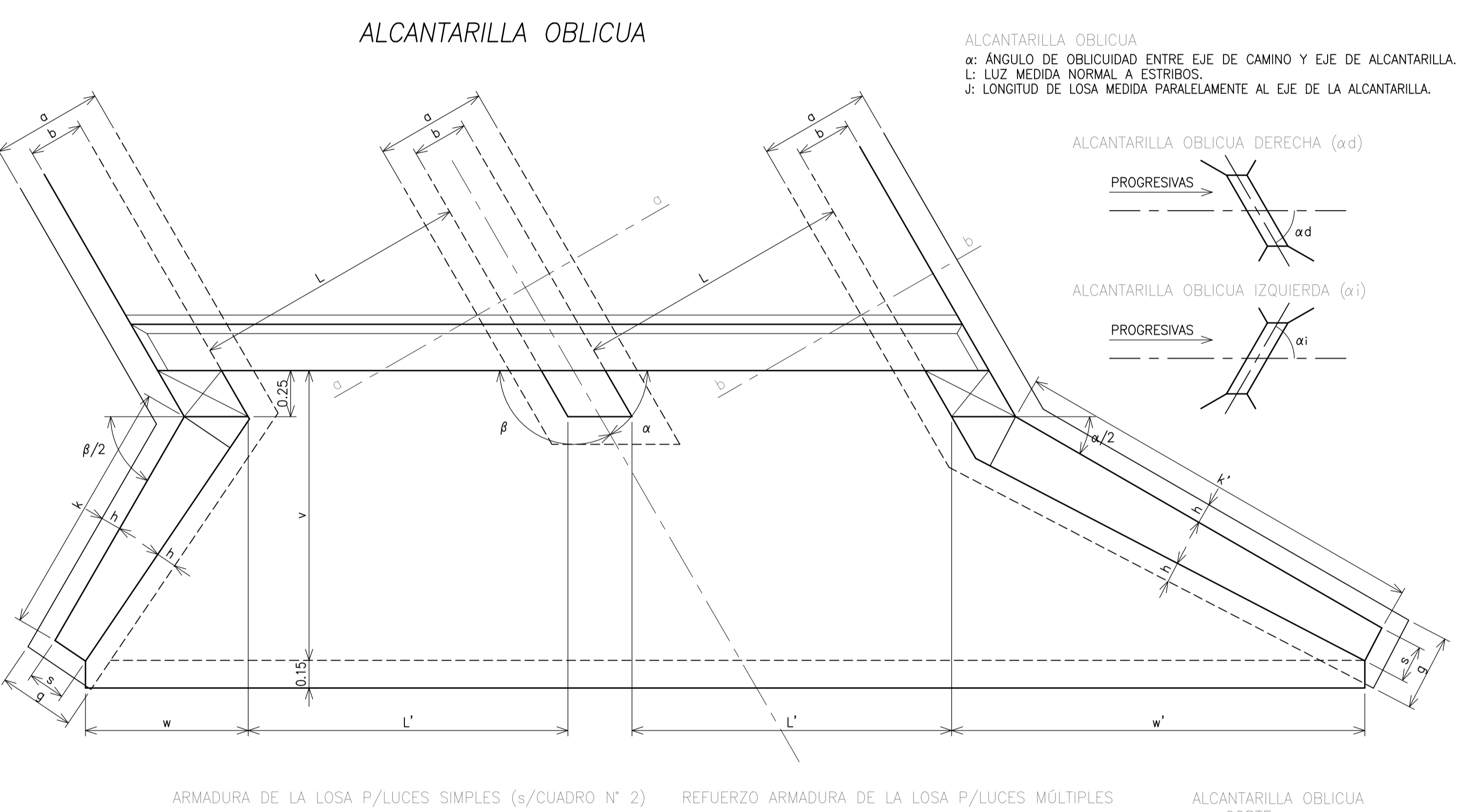
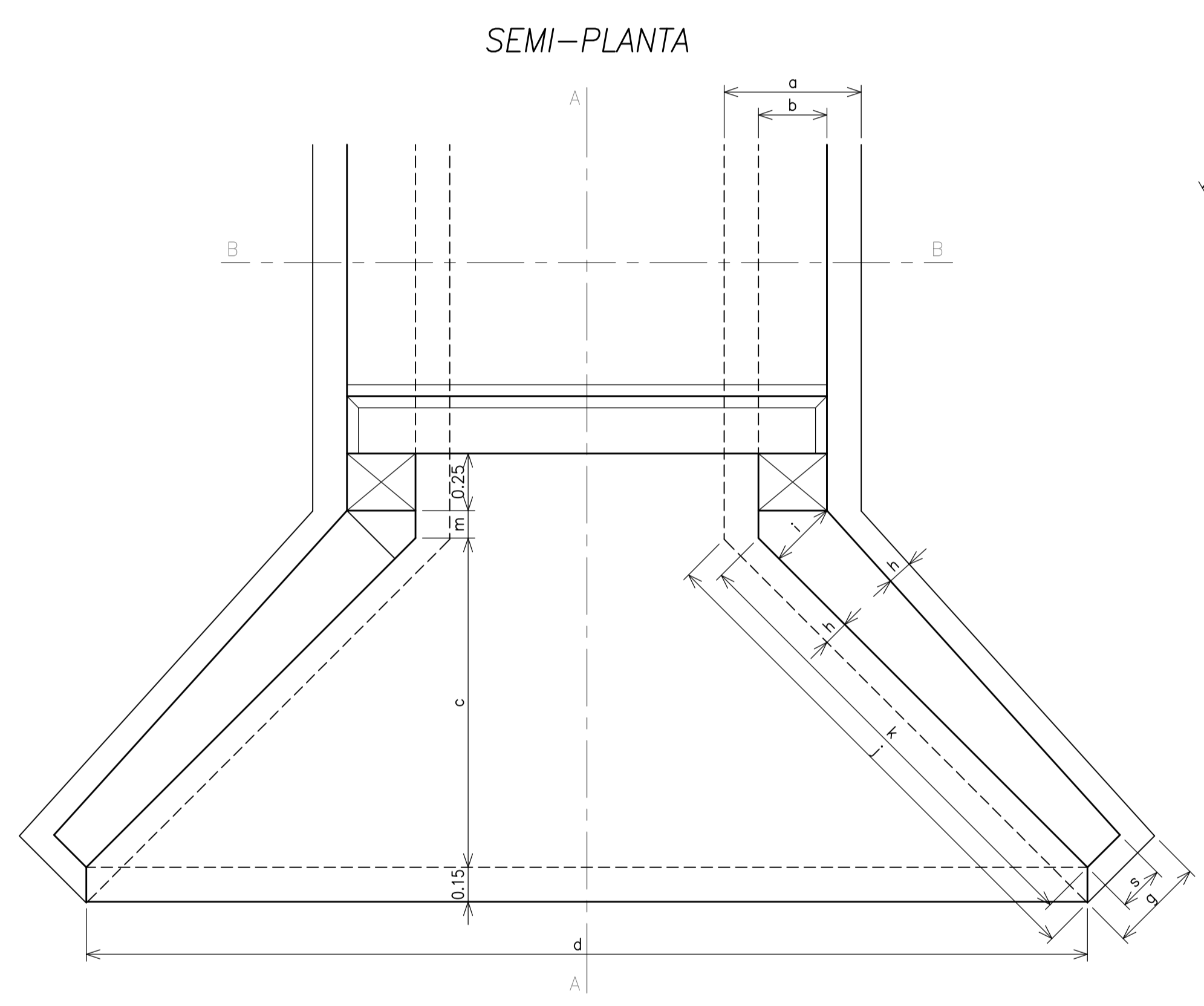
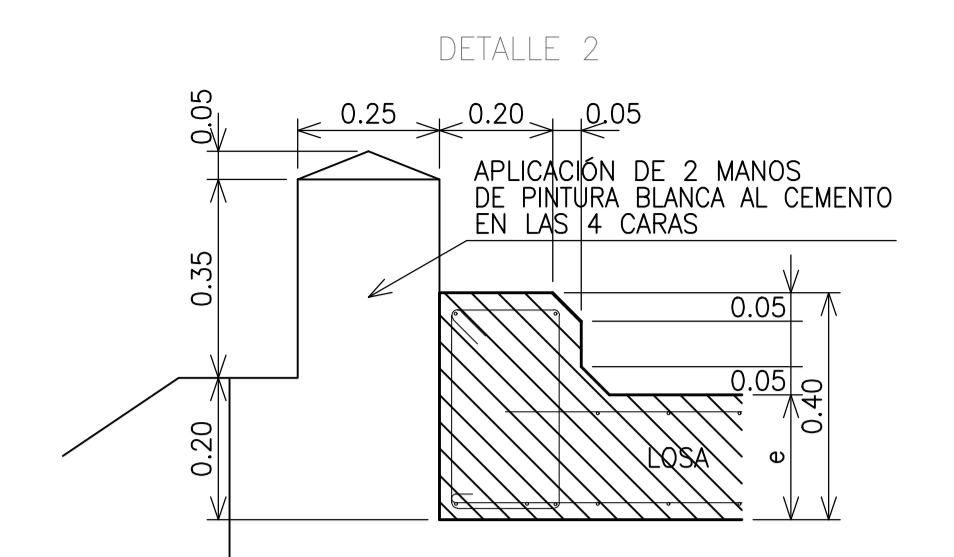
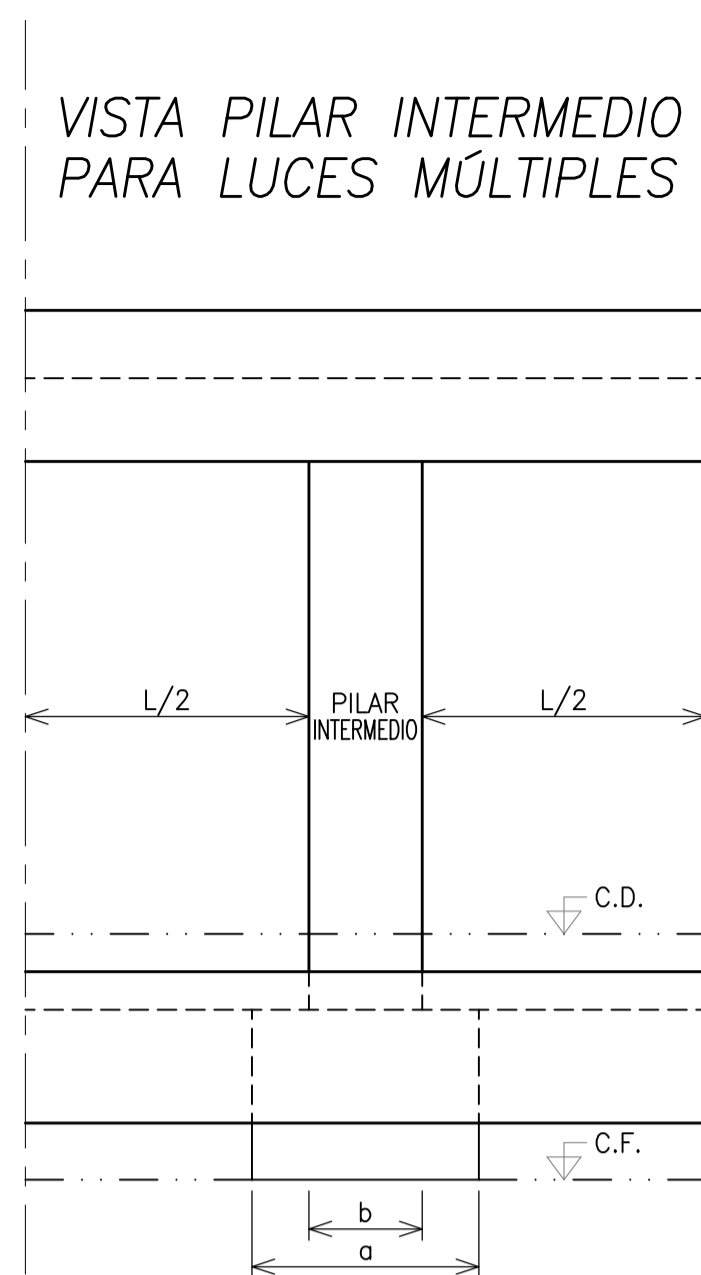
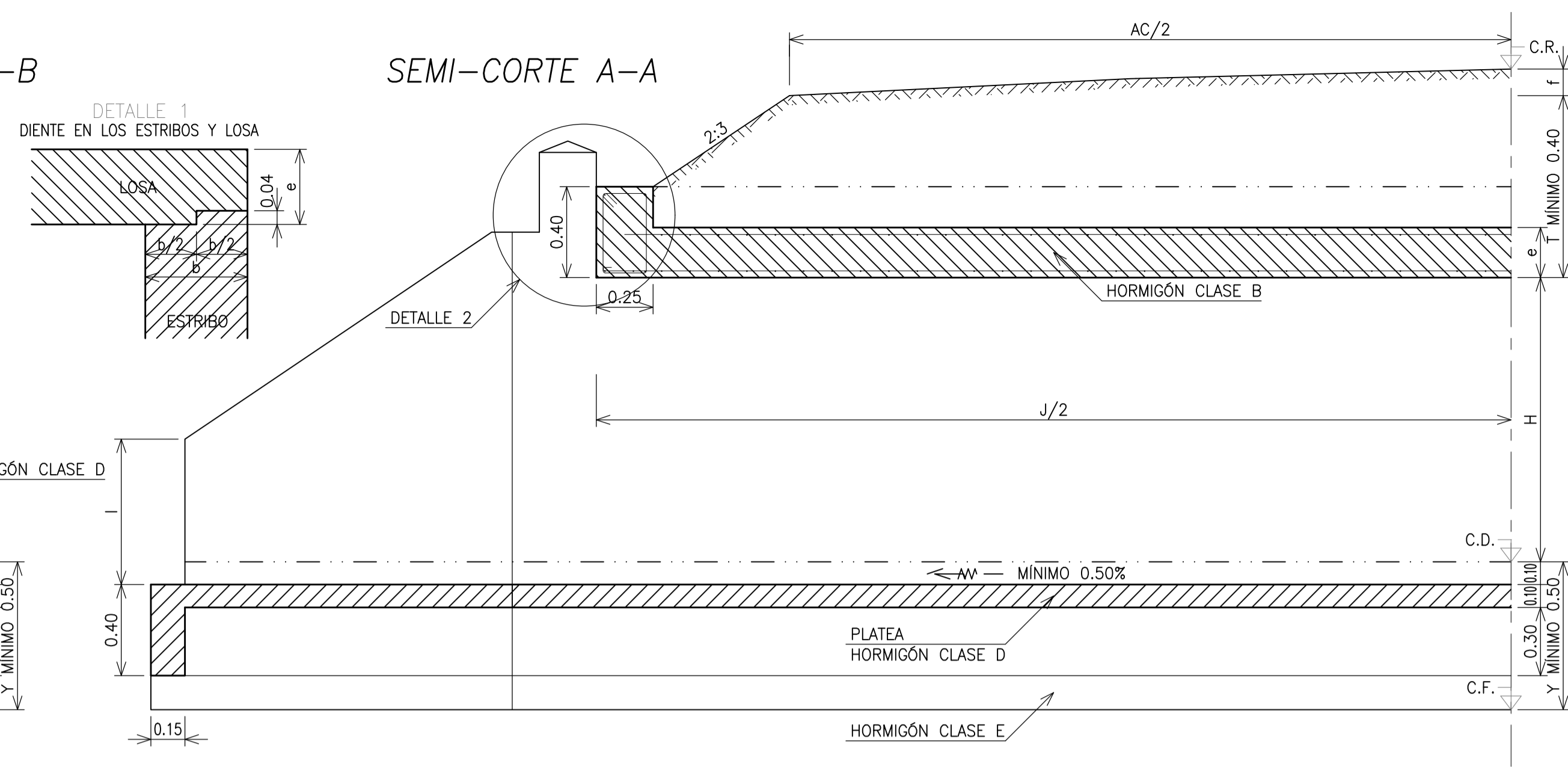
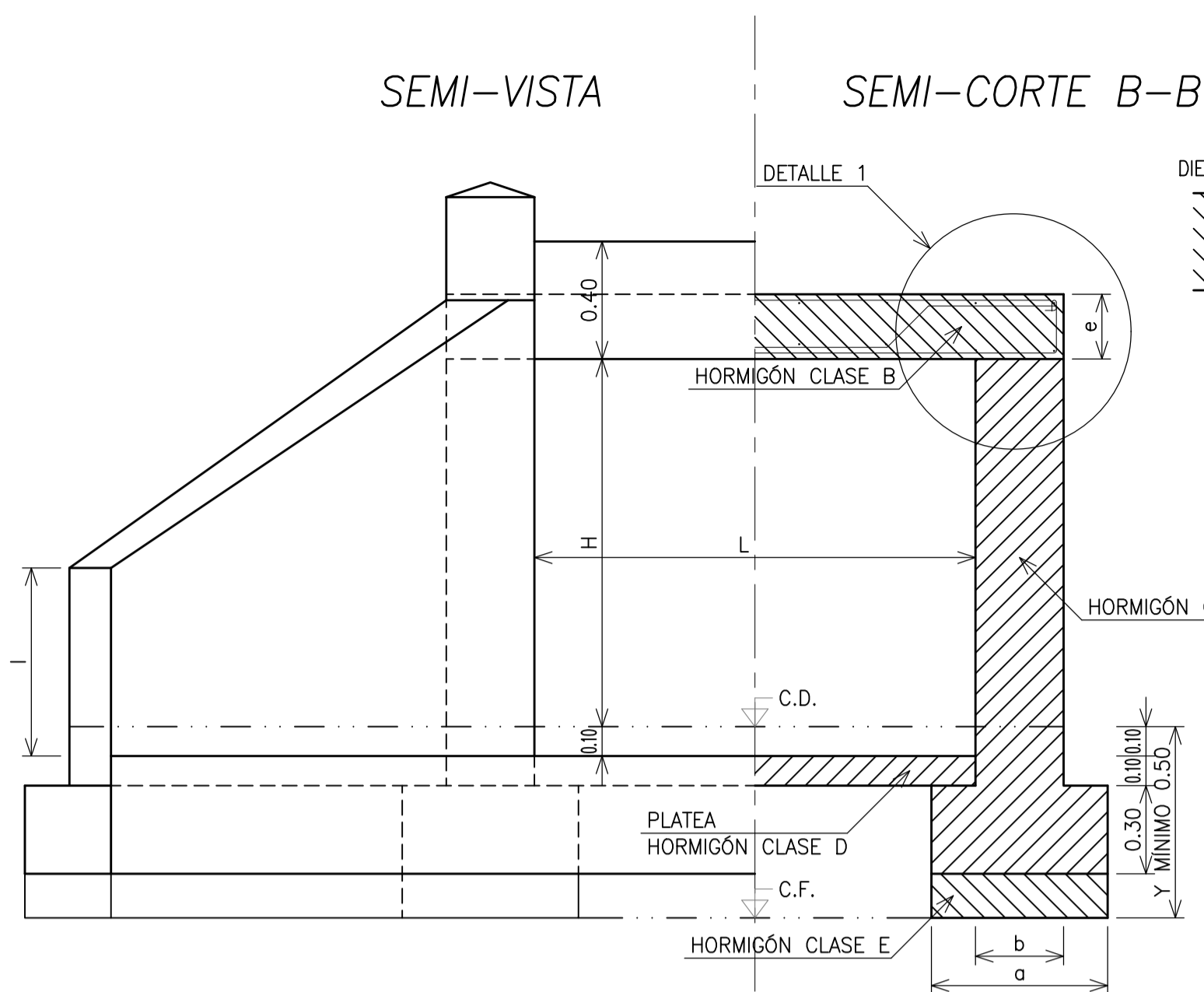
UNR - FCEIA - EIC

SECCIONES TRANSVERSALES CALLE RÍO NEGRO



ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Ilán	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	ESCALA 1:100	PLANO N° 11.9
			FECHA 14/02/24	





ALCANTARILLA OBLICUA
 α : ÁNGULO DE OBLICUIDAD ENTRE EJE DE CAMINO Y EJE DE ALCANTARILLA.
 L: LUZ MEDIDA NORMAL A ESTRIBOS.
 J: LONGITUD DE LOSA MEDIDA PARALELAMENTE AL EJE DE LA ALCANTARILLA.

CUADRO 3 - ALCANTARILLA OBLICUA - L'

α (L)	0.80	1.00	1.50	2.00
45°	1.13	1.41	2.12	2.83
50°	1.04	1.31	1.96	2.61
55°	0.98	1.22	1.84	2.44
60°	0.92	1.15	1.725	2.30
65°	0.88	1.10	1.65	2.20
70°	0.85	1.07	1.60	2.13
75°	0.825	1.03	1.55	2.06
80°	0.815	1.02	1.53	2.04
85°	0.80	1.00	1.51	2.01

CUADRO 4 - ALCANTARILLA OBLICUA - DIMENSIONES

H (m)	l (m)	s (m)	i (m)	h (m)	α	v (m)	k' (m)	k (m)	w (m)	w' (m)
0.50	0.40	0.15	0.20	0.09	45°	0.84	1.17	0.57	0.36	1.30
					50°	0.84	1.06	0.57	0.37	1.16
					55°	0.83	0.98	0.58	0.38	1.04
					60°	0.83	0.90	0.58	0.40	0.93
					65°	0.83	0.85	0.59	0.42	0.82
					70°	0.82	0.79	0.60	0.44	0.77
					75°	0.82	0.74	0.61	0.46	0.71
					80°	0.81	0.70	0.61	0.49	0.65
					85°	0.81	0.67	0.63	0.52	0.59
0.75	0.55	0.15	0.25	0.07	45°	1.04	1.70	0.79	0.52	1.78
					50°	1.04	1.51	0.80	0.53	1.61
					55°	1.03	1.40	0.80	0.54	1.45
					60°	1.03	1.30	0.81	0.57	1.34
					65°	1.03	1.23	0.84	0.59	1.24
					70°	1.02	1.14	0.85	0.63	1.11
					75°	1.02	1.06	0.86	0.66	1.01
					80°	1.01	1.01	0.87	0.71	0.94
					85°	1.01	0.96	0.90	0.76	0.86
1.00	0.55	0.15	0.25	0.07	45°	1.34	2.46	1.12	0.64	2.50
					50°	1.34	2.24	1.14	0.67	2.28
					55°	1.33	2.05	1.14	0.71	2.03
					60°	1.33	1.90	1.15	0.75	1.85
					65°	1.33	1.80	1.19	0.78	1.72
					70°	1.32	1.67	1.21	0.84	1.54
					75°	1.32	1.56	1.24	0.90	1.42
					80°	1.31	1.46	1.25	0.96	1.29
					85°	1.31	1.40	1.30	1.02	1.18
1.25	0.80	0.20	0.30	0.11	45°	1.59	3.00	1.36	0.76	3.12
					50°	1.58	2.72	1.38	0.80	2.76
					55°	1.58	2.49	1.40	0.84	2.49
					60°	1.57	2.29	1.40	0.87	2.22
					65°	1.57	2.18	1.43	0.92	2.05
					70°	1.56	2.02	1.45	0.93	1.84
					75°	1.56	1.89	1.51	1.06	1.71
					80°	1.55	1.79	1.52	1.14	1.55
					85°	1.55	1.70	1.56	1.20	1.41
1.50	0.90	0.20	0.30	0.11	45°	1.89	3.79	1.69	0.89	3.84
					50°	1.89	3.45	1.71	0.94	3.41
					55°	1.88	3.14	1.74	0.99	3.07
					60°	1.87	2.89	1.74	1.05	2.74
					65°	1.87	2.74	1.81	1.12	2.52
					70°	1.86	2.54	1.83	1.21	2.27
					75°	1.86	2.35	1.89	1.30	2.10
					80°	1.85	2.26	1.91	1.39	1.91
					85°	1.85	2.15	1.98	1.49	1.75
1.75	1.05	0.25	0.35	0.12	45°	2.13	4.31	1.93	1.01	4.13
					50°	2.13	3.90	1.96	1.06	3.73
					55°	2.12	3.57	1.97	1.12	3.40
					60°	2.12	3.31	2.00	1.19	3.12
					65°	2.11	3.10	2.07	1.26	2.87
					70°	2.10	2.89	2.09	1.37	2.67
					75°	2.10	2.71	2.16	1.47	2.39
					80°	2.09	2.58	2.18	1.59	2.07
					85°	2.08	2.44	2.25	1.69	1.97
2.00	1.15	0.30	0.40	0.12	45°	2.48	5.09	2.29	1.17	4.86
					50°	2.47	4.61	2.31	1.23	4.39
					55°	2.47	4.22	2.34	1.30	4.01
					60°	2.46	3.90	2.37	1.40	3.68
					65°	2.45	3.67	2.43	1.47	3.38
					70°	2.44	3.42	2.47	1.59	3.04
					75°	2.43	3.20	2.55	1.72	2.80
					80°	2.42	3.04	2.57	1.84	2.53
					85°	2.42	2.88	2.67	1.99	2.32

CUADRO 1 - ALCANTARILLA RECTA - DIMENSIONES

H (m)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	s (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)	k (m)	l (m)	m (m)
0.50	0.45	0.20	0.84			0.15	0.33	0.09	0.20	1.36	1.19	0.25	0.08
0.75	0.45	0.25	1.04			0.15	0.29	0.07	0.25	1.61	1.47	0.38	0.10
1.00	0.45	0.25	1.23			0.15	0.29	0.07	0.25	1.88	1.74	0.51	0.10
1.25	0.60	0.30	1.44			0.20	0.42	0.11	0.30	2.26	2.04	0.64	0.12
1.50	0.60	0.30	1.63			0.20	0.42	0.11	0.30	2.53	2.31	0.77	0.12
1.75	0.65	0.35	1.83			0.25	0.47	0.11	0.35	2.81	2.59	0.90	0.14
2.00	0.70	0.40	2.03			0.30	0.52	0.11	0.40	3.09	2.87	1.03	0.14

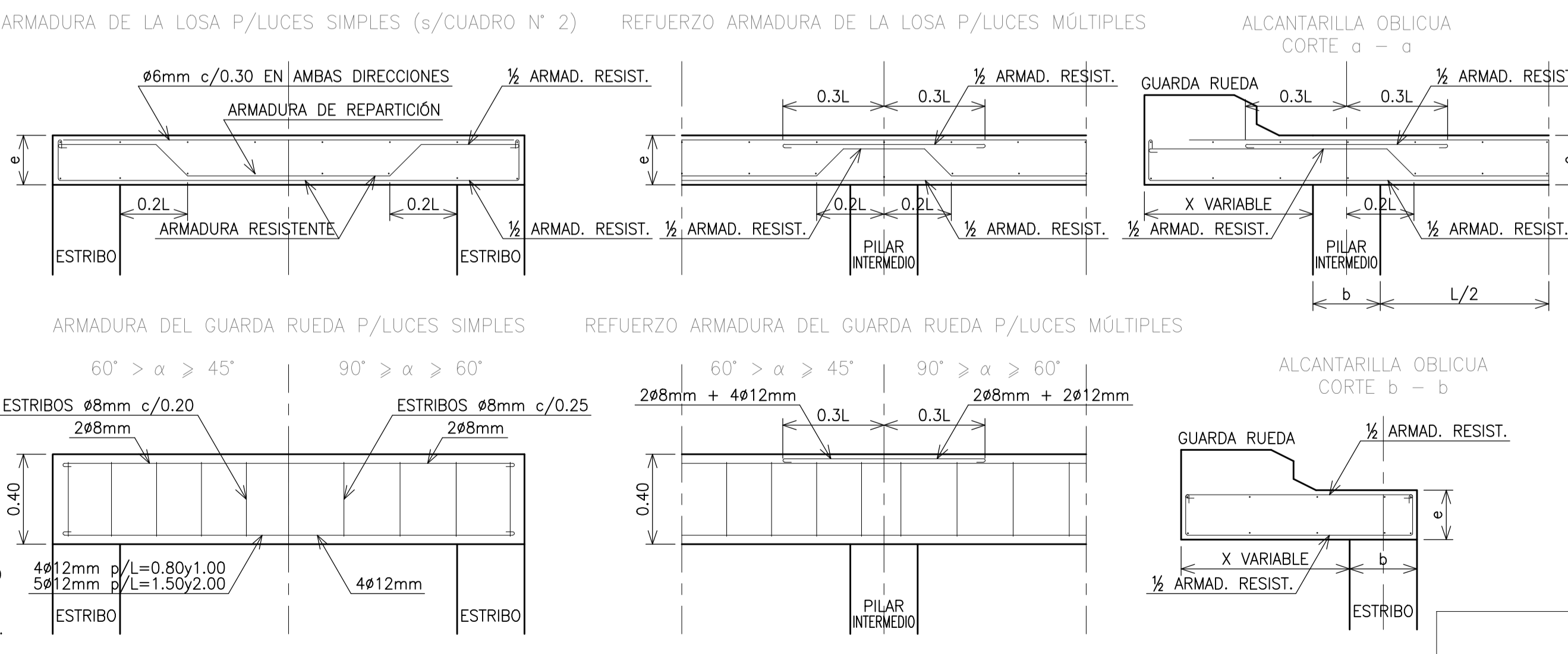
CUADRO 2 - ESPESOR LOSA, ARMADURA Y TAPADA MÁXIMA

TIPO	LUZ L (m)	ESPE. LOSA e (m)	ARMADURA LOSA				TAPADA MÁX.	
			PRINCIPAL ϕ (mm)	SEPAR. (mm)	REPARTICIÓN ϕ (mm)	SEPAR. (mm)	LUZES SIMPLES (m)	LUZES MULTIP. (m)
A PARA CAMION DE 9 TONELADAS	0.80	0.14	10	0.12	8	0.33	5.00	-
	1.00	0.16	10	0.11	8	0.33	4.50	-
	1.50	0.18	10	0.11	8	0.32	3.50	3.00
	2.00	0.20	10	0.11	8	0.23	2.25	2.00
	2.00	0.18	10	0.14	8	0.33	7.00	-
B PARA APLANADORA DE 16 TONELADAS	1.00	0.19	10	0.12	8	0.33	6.00	-
	1.50	0.21	10	0.10	8	0.32	4.25	3.00
	2.00	0.22	10	0.10	8	0.23	3.00	2.00
C PARA APLANADORA DE 20 TONELADAS	0.80	0.18	10	0.13	8	0.33	7.00	-
	1.00	0.19	10	0.10	8	0.33	6.00	-
	1.50	0.22	12	0.12	8	0.30	4.50	3.00
	2.00	0.25	12	0.12	8	0.30	3.25	2.00

NOTAS:
 PARA LA FIJACIÓN DE LOS VALORES MÁXIMOS DE T HA SIDO DETERMINANTE EN LAS LUCES SIMPLES LA RESISTENCIA AL CORTE = 4 kg/cm² O A LA FLEXIÓN $\sigma_b = 50$ kg/cm², $\sigma_e = 2400$ kg/cm².
 EN LAS LUCES MÚLTIPLES LA MÁXIMA FATIGA ADMISIBLE EN EL TERRENO DE FUNDACIÓN DEBAJO DE LA ZAPATA DE LOS PILARES ES 2.5 kg/cm².
 EN TODOS LOS CASOS SE HA CONSIDERADO QUE EL PESO ESPECÍFICO DEL MATERIAL DE RELLENO ES DE 2 kg/cm³.
 SI ALGUNA DE ESTAS CONDICIONES NO SE CUMPLEN SE INTRODUCIRÁN LAS MODIFICACIONES NECESARIAS.

DETERMINACIÓN DEL TIPO A APLICAR
 PARA T < 0.90m: EL TREN DE CARGAS ADOPTADO PARA EL CAMINO.
 PARA T > 0.90m: SE APLICARÁ EL TIPO A CUALQUIERA SEA EL TREN ADOPTADO Y SIEMPRE QUE EL VALOR DE T NO EXCEDA EL MÁXIMO FIJADO EN EL CUADRO PARA ESTE TIPO.
 SI EL VALOR DE T EXCEDE ESE MÁXIMO, SE APLICARÁ EL TIPO B O BIEN EL TIPO C.

MATERIALES
 HORMIGÓN CLASE B: $\sigma_{br} > 210$ kg/cm².
 ACERO TIPO III: $\sigma_{adm} > 2400$ kg/cm² - f > 4200 kg/cm².



DATOS A FIJAR EN EL PROYECTO
 ALCANTARILLA ①; ②; ③; L=④ m; H= ... m; Y= ... m; J=⑤ m
 ① INDICAR "A", "B" O "C"
 ② INDICAR CON O SIN PLATEA
 ③ OBLICUIDAD α i o α d
 ④ EJEMPLOS: 0.80, 2 x 1.50
 ⑤ REDONDEAR A MÚLTIPLO DE 0.20 m

UNR - FCEIA - EIC

PLANO TIPO O-41211-I MODIFICADO

ALUMNOS CHIABRANDO, Lucas MATTER, Julián SALOMÓN, Iñaki	PROFESORES LUQUE, Analía	PROYECTO IV	ESCALA	PLANO N°
		URBANIZACIÓN EL TRÉBOL	FECHA 14/02/24	12

BIBLIOGRAFÍA

- Honorable Concejo Municipal de la ciudad de El Trébol. (2022). *Ordenanza N° 1253 - Código de edificación*. El Trébol, Argentina.
- Honorable Concejo Municipal de la ciudad de El Trébol. (2022). *Ordenanza N° 1257 - Código de ordenamiento territorial*. El Trébol, Argentina.
- Organización de las Naciones Unidas, ONU. (2015). *Objetivos y metas de desarrollo sostenible*.
<https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/objetivos-de-desarrollo-sostenible/>
- Growing Buildings. *Construcciones y emisiones CO2 a la atmósfera*.
<https://growingbuildings.com/construccion-y-emisiones-co2-a-la-atmosfera/#:~:text=El%20sector%20de%20la%20construcci%C3%B3n,la%20contaminaci%C3%B3n%20de%20las%20aguas>
- Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento, ENOHSA. *Normas ENOHSA: Capítulo 11 "Lagunas de estabilización"*.
- Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento, ENOHSA. *Normas ENOHSA: Capítulo 13 "Redes de distribución"*.
- Poder Ejecutivo de la Provincia de Santa Fe. (2013). *Decreto 4841/13 - Recursos hídricos - Sistema del Arroyo Ludueña*. Santa Fe, Argentina.
- Orsolini, Hugo; Zimmermann, Erik; Basile, Pedro. (). *Hidrología: Procesos y métodos (cuarta edición)*. Rosario, Argentina.
- Ministerio de Infraestructura, Servicios Públicos y Hábitat. *Curvas de nivel de Santa Fe*. Rosario, Argentina.
- Dirección Provincial de Vialidad. (1970 - 2017). *Curvas IDTr Santa Fe*. Santa Fe, Argentina.
- Pagola, Marta; Martínez, Pablo; Raffaelli, Juan Pablo; Bolcatto, Nicolás. (2022). *Material de apoyo Transporte III*. Rosario, Argentina.
- Infraestructura de Datos Espaciales de Santa Fe, IDESF. *Visualizador 2.3 - Cuencas hidrográficas*. <https://www.santafe.gov.ar/idesf//geoportal/>
- Municipalidad de la ciudad de El Trébol. *Sitio web*. <https://eltrebol.gov.ar/>
- Municipalidad de la ciudad de El Trébol. (2023). *Nivelaciones varias*. El Trébol, Argentina.
- Ranzini, Marcelo. (2023). *El Trébol Este: Ecológico*. El Trébol, Argentina.
- Cátedra Proyecto II. (2007). *Redes de distribución de agua: Resolución de redes con el programa EPANET*. Rosario, Argentina.
- Cátedra Proyecto II. (2007). *Redes de colectoras cloacales: Metodología del proyecto*. Rosario, Argentina.
- Cátedra Proyecto II. (2016). *Desagües pluviales en áreas urbanas*. Rosario, Argentina.
- Cátedra Proyecto II. (2002). *Redes de distribución de agua: Método de Hardy Cross*. Rosario, Argentina.